

ASPECTOS TECNICOS DOS POÇOS USUAIS NO SEMI-ARIDO PARAIBANO

EVERALDO PINHEIRO DO EGITO

ASPECTOS TECNICOS DOS POÇOS USUAIS NO SEMI-ARIDO PARAIBANO

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, em cumprimento as exigências para obtenção do grau de Mestre em Ciências.

AREA DE CONCENTRAÇÃO: RECURSOS HIDRICOS

SARMA KAMESWARA VENKATA SEEMANAPALLI

Orientador

CAMPINA GRANDE, PARAIBA

- 1989 -

D/S
U. F. P. (U. F. P. - UFRPB)
1989





E29a Egito, Everaldo Pinheiro do
Aspectos técnicos dos pocos usuais no semi-árido
paraibano / Everaldo Pinheiro do Egito. - Campina Grande,
1989.
138 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -
Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e
Tecnologia.

1. Pocos - 2. Pocos Tubulares Rasos e Amazonas - 3.
Pocos Tubulares Rasos e Amazonas - 4. Dissertação I.
Seemanapalli, Sarma Kameswara Venkata, Dra. II.
Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB) III.
Título

CDU 628.112(043)

ASPECTOS TECNICOS DOS POÇOS USUAIS NO SEMI-ARIDO PARAIBANO

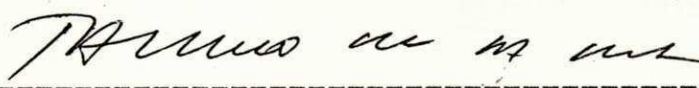
EVERALDO PINHEIRO DO EGITO

Autor

DISSERTAÇÃO APROVADA EM 20/01/89


SARMA KAMESWARA VENKATA SEEMANAPALLI-Ph.D.
Orientador


ALAIN MARIE BERNARD PASSERAT DE SILANS-Dr.
Membro da Banca


TARCISO CABRAL DA SILVA - M.Sc.
Membro da Banca

CAMPINA GRANDE, PARAIBA

Janeiro, 1989

A G R A D E C I M E N T O S

Ao Dr. Sarma Kameswara Venkata Seemanapalli, Ph.D., Orientador e Professor da Area de Engenharia de Recursos Hídricos, pelos programas computacionais, objetividade, ensinamentos e ativa participação na interpretação dos resultados, sem o que não poderia ter sido realizado este trabalho.

Ao Departamento de Engenharia Civil da U.F.Pb., Campus II - C. Grande e , a Coordenação da Area de Engenharia de Recursos Hídricos, pelo apoio concedido e estímulo a conclusão deste empreendimento.

Aos Professores, colegas do Curso de Mestrado, e amigos, pela atenção, incentivo, e troca de conhecimentos necessários.

Ao colega Carlos Antônio Vanderley Gonçalves pelos programas computacionais de sua autoria, usados nesta pesquisa.

A CAGEPA, pelo decisivo apoio até a conclusão da tese.

As Empresas, tais como CDRM, SRH, DNOCS e SUDENE, pelos trabalhos e publicações postos a nossa disposição.

Aos técnicos e funcionários do Laboratório de Hidráulica do C.C.T.- Campus II, pela capacidade demonstrada e valioso espírito comunitário.

Ao CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Cientí-

fico e Tecnológico, pelo apoio recebido.

A meus pais, Adaliva e José do Egito, a minha mulher e filhos, Maria das Graças, Bruno, Sávio e Rodrigo, que com sacrifício e paciência redobraram minhas forças para conclusão deste objetivo.

SUMARIO

	Página
1.0 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - O ciclo hidrológico e a água subterrânea	1
1.1.1 - Armazenamento da ág. subterrânea	2
1.1.2 - Tipos de aquíferos	3
1.2 - Fluxo da água nos meios porosos	3
1.3 - Tipos de poços	6
1.3.1 - Retrospectiva do poço de grande diâmetro	6
1.4 - A realidade do Nordeste	7
1.4.1 - Província Aluvionar	8
1.5 - A importância das águas subterrâneas	9
1.5.1 - Vantagens de utilização das Aguas Subterrâneas	10
1.6 - Dados técnicos das áreas de pesquisa	10
1.6.1 - Passagem - MRH 95	10
1.6.2 - Jericó - MRH 89	11
2.0 - REVISAO BIBLIOGRAFICA	13
2.1 - Aspectos da percolação da água nos Meios Porosos	13
2.2 - Aplicação do fluxo subterrâneo	13
2.3 - Hidráulica de poços	14
3.0 - INTRODUÇÃO DO PROBLEMA DO POÇO TUBULAR RASO	17
3.1 - Dados técnicos de poço e calibragem	20

3.2 - Condições de simulação e análise	21
3.3 - Segurança hidráulica dos poços	24
3.4 - Efeito do Cone sobre os Aq. Livres	34
3.5 - Aplicação do Modelo para avaliação de K, T, e S (caso Passagem)	35
4.0 - POÇO DE GRANDE DIAMETRO OU AMAZONAS	37
4.1 - Introdução do problema do P.G.D.	37
4.2 - Poços de G.D. nos Aquíferos de Baixa Transmissividade	39
4.3 - Modelação do poço de grande diâmetro	39
5.0 - AQUÍFEROS HOMOGÊNEOS, HETEROGÊNEOS, ISOTRÓPI- COS, ANISOTRÓPICOS E EXTRATIFICADOS	43
5.1 - Introdução	43
5.1.1 - Relação Q vs s - Aq. Homogeneos	43
5.1.2 - Discussão dos resultados	46
5.2 - Definição de Anisotropia/Extratificação	47
5.2.1 - Discussão dos resultados	48
5.3 - Interferência entre poços nos Aquíferos Homogeneos	50
5.3.1 - Discussão dos resultados	53
5.4 - Recarga simultânea em poços	56
5.4.1 - Definição do problema	56
5.4.1.1 - Objetivos gerais da Recarga Artificial	60
5.4.1.2 - A recarga artificial em Sist. Abast. Agua	66
5.4.2 - Tratamento teórico	68
5.4.3 - Poço de recarga - requisitos	68

5.4.4 - Simulação e análise	69
6.0 - PERDAS LOCALIZADAS NOS POÇOS	80
6.1 - Perda na formação e perda no poço	80
6.1.1 - Tratamento teórico	80
6.1.2 - Velocidade de entrada (v)	84
6.1.3 - Perda de carga nos filtros	85
6.2 - Caso Passagem, para demonstrar as perdas	86
7.0 - ASPECTOS HIDRAULICOS DOS POÇOS TIPO AMAZONAS	89
7.1 - Caracterização do problema	89
7.2 - Metodologia e desenvolvimento	90
7.3 - Aplicação do Modelo para análise de K, T, e S do Aquífero (caso Jericó)	97
7.4 - Exemplos práticos ilustrativos	100
7.5 - Curvas Diâmetro vs Rebaixamento e Vazão vs Diâmetro - Construção e Análise	104
7.6 - Curva Rebaixamento vs Fator de filtro f	110
7.7 - Variação da Eficiência com o Diâmetro, no P.G.D.	113
7.8 - A necessidade de maior profundidade nas pesquisas	114
8.0 - CONCLUSOES E RECOMENDAÇÕES	118
8.1 - Conclusões	118
8.2 - Recomendações	123
9.0 - BIBLIOGRAFIA	126
ANEXO 1: Tabela Comparativa entre os valores de campo e calibragem de K, T e S	133
ANEXO 2: O método numérico das diferenças finitas e sua aplicação na resolução do modelo	134

RESUMO

Foram feitos neste trabalho tentativas para analisar os dados reais do campo a respeito dos poços tubulares rasos e Amazonas com referência particular do semi-árido paraibano, com a finalidade de comparação dos aspectos sócio-técnicos dos dois tipos de poços.

Foram estendidas as condições existentes do campo, através do uso de métodos analíticos utilizando o computador, devidamente fazendo a calibragem das mesmas, para assegurar a validade de comparação e extensão.

Devido custos exorbitantes e tecnologia de alto nível exigido na perfuração dos poços tubulares, foram estudados aspectos de implantação dos poços Amazonas, adotando uma variedade nos diâmetros e área livre (consistindo de tijolos e argamassa) para melhorar a eficiência do filtro através do fator "f" que foi concebido nesta dissertação.

Para interesse acadêmico, foram feitos estudos que incluem efeitos das barreiras, das fontes de recarga, do bombeamento/recarga simultâneo, com vários arranjos. Este estudo se volta para mostrar as condições reais do campo, existentes ou que podem surgir no futuro, como a interferência entre poços com aproveitamento precário dos aquíferos pelos agricultores, e, a recarga artificial. As diversas

condições tratadas não excluem a possibilidade de existência de anisotropia, extratificação e outras situações complicadas existentes, assim tratando todos os casos possíveis, que provavelmente existe devido a complexibilidade da geologia da região nordestina.

ABSTRACT

In this work, tentatives are made to analyse the realistic data taken from field observations with respect to tubular and open wells ("Amazonas"), with particular reference to semi-arid Paraiba with the objective of comparing the socio-technical aspects of the two types of wells. The field conditions were extended by the use of analytical methods, utilising the computer, duly calibrating the field data on the model, for guaranteeing the validity of the comparison and extension of the said conditions.

Due to the exorbitant costs and high level technology demanded in the perfuration of tube wells, studies were made here-in on aspects of implantation of open-wells ("Amazonas"), adopting variety of diameters and open area (of the bricks and masonry) for betterment of the efficiency of the filter, through a factor "f" which was conceived in this dissertation.

For academic interest, studies were made, which include effects of barriers or recharge sources and of simultaneous pumping/recharge, adopting various schemes. These studies reflect the realistic conditions, either existing or which might occur in the future, such as the case of interference between wells, in which the aquifers are being used preca-

riously by the agriculturists and of artificial recharge (of ground water). The diverse conditions which are treated herein do not exclude the possible occurrence of anisotropy, stratification and other complex situations which exist, thus treating all possibilities which probably might occur, due to the complex geology of the northeast region of Brazil.

N O M E N C L A T U R A

- a, b, c, d ... - coeficientes na Equação polinômica de n
têrmos, (A, B, C, D ...)
- A - Área do aquífero em questão, m^2
- b - Espessura saturada no aquífero livre/confinado, m (B)
- C - Constantes da formação, C_f e do poço, C_w , adimensionais
- D - Afastamento entre poços ou afastamento entre nós da
malha usada para representação do aquífero, D_x, D_y, m
- e - Expoente usado nos cálculos matemáticos, 2.71828
- Elevação no centro da malha no caso de recarga simultânea, e_c, m
 - Elevação no local do poço no caso de recarga simultânea, e_w, m
- E - Rendimento específico/porosidade eficaz/vazão específica do aquífero livre, m^3/m^3 (adimensional)
- Eficiência do poço, E %, adimensional
- F - Furo de sondagem F1, F2, F3, ...
- f - Fator de eficiência do filtro ou fator de filtro, adimensional
- h - Cargas hidráulicas do nível dinâmico no cone de rebaixamento/ ou potencial hidráulico, m (h_1, h_2, h_3, \dots)
- Espessura saturada, m (h_0)
- H - Profundidade do nível estático da água no aquífero, m

- Cargas hidráulicas do cone desenvolvido, m (H_1, H_2, \dots)
ou (h_1, h_2, \dots)
- 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
 - Permeabilidade do filtro do poço, K_f , m/s
 - Permeabilidade nas direções x,y e z , m/s (K_{xx}, K_{yy} e K_{zz})
 - Permeabilidade com divisão do meio, m/s (K_{x1}, K_{x2}) ou (K_{y1}, K_{y2})
- \log - Expressão do logaritmo (natural \log_e , a base 10 \log_{10} ou \log)
- l - Extensão da secção filtrante, m , (L)
- n - Porosidade do meio poroso, m^3/m^3 , adimensional
 - Expoente da vazão na equação que relaciona $Q - s$
- π - Razão entre perímetro e diâmetro do círculo, 3.14159
- P.T.- Poço tubular P.T.1, P.T.2, P.T.3...
- P.A.- Poço Amazonas P.A.1, P.A.2, P.A.3... / P.G.D.1,...
- P_z - Piezometro ou poço de observação (P_{z1}, P_{z2}, \dots)
- Q - Vazão do poço tubular/Amazonas, m^3/s
 - Vazões de descarga/recarga respectivamente, como $Q(-)$ e $Q(+)$, m^3/s
 - Vazão no determinado ponto (i,j) na rede considerada, $Q(i,j)$, m^3/s
 - Vazão total de exploração/recarga, m^3/s (Q_t)
- Q/s - Vazão específica de um poço tubular/Amazonas, $m^3/s/m$

- R - Raio de influência do caso tratado, m, R_i ou r_i
- Raio do poço, m r_w
- Raios da secção r_1, r_2 com alturas piezométricas h_1, h_2
- s - Rebaixamento no cone desenvolvido, m
- Rebaixamento no poço em questão, s_w , m
- Rebaixamento no piezometro n. 1, s_1 , n.2, s_2, \dots , m
- Rebaixamento no centro da malha no caso de bombeamento simultâneo, s_c , m
- Rebaixamento no poço real/imagem, m s / s_i
- Perda no poço, s_p , m r_i
- Perda na formação, s_f , m
- Perda total, s_t , m
- Máximo rebaixamento atingido no poço, m s_{max}
- S - Coeficiente de armazenamento, m^3/m^3 , adimensional
- t - Tempo do rebaixamento no poço real/imagem, t / t_i , s r_i
- T - Transmissividade do aquífero, produto de permeabilidade e espessura do aquífero, $K \times b$, m^2/s
- V - Volume do cone do rebaixamento, m^3
- x - Abcissa de ordenada y, na equação da curva do rebaixamento (cone de influência) $x=f(y)$, m
- X,Y - Direções consideradas para tratamento do problema
- z - Altura da elipse com bombeamento/recarga simultânea, m
- θ - Condutividade hidráulica do meio parcialmente saturado, m/s
- Δs - Diferença de rebaixamentos, m
- ϕ - diâmetro do poço, m

1.0 - INTRODUÇÃO

Quase três-terços da superfície da terra é coberta pela água e 97% desta está nos oceanos. Os rios e lagos contêm menos que 1% do total da água da terra (0.017%), enquanto 2.14% estão nas capas polares e na forma glacial. A água subterrânea é estimada em $4 \times 10^6 \text{ km}^3$ até uma profundidade de 1/2 km abaixo da terra (UNEP, Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente - 1976).

Somente 30% da população mundial tem suprimento garantido da água e os demais 70% dependem dos poços, lagos e fontes com incertezas crescentes, sujeitos a contaminação.

Até o ano 2000, é estimado que a demanda da água cresça quatro vezes devido o aumento esperado na população do planeta e conseqüentes exigências domésticas, industriais e agro-pecuárias.

1.1 - O ciclo hidrológico e a água subterrânea

Quando as precipitações caem no solo, uma parte da água escorre pela superfície, alimentando os rios, lagos e oceanos; outra se infiltra e uma última volta a formar as nuvens, retornando a atmosfera por evaporação. É um ciclo sem fim. Assim como uma esponja absorve a água, os solos durante a infiltração fazem o mesmo, armazenando o que chamamos de

SEÇÃO DE REFERÊNCIA

águas subterrâneas. As águas subterrâneas também são alimentadas por rios, lagoas, canais e água de degelo.

1.1.1 - Armazenamento da água subterrânea nos aquíferos

Quando a água se infiltra no solo, ela avança verticalmente por gravidade, através de poros (vazios) existentes entre os grãos, até chegar ao reservatório subterrâneo.

O reservatório subterrâneo é constituído pelos espaços vazios ou poros das rochas. Estes se encontram conectados entre si como se fosse um sistema de pequenos canais, onde a água é armazenada e circula muito lentamente.

Existem rochas que são menos resistentes (ou brandas) e são compostas por materiais argilosos, grãos de areia ou cascalhos. Assim como os solos, estas rochas apresentam porosidade primária, constituída pelos vazios entre os grãos.

A zona de solo localizada acima do reservatório subterrâneo é a chamada zona não saturada. Nesta, os poros contêm água e ar. Já a camada abaixo do nível de água subterrânea (superfície freática) tem todos os seus poros cheios de água e é conhecida como zona saturada, o que é do nosso interesse.

Chama-se aquífero o reservatório subterrâneo do qual é possível extrair uma quantidade apreciável de água.

1.1.2 - Tipos de aquíferos

Na natureza existem principalmente dois tipos de aquíferos: livres ou freáticos e confinados ou artesianos. Os aquíferos livres encontram-se mais próximos da superfície e os aquíferos confinados se apresentam, geralmente, a uma maior profundidade e intercalados entre camadas impermeáveis. Neste caso, a água está sob pressão nos poros e quando se constroer um poço, a água ascende, algumas vezes até a superfície.

1.2 - Fluxo da água nos meios porosos

Em aquíferos freáticos a água é armazenada em espaços vazios, isto é, naquela porção do espaço vazio já não ocupada por água e em que o ar pode ser substituído. Pela definição, o armazenamento do aquífero, S , (E para aquíferos livres) é o volume de água adicionado por área unitária horizontal do aquífero por ascensão unitária na elevação do lençol freático. Sobre uma área A , o volume V armazenado no aquífero causará uma elevação no lençol freático de Δh . Assim:

$$V = S \times A \times \Delta h$$

Obviamente, o excesso de fluxo de saída (outflow) sobre fluxo de entrada (inflow) produzirá um declínio do lençol frático ou superfície piezométrica.

Em escala regional podemos sumarizar o balanço hídrico subterrâneo, através da equação seguinte:

$$\begin{aligned} & (\text{Ag. Subterranea que entra}) - (\text{Ag. Subterranea que sai}) \\ & + (\text{Reabastecimento natural}) - (\text{Fluxo que retorna}) \\ & + (\text{Recarga artificial}) + (\text{Fluxo que entra de lagos e riachos}) - (\text{Descarga de fontes}) - (\text{Evapotranspiração}) - \\ & (\text{Bombeamento e drenagem}) = (\text{Acréscimo no volume de água armazenado no aquífero}) \end{aligned}$$

onde todos os termos são expressos em volume de água durante o período do balanço.

A equação de Dupuit para aquíferos livres, após simplificações (largura unitária) e fluxo essencialmente horizontal, se torna:

$$Q = -K.h.\partial h/\partial x \quad \text{ou, } Q = -K.h.\nabla h$$

o que é uma extensão da Lei de Darcy, $v = -K.i$, onde i = gradiente, representado por dh/dx .

Para um fundo horizontal, resulta:

$$Q = -K \frac{\partial}{\partial x} (h\phi - h^2/2)$$

onde ϕ = potencial no montante, e h é qualquer carga variável.

A fórmula de Dupuit-Forchheimer, com condições iniciais e de contorno seguintes: estado de fluxo livre através de formação homogênea, entre dois reservatórios com faces verticais onde, para $x=0$, $h=h_0$ e $x=L$, $h=h(x)$ (figura abaixo), se torna:

$$Q \int_{x=0}^x dx = -K \int_{h=h_0}^{h(x)} h(x) \cdot dh$$

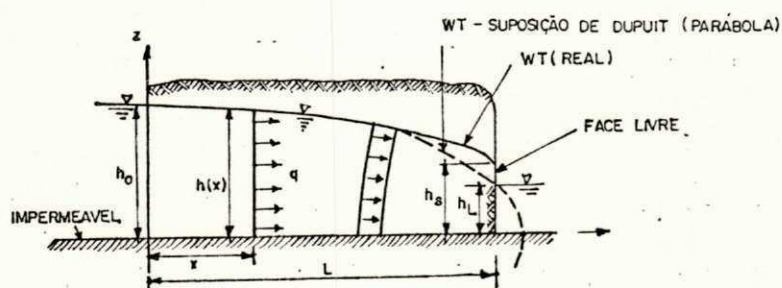
assim:

$$Q \cdot x = K \frac{h_0^2 - h(x)^2}{2}$$

Para $x=L$, $h=h_L$, resulta na forma mais conhecida da equação de Dupuit-Forchheimer, seguinte:

$$Q = K \frac{h_0^2 - h_L^2}{2L}$$

desprezando a face livre de percolação mostrada na figura.



FLUXO ENTRE DOIS RESERVATÓRIOS (ESTADO LIVRE)

Para as distâncias $x > 1.5$ a 2 vezes a altura de domínio do fluxo, a solução baseada na suposição de Dupuit é suficientemente precisa para maior parte dos cálculos encontrados normalmente.

1.3 - Tipos de poços

Para utilizar as águas subterrâneas, o homem dispõe de fontes ou mananciais (de onde a água brota espontaneamente) e, principalmente, de poços que são perfurados. Os tipos de poços mais comuns são:

Poços escavados: apresentam grandes diâmetros com profundidades geralmente inferiores a 25 metros e normalmente revestidos com cimento, ladrilhos ou pedras. A água é geralmente extraída com baldes, bombas de pequena potência e cataventos.

Poços tubulares: apresentam pequenos diâmetros e profundidades que variam de dezenas a centenas de metros, muitas vezes revestidos com tubos intercalados com filtros. A água é geralmente extraída com bombas elétricas e compressores. São denominados de poços artesianos quando exploram aquíferos confinados.

1.3.1 - Retrospectiva do poço de grande diâmetro

Desde tempos antigos, o homem vem usando os poços de grande diâmetro, seja numa forma primitiva, aproveitando na maioria das vezes a parte freática ou as vezes até a camada

confinada. Estes poços continuam sendo fontes primárias da água subterrânea.

Poços de grande diâmetro (tipo Amazonas) estão sendo usados extensivamente em várias partes do mundo para fins domésticos e agro-pecuários. A simplicidade e baixo custo da construção e operação destes poços, são as bases primeiras para emprêgo desta técnica. A mais importante vantagem é que o poço Amazonas é adequado e apropriado para aquíferos de baixa transmissibilidade, devido a que após cessação de extração da água, a água subterrânea tende recuperar no poço com rapidez.

O manejo eficiente e desenvolvimento de tais poços em áreas rurais exigem todavia, um conhecimento profundo e amplo dos fatores físicos que governam a hidráulica e hidrologia dos poços, para a otimização do uso dos recursos subsuperficiais.

Foi feito uma tentativa neste trabalho em estabelecer uma técnica de corretamente estimar os parâmetros envolvidos e as relações $Q - s$ para fins de comparação com os poços convencionais tubulares, para os quais já existem teorias e procedimentos para avaliação destes parâmetros.

1.4 - A realidade do Nordeste

As perspectivas de aproveitamento de água subterrânea no Nordeste datam do século passado, quando estudiosos sugeriram a construção de poços, como meio de combate ao fenômeno das secas.

A partir de 1919, com a criação do IFOCS (atual DNOCS), intensificou-se o programa de construção de poços tubulares, com ênfase especial, para as regiões cristalinas mais pobres em recursos hídricos superficiais.

Já em 1959, com a criação da SUDENE, novo impulso e amplas perspectivas eram abertas sobre a captação e uso das reservas hídricas profundas, implementando bases mais consistentes, acerca do aproveitamento sistemático desse recurso. Além das pesquisas básicas desenvolvidas, procurou-se, somar os esforços de outros Órgãos, firmando-se convênios ou então, capacitando-se bancos oficiais e privados a repassarem recursos, mediante contratos de financiamento para construção de poços particulares.

1.4.1 - Província Aluvionar

Esta, é sem dúvida a menor das três (Sedimentar, Cristalina e Aluvial) unidades principais de exploração da água subterrânea no Nordeste, embora em alguns locais isolados assuma um papel muito importante. É constituída pelas aluviões depositadas nos vales dos rios e riachos temporários da região pré-cambriana, compreendendo uma área de aproximadamente 35.000 km², representando cerca de 2.5% do Nordeste.

Pelas facilidades de captação dessas águas subterrâneas, as populações se encontram preferencialmente ao longo dos vales, de onde retiram a água para o seu abastecimento através de escavações rústicas.

1.5 - A importância das águas subterrâneas

As águas subterrâneas constituem cerca de 95% da água doce disponível em nosso planeta. Apenas 5% formam os rios, lagos e represas. Estes números dão as águas subterrâneas uma importância fundamental.

O aproveitamento das águas subterrâneas tem aumentado muito nos últimos 20 anos devido ao incremento da demanda e, também, em função da degradação da qualidade das águas superficiais, como consequência do crescimento populacional e do desenvolvimento industrial e agro-pecuário.

Apesar de toda a importância das águas subterrâneas no contexto da América Latina e Caribe, existe muita pouca (e as vezes nenhuma) preocupação com sua preservação.

Atualmente existem cidades abastecidas, em parte ou totalmente por águas subterrâneas e que começam a experimentar basicamente dois tipos de problemas:

- superexploração de aquíferos: a perfuração de um número excessivo de poços ou poços muito próximos uns dos outros e que funcionam continuamente está provocando um abatimento dos níveis de água nos aquíferos. Isto acarretará um aumento dos custos de bombeamento, diminuição do rendimento dos poços, possibilidade de recalque nos terrenos e, em casos extremos, exaustão dos aquíferos.

- contaminação das águas subterrâneas: é talvez o problema mais grave e nem por isso tem recebido a devida atenção.

Os aquíferos também podem ser poluídos a partir de

lagoas de estabilização, rios receptores de resíduos e irrigação com águas servidas. Do mesmo modo, os aterros sanitários e principalmente os "lixões", podem ser fontes de poluição de origem doméstica.

1.5.1 - Vantagens de utilização das águas subterrâneas

- custo de construção de poços geralmente menor que o custo das obras de captação de água superficial, tais como represas, diques e estações de tratamento;

- na maioria das vezes, sua qualidade é adequada ao consumo humano, sem a necessidade de tratamento (salvo em casos de contaminação natural e/ou artificial);

- é uma alternativa de abastecimento muito conveniente no caso de pequenas e médias populações urbanas ou em comunidades rurais.

1.6 - Dados técnicos das áreas de pesquisa, no semi-árido paraibano

1.6.1 - Passagem - MRH 95

Margeada pelo rio da Farinha, na micro-região homogênea 95 do Estado, Fig. 1, apresentando altitude 340 m, longitude 37° 04', latitude 07° 08', índice agro-climático 59, pluviometria total média anual 846 mm, temperatura média anual 24.5 °C, evapotranspiração potencial 1305 mm, evapotranspiração real 710 mm, deficiência hídrica anual 595 mm

com distribuição nos meses de julho-janeiro, excedência 136 mm no mês de abril.

1.6.2 - Jericó - MRH 89

•

As margens do rio de mesmo nome, na micro-região homogênea 89 do Estado, Fig. 1, apresentando altitude 215 m, longitude 37° -49', latitude 6° -33', índice agroclimático 56%, pluviometria total média anual 874 mm, temperatura média anual 25.7 °C, evapotranspiração potencial 1497 mm/ real 815 mm, deficiência hídrica total 682 mm, distribuição anual meses julho-janeiro, excedente total 59 mm, distribuição anual meses março-abril.

Nos próximos capítulos serão investigados aspectos sócio-técnicos dos poços tubulares e Amazonas, nas áreas citadas.

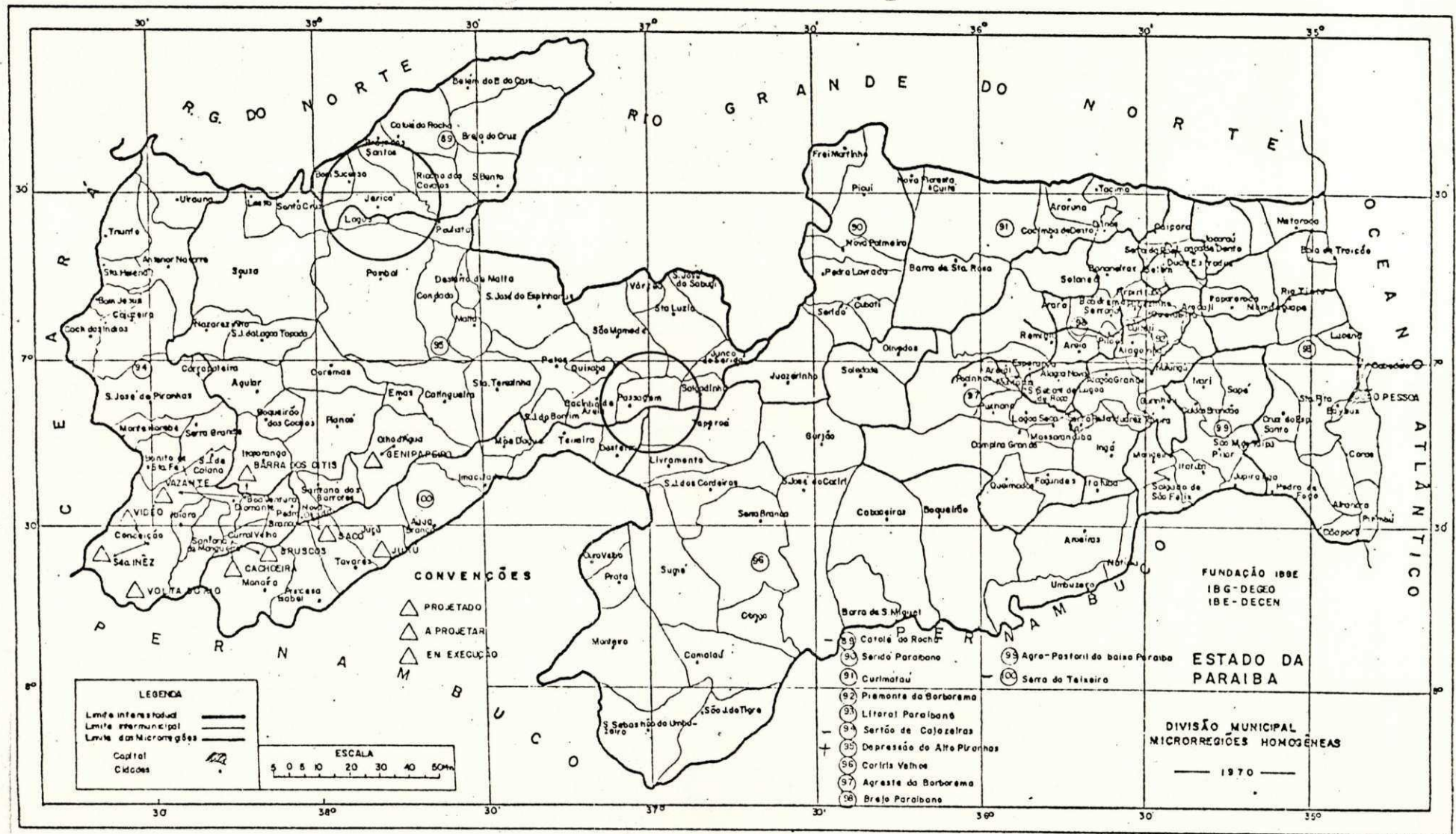


Fig. 1 - ÁREAS DE INVESTIGAÇÃO EM JERICÓ E PASSAGEM NO ESTADO DA Pb COM AS MRHs.

2.0 - REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1 - Aspectos da percolação da água nos meios porosos

As primeiras pesquisas sobre o problema de fluxo nos meios porosos, apareceram em meados do século passado. Assim, em 1886, Forchheimer mostrou que a distribuição das pressões da água e velocidades de percolação são governadas pela equação de Laplace e em 1901 propôs fórmulas generalizadas para fluxo bi e tri-dimensionais, ampliando assim os estudos unidimensionais (direção vertical) de Darcy (1856).

A teoria completa para fluxo bi-dimensional para regime permanente em meios porosos indeformáveis foi desenvolvida por Pavlovsky (1922), que a tratou como um problema de Física-Matemática, adotando o método do mapeamento conforme e resolveu vários problemas relacionados com percolação em fundações. Terzaghi (1922) interpretou corretamente o mecanismo da erosão.

2.2 - Aplicação do fluxo subterrâneo para várias situações

As primeiras tentativas para avaliar o fluxo de ar e água através de solos foram feitas por Green e Ampt (1911) levando-se em conta as propriedades físicas do solo. Subsequentemente, Kozeny (1931) através de sua contribuição "Fluxo

de Fluidos Homogeneos através de Meios Porosos", deu importância para assuntos ligados com exploração de petróleo e Engenharia Química. A cientista russa Polubarinova-Kochina (1952) revolucionou as noções sobre teorias de movimento de águas subterrâneas em meios homogêneos, heterogêneos e extratificados e resolveu inúmeros problemas com contornos variáveis.

Todd e Bear (1961) resolveram problemas de percolação com camadas anisotrópicas em meios porosos com modelos eletroanalógicos conseguindo excelentes resultados. Todd (1970) resumizou seus resultados e outros em forma de enciclopédia.

Harr (1962) no seu clássico trabalho "Groundwater and Seepage", publicou soluções de vários problemas de fluxos subterrâneos confinados e não confinados, saturados e não saturados incluindo teorias não muito utilizadas como mapeamento conforme e hodográficos.

Ernst (1962), aperfeiçoou a teoria de Dupuit dividindo o fluxo percolado de canais em três partes para solos isotrópicos homogêneos extratificados.

Bouwer (1969) usou modelos eletroanalógicos para avaliar perdas d'água por percolação dos canais comparando seus resultados com os de Dachler (1936), Dupuit e Ernst.

2.3 - Hidráulica dos poços em Aquíferos Confinados e Livres

Para aquíferos livres, usando a teoria de Dupuit-Forchheimer, Adolf e Gunther Thiem (1906) conjuntamente desenvolveram equações para obtenção da vazão com fluxo laminar

horizontal permanente.

Um grande avanço nos estudos de fluxo não permanente foi dado por Theis (1935) que desenvolveu uma fórmula introduzindo os conceitos de fator de tempo e coeficiente de armazenamento. Theis notou que quando o poço penetrante num aquífero confinado e extenso é bombeado com vazão constante, a influência da vazão se estende no espaço com o passar do tempo e provou que teoricamente não se pode conseguir regime permanente.

Hantush (1962) estudou os efeitos de rebaixamento sobre a vazão explorável em aquíferos confinados com os casos de penetração parcial e total e deu expressões em forma de séries infinitas. Posteriormente em 1964 em seu trabalho "Hydraulic of Wells" tratou extensivamente sobre assuntos como poços artesianos, interferência entre poços, efeitos de barreiras impermeáveis e aquíferos semi-permeáveis.

Papadopoulos e Cooper (1967), analisando os poços de grande diâmetro disseram que a determinação da transmissibilidade não é tão sensível, quer dizer não oferece resposta imediata ao impulso. De acordo com eles, o armazenamento acompanha a curva Tempo vs Rebaixamento até $T = 25 \frac{r^2}{r_w^2 t}$, onde r é o raio do poço de bombeamento, T a transmissividade do aquífero e t o tempo de bombeamento.

Rushton e Holt (1981), usaram métodos numéricos para analisar o fluxo em poços de grande diâmetro.

Abriola e Pinder (1982), estudaram o comportamento dinâmico da água subterrânea, para achar os componentes tridimensionais das velocidades e vazões.

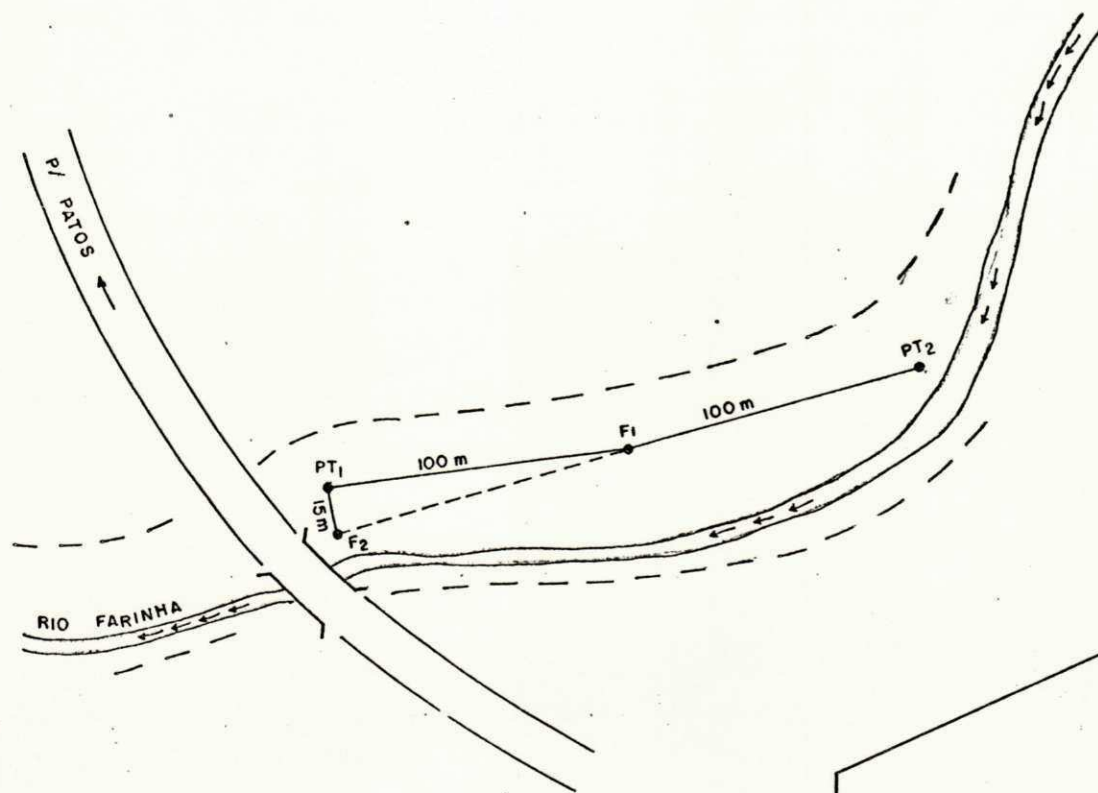
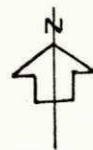
Muitos pesquisadores contribuíram para o desenvolvimento das teorias ligadas a percolação em meios porosos. Entretanto, citou-se os que mais se destacaram nessa área do conhecimento, e que têm relação direta com os assuntos discutidos neste trabalho.

3.0 - INTRODUÇÃO DO PROBLEMA DO POÇO TUBULAR RASO


No caso prático tratado com respeito aos poços I e II de Passagem, tais poços - abertos pela CDRM/CAGEPA, para fins de abastecimento d'água a comunidade - foram selecionados, devido a presença dos aquíferos aluviais de boa qualidade, bem como a existência na área, de ambos os tipos de poços (tubulares e Amazonas), o que facilita uma comparação entre a operação dos mesmos e a resposta do aquífero, Fig. 2 e 3.

Os dados de campo sobre os referidos poços tubulares foram coletados do Relatório Final entregue a Cagepa em julho de 1986. Os testes então realizados, foram analisados através de calibragem no modelo, objetivando sua validade. As variáveis tratadas foram Q , K , h_0 , R , r_i , r_1 , r_2 , s_w , s_1 e s_2 , indicando as três últimas os rebaixamentos no centro do poço de produção (I ou II) e nos dois poços de observação. Os resultados do poço I mostraram anomalias com respeito a curva rebaixamento versus tempo e rebaixamento versus distância, e os valores deduzidos como S e K que variaram desproporcionalmente. O raio de influência em nenhuma maneira coincidiu com o raio obtido pelo modelo, pelo método do erro e tentativa. Assim, os resultados confiáveis foram do poço II, cujo comportamento no campo, concorda plenamente com as verificações através do modelo numérico.

Fig. 2 - CROQUI DE LOCAÇÃO DOS POÇOS TUBULARES RASOS PT_1 , PT_2 E PIEZÔMETROS Pz_1 E Pz_2 EM PASSAGEM, Pb.

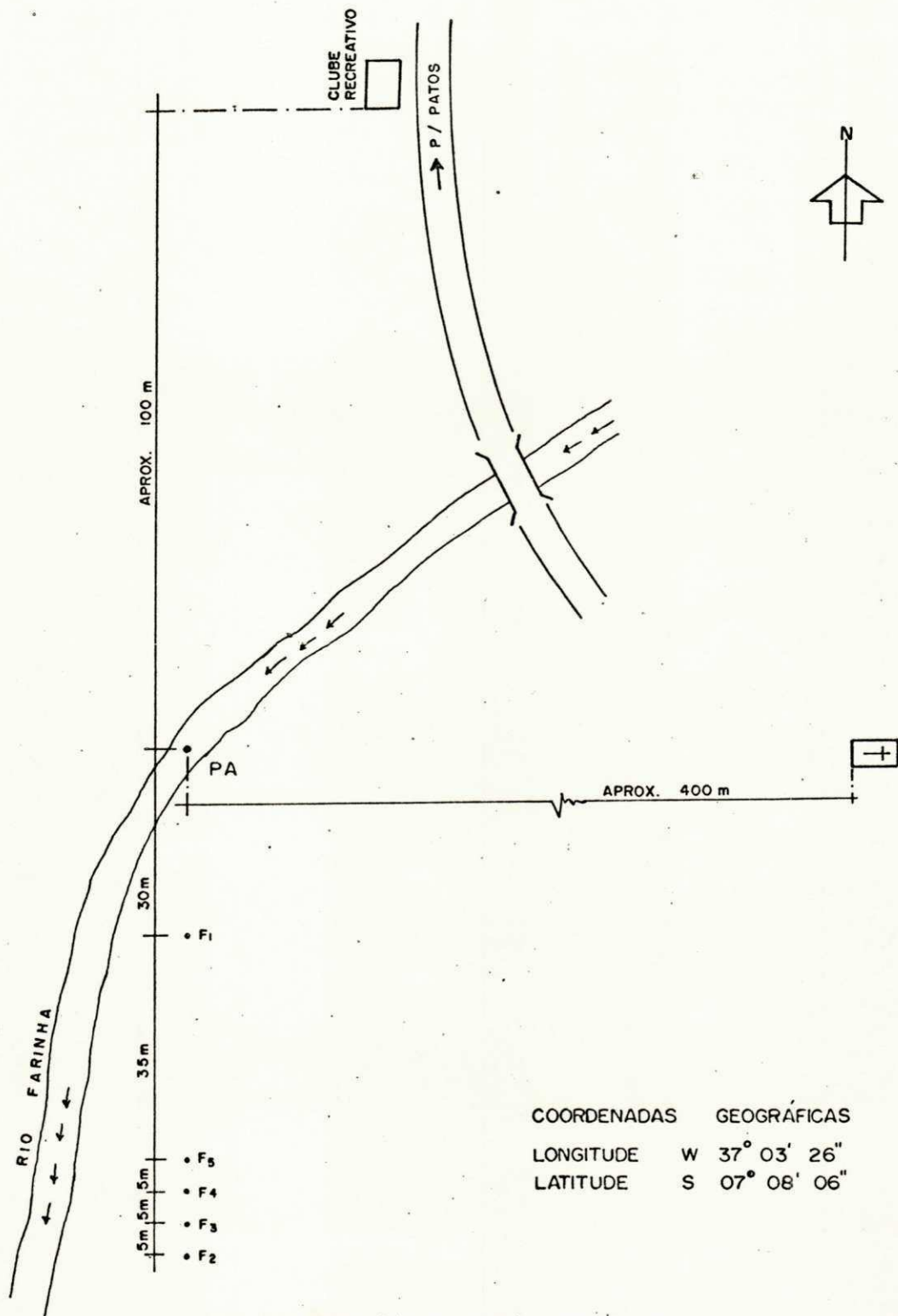


COORDENADAS GEOGRÁFICAS
 LONGITUDE W 37° 03' 10"
 LATITUDE S 07° 08' 03"



CIDADE
 PASSAGEM
 M. R. H. 95.

Fig. 3 - CROQUI DA LOCAÇÃO DO POÇO AMAZONAS EXISTENTE
E PIEZÔMETROS Pz₁, Pz₂,... Pz₅, EM PASSAGEM, Pb.



3.1 - Dados técnicos do poço estudado e da calibragem

Tratamos do aquífero que contém o poço II; embora o aquífero que engloba a influência do poço II, seja muito grande, tecnicamente o raio de influência do poço II (de um poço, de modo geral) é limitante, e foi determinado através do Relatório do poço (dados de campo) e uso do Micro. Os dados apresentados abaixo representam as características do poço:

Poço II - tipo tubular - diâmetro = 0.15 m

$Q=13.508 \text{ m}^3/\text{h}$ = (vazão de campo, conforme teste bombeamento CDRM)

$K = 0.00024 \text{ m/s}$ (calibragem no modelo)

$h = 6.42 \text{ m}$ (espessura saturada, extraído do Relatório CDRM)

$r_i = 104 \text{ m}$ (raio de influência, calibragem no modelo)

Rebaixamento após 24 horas de bombeamento = 1.471 m (Relatório CDRM)

Uma vez confirmados os valores de calibragem acima, como concordantes com os do Teste de Bombeamento, prosseguimos com as demais análises para conhecer a resposta do poço, bem como do aquífero, sob várias situações impostas.

Primeiramente, o comportamento do aquífero foi determinado através da curva de vazão vs rebaixamento (Q vs s) e capacidade específica vs rebaixamento (Q/s vs s) no sentido adimensional. Assim a vazão adimensional foi expressa com Q variável/ Q_{max} e o rebaixamento adimensional é expresso com $s/s_{\text{máx}}$ e assim por diante, Fig. 4 e 5, e Tab. 1. Tal gráfico

foi confeccionado usando duas técnicas: a) através processo digital; b) montagem do modelo no painel eletrônico da rede R-C. As curvas mostraram a concordância plena entre as variações Q vs s e Q/s vs s , exceto o fato que no caso R-C a curva Q vs s apresenta-se quase como linha reta, quando na verdade com maiores rebaixamentos, as vazões serão menores. Na faixa de 0 a 40 ou 0 a 50 %, as curvas mostram a mesma característica em ambos os processos.

Tabela 1, Construção das Curvas $Q - s$, $Q/s - s$ no sentido adimensional, caso Passagem, P.T. II, usando método numérico.

Q (m ³ /s) 10 ⁻⁵	s (m)	Q/Q_{max}	s/s_{max}	Q/s	$(Q/s) / (Q/s)_{max}$
75	.27	8.27	4.21	278	100
125	.46	13.78	7.17	272	96
375	1.49	41.35	23.21	252	81
713	3.41	78.61	53.12	209	50
863	4.90	95.15	76.32	176	26
882	5.21	97.24	81.15	169	21
886	5.28	97.68	82.24	168	19
887	5.30	97.79	82.55	167	19
907	6.42	100.00	100.00	141	0

3.2 - Condições impostas para simulação e análise do poço

Para as análises do poço II e do aquífero, as seguintes vazões Q , $Q/3$ e $Q/5$, foram consideradas, o que facilita uma

Fig. 4 - RELAÇÃO ENTRE VAZÃO - REBAIXAMENTO - VAZÃO ESPECÍFICA DO POÇO TUBULAR (CASO PASSAGEM).

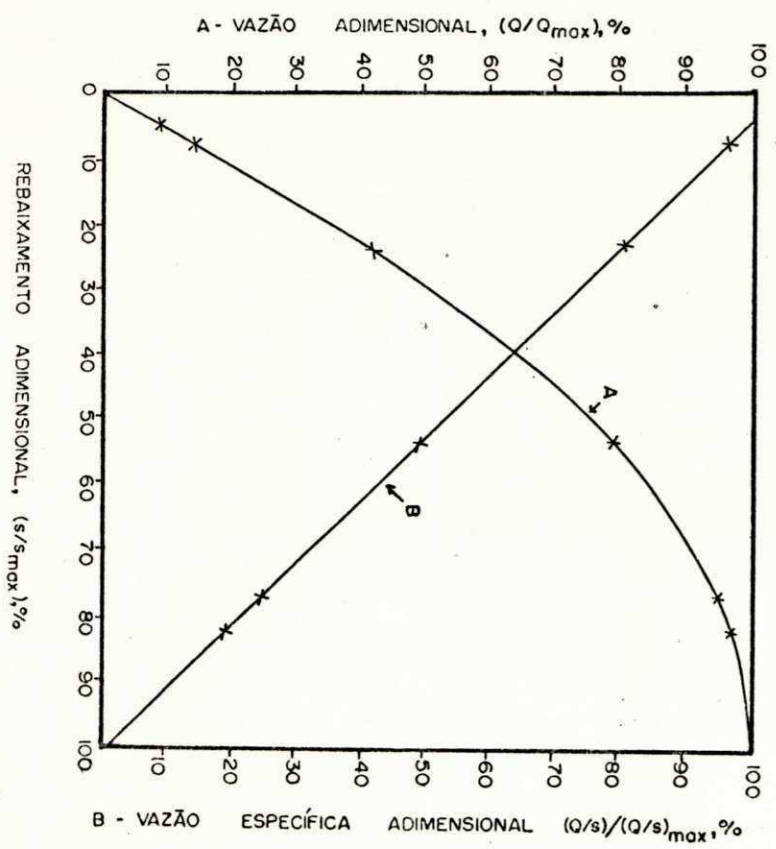
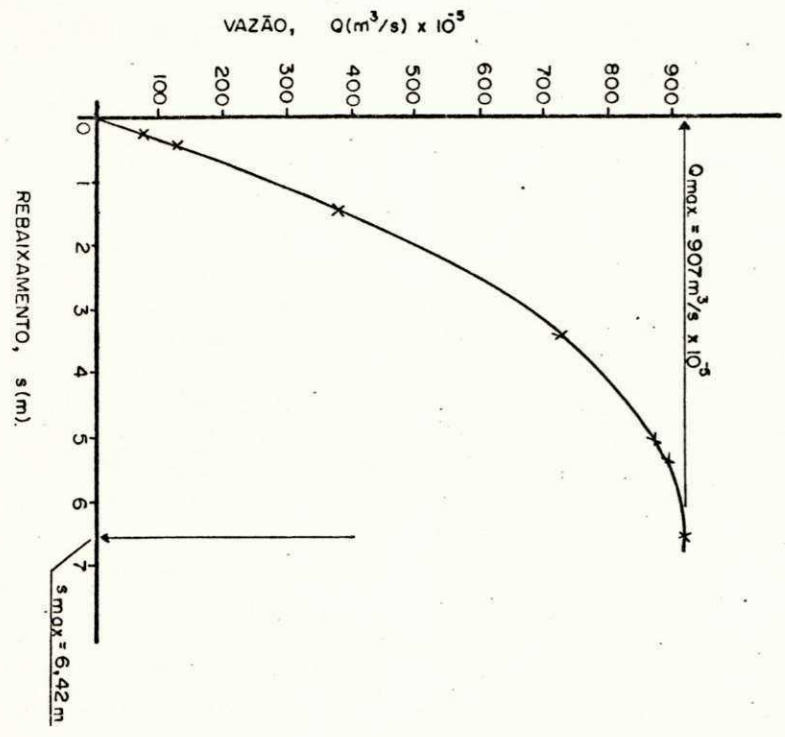
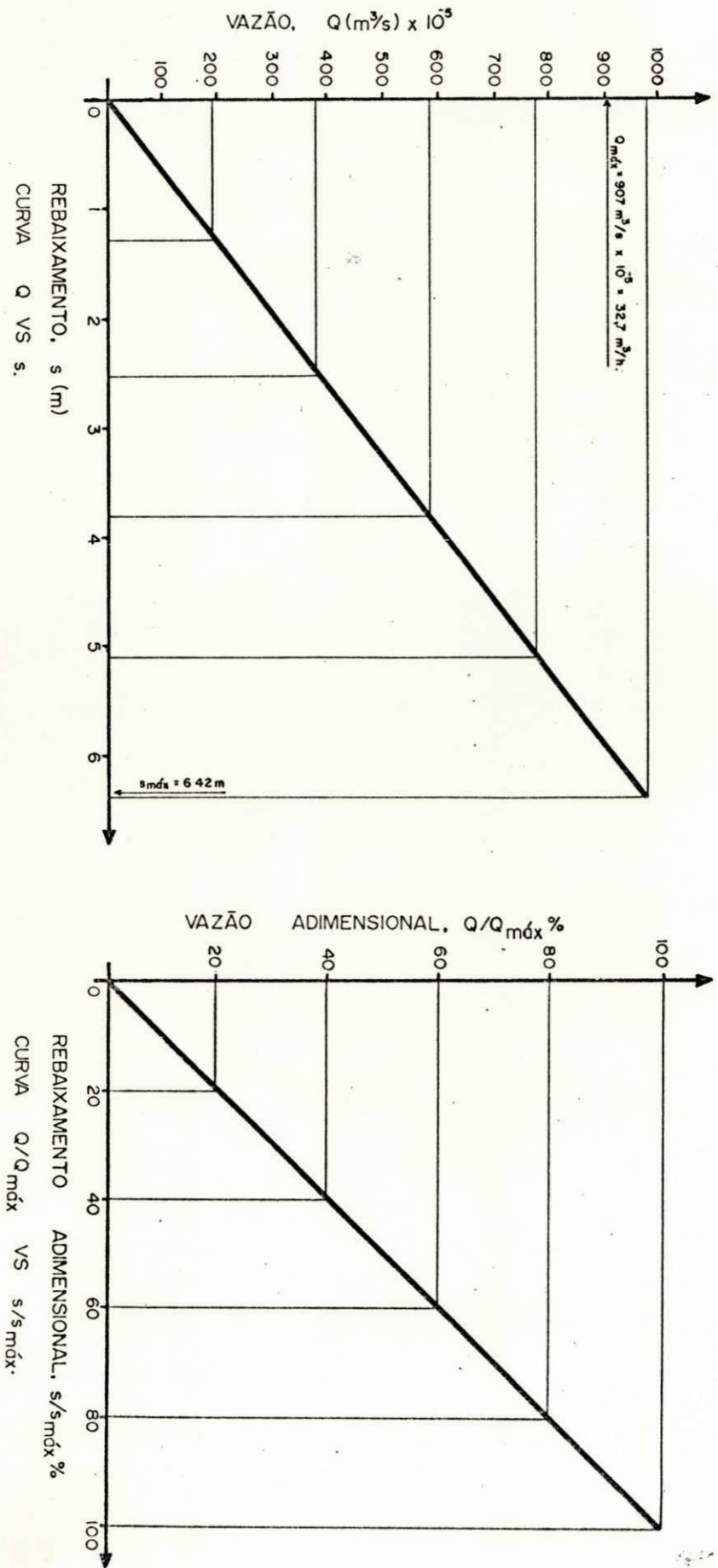


Fig. 5 - CURVAS OBTIDAS ATRAVÉS DE ALIMENTAÇÃO DE DADOS NA RÉDE ANALÓGICA R-C. PARA POÇO PONTUAL NO CENTRO (8,8). CASO PASSAGEM.



comparação entre os resultados, em resposta a variação da vazão. Os casos de homogeneidade, heterogeneidade, anisotropia ou estratificação que foram considerados, mostram a influência do meio poroso sobre rebaixamentos próximo ao poço e no campo em geral (Cap. 5.0).

Embora o raio de influência do poço II seja 104 metros (ver acima), oferecendo uma forma circular do aquífero, para fins de análise no Micro e por curiosidade, a diferença entre o tratamento do aquífero na forma Circular e na forma Retangular (de fato Quadrado) - Fig. 6A e 6B - , foi analisada, usando a técnica do método das diferenças finitas (FDM).

3.3 - Segurança hidráulica e vida útil dos poços

O critério técnico em limitar os rebaixamentos a 50 ou 60% da espessura saturada do aquífero correspondente, surge devido a que, especialmente em aquíferos livres, rebaixamentos excessivos causarão danos para a bomba e redução da vida útil do aquífero, haja vista que: a) os filtros serão obstruídos; b) na proximidade do poço ocorrerão perdas excessivas, devido a alta velocidade da água de entrada; c) diminuição rápida de rendimento (produção) do poço com altos rebaixamentos; d) prejuízos nas características de recuperação do aquífero, causando menores valores de S (coef. de armazenamento), a cada ensaio de bombeamento, devido a influência de entrada do ar, que na forma aprisionada, não permite condições de saturação.

Os casos de existência de barreiras e/ou fontes de


```

4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4
4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4
4 4 4 4 4 | | | | | 4 4 4 4 4
4 4 4 4 | | | | | | 4 4 4 4
4 4 4 | | | | | | | 4 4 4
4 4 | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 4 | | | | | | | 4 4 4
4 4 4 4 | | | | | 4 4 4 4
4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4
4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4

```

MALHA NA FORMA CIRCULAR PARA
INTRODUÇÃO DE POÇO TUBULAR
(PONTUAL) NO MODELO.

```

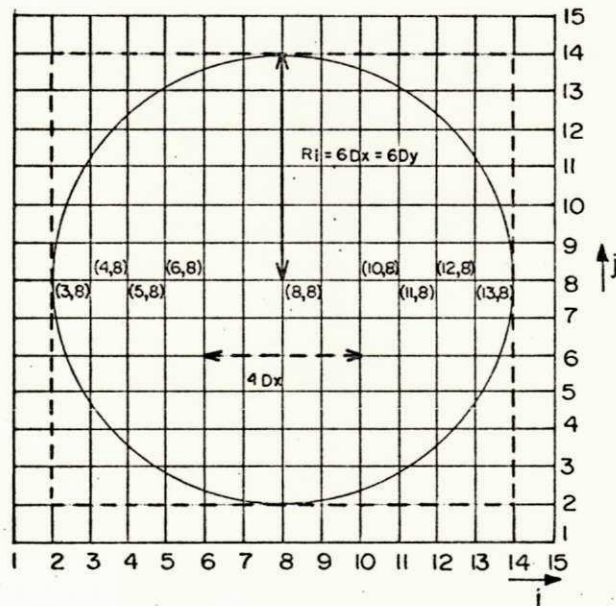
4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4
4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 | | | | | | | | | 4 4
4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4
4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4

```

MALHA NA FORMA RETANGULAR PARA
POÇO PONTUAL E, COMPARAÇÃO COM
A CIRCULAR.

Fig. 6A - MODELO NUMÉRICO - ARRANJO DA MALHA PARA FINS
DE ANALISAR AS REDES. 1-CIRCULAR; 2-RETANGULAR.

Fig. 6B - MALHA PARA SOLUCIONAR PROBLEMAS COM POÇO DE PEQUENO DIÂMETRO (POÇO PONTUAL) NO AQUÍFERO ISOTRÓPICO ($D_x = D_y = R_i/6$).



AQUÍFERO CIRCULAR $(13,15)$, COM 2 POÇOS POSICIONADOS SIMETRICAMENTE.

recarga no campo investigado, foram tratados usando a teoria de Jacob et al (1948), Fig. 7, 8 e 9.

O efeito da barreira regular/irregular numa distância definida e de duas barreiras com uma irregular, sobre rebaixamentos e vazões, foram investigados para os casos hipotéticos, para possível extensão na prática, Fig. 10. A influência de barreira é causar rebaixamentos acentuados para dada vazão ou exigindo vazões excessivas para obter determinado rebaixamento. As situações onde este tipo de problema tem aplicações práticas são: a) no abastecimento público onde os níveis freáticos rebaixaram tão acentuadamente, impossibilitando operação das bombas centrífugas. Um exemplo prático do sertão paraibano é em Souza, onde os pequenos agricultores desavisadamente e na busca da água, tentam explorar os poços Amazonas e o fazem, até alcançar e expor a rocha; tais rebaixamentos excessivos sobre o terreno, influenciam negativamente as bombas centrífugas, devido a sua limitação teórica de 10 mca e que, na prática, não chega a mais de 6 metros, haja vista as perdas inerentes a sucção e possível entrada de ar na mesma; b) no caso de irrigação, onde a água encharca e alcança níveis perigosos, atingindo as raízes, causando danos para as plantas e rendimento das mesmas, tais situações exigem rebaixamento do lençol freático, para manter um nível aceitável de 2.0 a 2.5 metros, para suplementação da umidade através da ascensão capilar para as raízes; tais rebaixamentos exigem maiores descargas, quando existe 1 (uma) ou mais barreiras no campo de estudo.

Além dos casos de descarga, do poço único centralmente

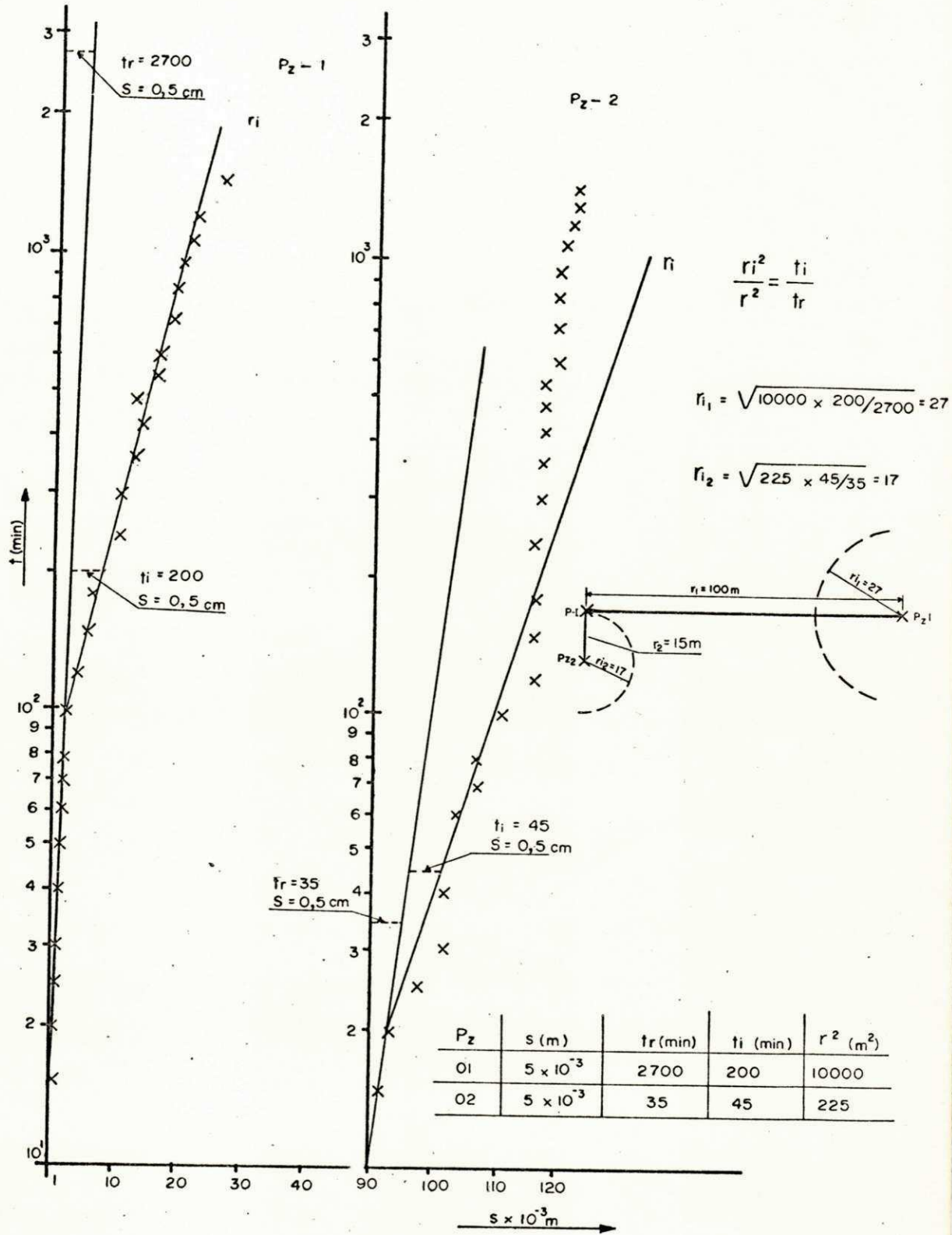


Fig.7 - ANÁLISE DE MARGEM IMPERMEÁVEL
P/ POÇO I - PASSAGEM - Pb.

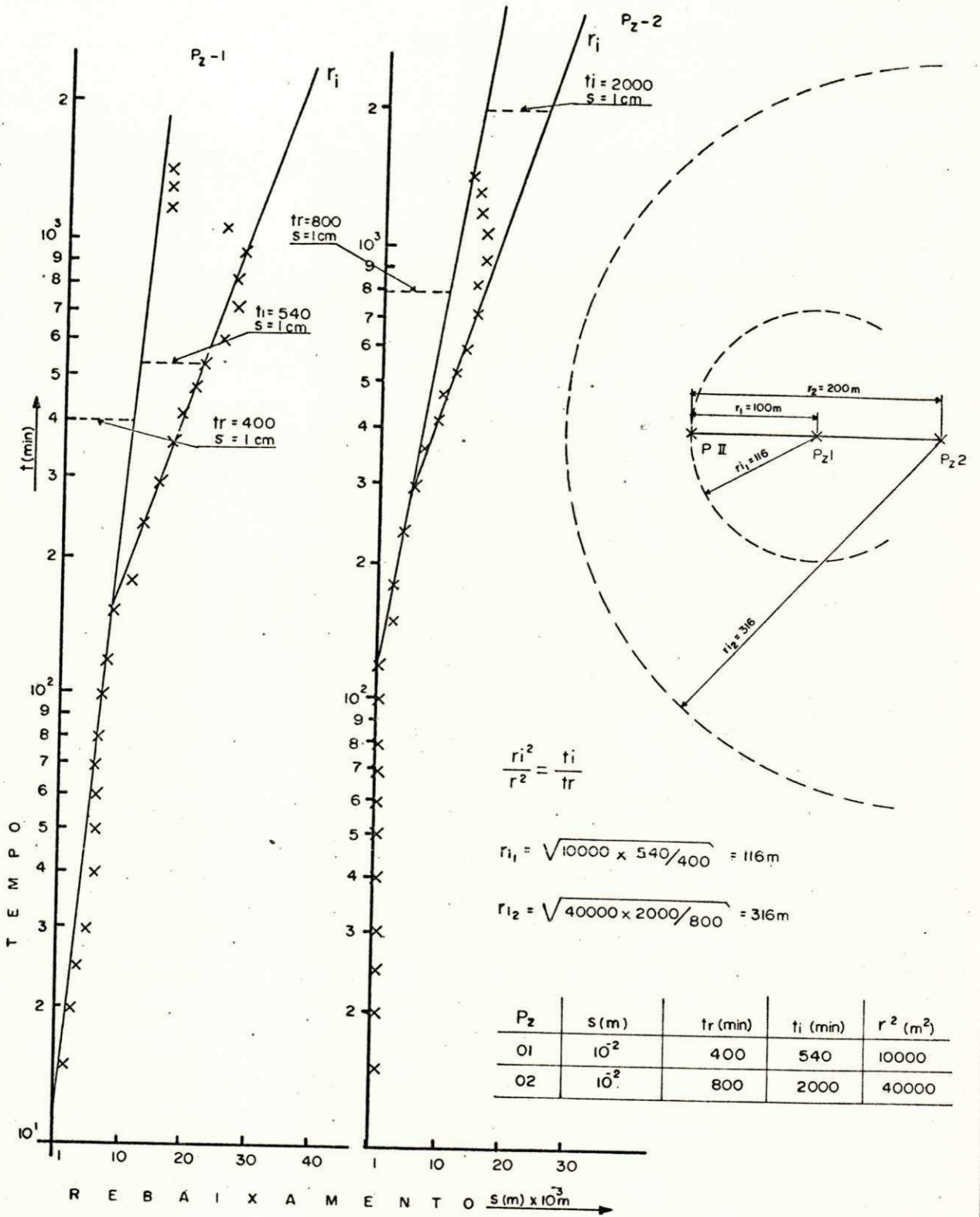
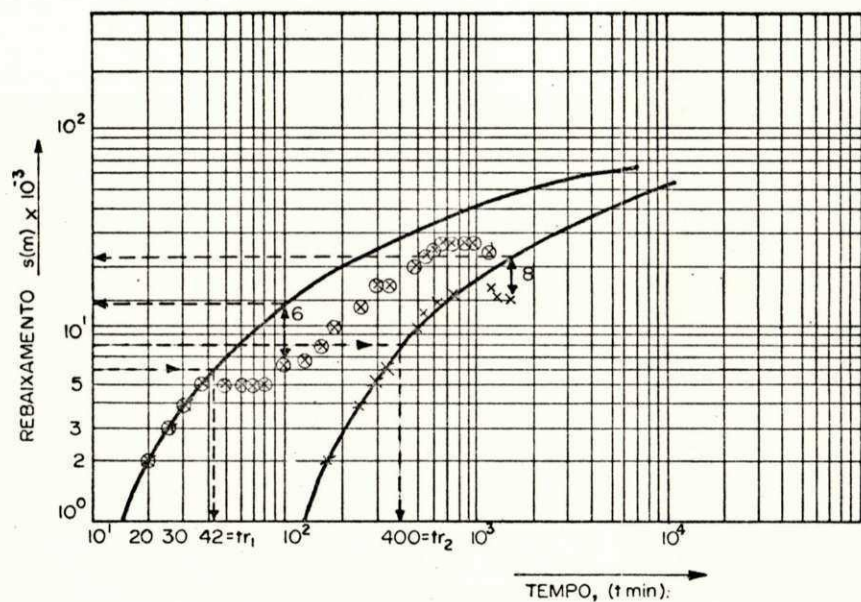


Fig8 - ANÁLISE DE MARGEM IMPERMEÁVEL
 P/ POÇO II - PASSAGEM - P_b

Fig. 9 - INVESTIGAÇÃO DE FONTE DE RECARGA PARA POÇO II
PASSAGEM. Pb. SEGUNDO JACOB, 1948



$$t_{i1} = 100 \text{ min.} \therefore s_1 = (12 - 6) = 6 \times 10^3 \text{ m}$$

$$t_{i2} = 1440 \text{ min.} \therefore s_2 = (21 - 13) = 8 \times 10^3 \text{ m}$$

$$S = \frac{2,25 T t_1}{r_1^2} = \frac{2,25 T t_2}{r_2^2} \therefore \frac{r_1^2}{r_2^2} = \frac{t_1}{t_2}$$

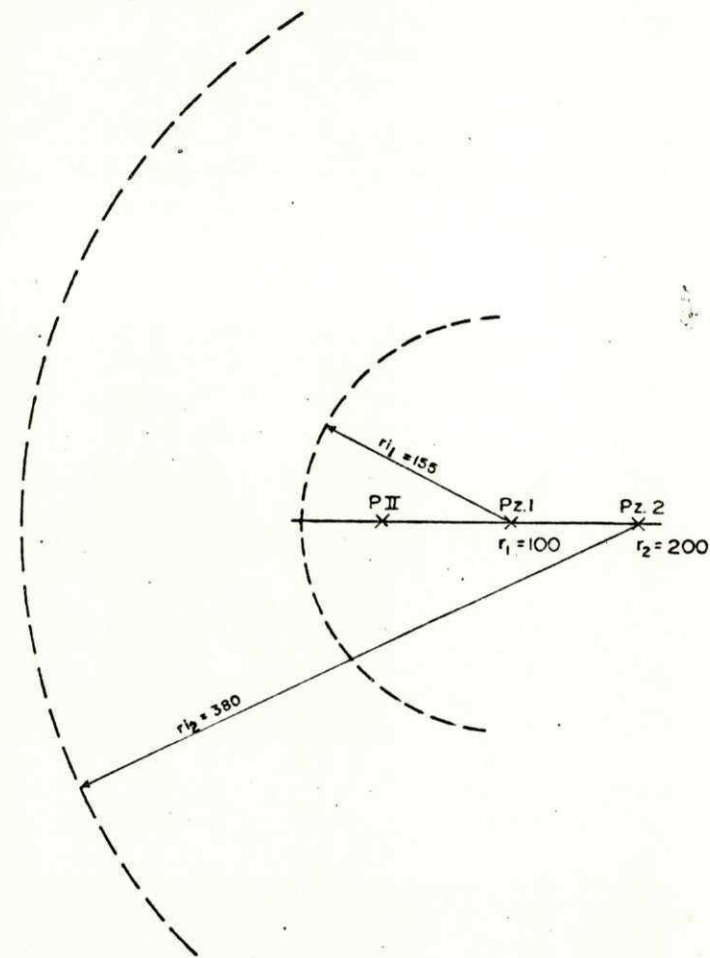
$$r_{i1} = 10.000 \times 100/42 = 155 \text{ m}$$

$$r_{i2} = 40.000 \times 1440/400 = 380 \text{ m}$$

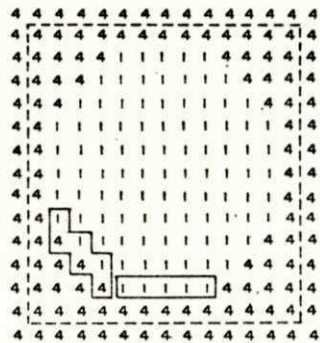
DADOS OBSERVADOS

⊗ PIEZOMETRO 1

x PIEZOMETRO 2

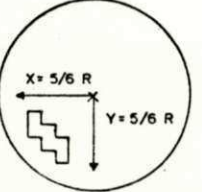
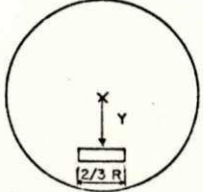
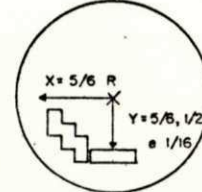
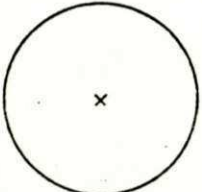


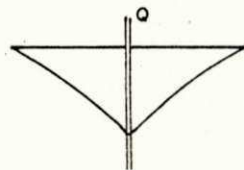
Pz	s x 10 ³	tr (min)	ti (min)	r (m)	ri (m)
1	6	42	100	100	155
2	8	400	1440	200	380



EXEMPLIFICAÇÃO DO POSICIONAMENTO NA MALHA.

Fig. 10 - EFEITO DO POSICIONAMENTO DE BARREIRAS HIPOTÉTICAS SOBRE O REBAIXAMENTO. ($Q=Q/I$; $h_0=6.42$ m. CASO PASSAGEM)

POSICÃO DA BARREIRA A PARTIR DO CENTRO	CASO	 $(X,Y) = \text{FIXOS A } 5/6 R$ s_w		 $Y \text{ (VARIÁVEL)}$ s_w		 $Y \text{ (VARIÁVEL)}$ s_w		 HOMOGENEO s_w	
		% *	% *	% *	% *				
5/6 R		1,54	3,4 (H)	1,55	4,0 (H)	1,67	12,0 (H)	1,49	
1/2 R		—		1,69	13,4 (H)	1,78	19,5 (H)		
1/6 R		—		2,43	63 (H)	2,45	64,4 (H)		
		BARREIRA IRREGULAR ÚNICA POSIÇÃO		BARREIRA REGULAR VARIANDO POSIÇÃO		BARREIRA IRREGULAR + BARREIRA REGULAR, VARIANDO POSIÇÃO.			



* (H) - REFERE - SE AO ACRESCIMO EM % SOBRE O REBAIXAMENTO NO CASO HOMOGENEO.

localizado, o efeito de bombeamento simultâneo através de dois poços, simetricamente localizados no eixo horizontal do aquífero, foram tratados. As posições dos poços foram (6,8), (10,8) e (5,8), (11,8), que corresponde a uma distância $4 \times 10^4/6$ e $6 \times 10^4/6$, significando 69,33 e 104 metros respectivamente, entre poços; isto, é um caso prático que acontece no semi-árido paraibano, onde um mesmo proprietário ou dois proprietários, usam simultaneamente dois ou mais poços (bateria de poços), com o objetivo de obter duas ou mais vezes a vazão, sem conhecer o fato que o bombeamento simultâneo causa interferência entre poços, que resulta em produção reduzida, e até as vezes, causa danos ao aquífero, prejudicando as características de recuperação. O uso contínuo desta prática, deixa o aquífero cada vez em pior estado e até causando morte do aquífero com o tempo, especialmente naqueles que não têm conexão hidráulica com fontes de abastecimento, através da Recarga. A distância mínima entre dois poços, para não causar danos para o meio e para a produção, é, por definição o somatório dos raios de influência, caso em que os círculos se tangenciam (extensividade conjunta/total dos cones de rebaixamento respectivos, para dois poços). No caso de três ou mais poços, também, o critério é de ter círculos de raios de influência de atração da água tangenciais (que não se cruzam, mas se tocam tangencialmente).

Os rebaixamentos excessivos causam prejuízo não somente para o material do aquífero livre, permitindo a entrada do ar, mas também para o poço mesmo. Este assunto, é tratado em termos de Perdas Excessivas. Após certo limite (seja 50 ou

60%), qualquer rebaixamento acima resultará em produções menores do poço; assim, para certa vazão, o rebaixamento total pode ser expresso em duas partes: uma parcela devida ao filtro e as partículas existentes nas proximidades do poço, e outra parcela devida a matriz (formação) do aquífero, que tem extensão a partir do poço até as margens. Assim, a perda total através do rebaixamento tem duas componentes: perda no poço e perda na formação.

Seguindo procedimento de Bouwer os componentes que contribuíram para as perdas, foram analisados, usando a relação Q versus s .

A exemplificação de Bouwer, Tab. 2, mostra que até certo rebaixamento, as perdas de formação são maiores e as perdas de poço são menores; após disso, o quadro se inverte, causando maiores perdas na proximidade do poço e menores devido a formação. As perdas nas vizinhanças do poço são causadas pela velocidade excessiva de entrada, que se limitam a 0.03 m/s; daí, os cuidados requeridos na especificação do filtro. Quaisquer valores excessivos causam danos para o filtro, permitindo entrada de partículas e bloqueamento (entupimento) das aberturas.

Tab. 2, (Bouwer 1978). Componentes de Perdas no Poço

Q (m ³ /dia)	1000	2000	4000	6000	8000
s_f (m)	4	8	16	24	32
s_p (m)	0.556	2.74	13.48	34.26	66.41
s_t (m)	4.56	10.74	29.48	58.26	98.41

3.4 - Efeito do rebaixamento sobre a transmissibilidade nos aquíferos livres

Enquanto o aquífero foi tratado como aquífero livre, devido a existência de camadas intermediárias de menores permeabilidades alternadamente localizadas, o aquífero de fato é um composto (aquífero livre + aquífero confinado); todavia, para fins de análise dos aquíferos aluviais o tratamento feito, como aquífero livre, é razoável, e tem base ampla (sendo material do aquífero composição de cascalho, areia grossa, areia média), com maiores resistências oferecidas pelas camadas interpostas aparentemente impermeáveis.

Uma vez o rebaixamento na forma de Cone influencia o valor de T , o erro assim introduzido é não significativo, o que foi mostrado através da análise feita a seguir.

Um caso foi discutido, comprovando que a redução no valor de T será da ordem de 7.7% com valor de rebaixamento no poço de bombeamento de 1.49 m (vazão Q, do caso real de campo, igual a $13.508 \frac{m^3}{h}$), $R = 104m$, caso Passagem - P.T. 2.

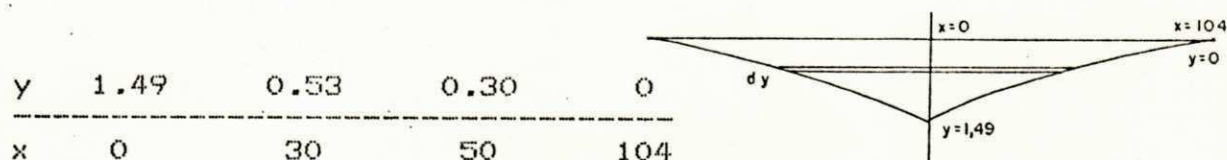
$$\begin{aligned} \text{Vol. total} &= 218148 \text{ m}^3 \quad (h_0 = 6.42m) \\ \text{Vol. do cone de altura } 1.49m \text{ e base } (104 \times 2)m &= 16876.5 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. do cilindro de altura } 1.49m \text{ e base } (104 \times 2)m &= 50629.4 \text{ m}^3 \\ \text{Razão entre Vol. do cone/Vol. total} &= 0.0773624 \quad (7.7\%) \end{aligned}$$

Tal redução mostra-se ainda menor quando calculada com mais rigor através da equação cúbica de 4 termos da curva de

influência, obtendo-se o valor de 0.0404983 (4.0%), como abaixo:

$$x = f(y), \text{ onde: } x = a + by + cy^2 + dy^3$$

Do Cone de Rebaixamento (Aquífero Homogeneo, isotrópico):



Donde: $a = 104$; $b = -158.085$; $c = 56.6039$; $d = 1.77778$

$$\text{Vol}_{\text{cone}} = \int_{1.49}^0 \pi x^2 .dy = \int_{1.49}^0 \pi (a + by + cy^2 + dy^3) .dy$$

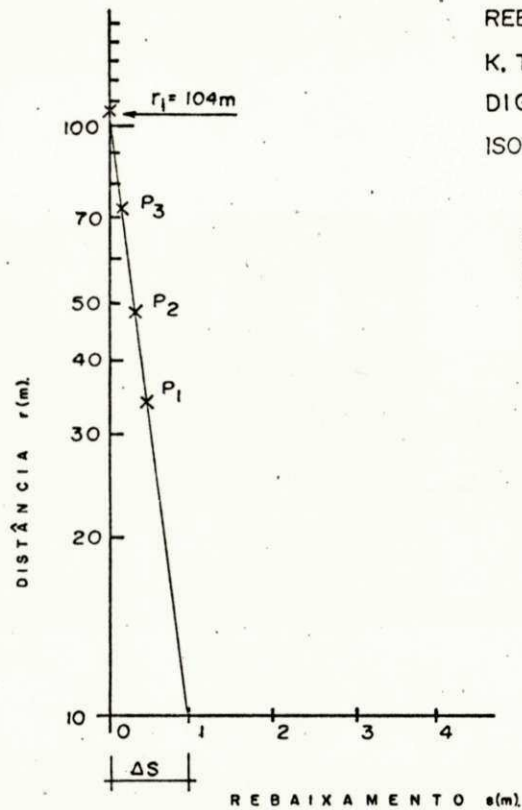
$$\text{Vol}_{\text{cone}} = 8834.63 \text{ m}^3$$

Fração do volume do cone/ volume total = 0.0404983 (4.0 %)

3.5 - Utilização do método interpretativo de Jacob para análise dos parâmetros hidrodinâmicos do Aquífero e checagem do modelo

Através do uso da análise distância-rebaixamento, da aproximação logarítmica de Jacob, fizemos, com uso da malha do modelo para poço pontual (13,15), com os valores de campo (teste de aquífero) e calibragem (poço II, Passagem), uma avaliação do comportamento hidrodinâmico do aquífero junto ao modelo, e sua comparação com a realidade, Fig. 11. Os comentários estão feitos no cap.8.0 (Conclusões), sub-item 8.1.4.

Fig. II - ANÁLISE ATRAVÉS MÉTODO DISTÂNCIA REBAIXAMENTO DAS CARACTERÍSTICAS K, T e S DO AQUÍFERO, PELO PROCESSO DIGITAL (AQ. HOMOGENEO E ISOTRÓPICO)



$$T = 2,303 \frac{Q}{2\pi \Delta s} \therefore T = 0,0015 \text{ m}^2/\text{s} = 130 \text{ m}^2/\text{dia.}$$

$$S = 2,25 \frac{Tt}{r_0^2} \therefore S = 2,7 \%$$

$$K = T/b = 0,0015281/6,42 = 0,000238 \text{ m/s}$$

(K COINCIDENTE C/ K DE CALIBRAGEM DO POÇO)

DADOS EXTRAIDOS DO RELATÓRIO CORM / CAGEPA - 1986, LOCALIDADE PASSAGEM - Pb - E DE CALIBRAGEM.

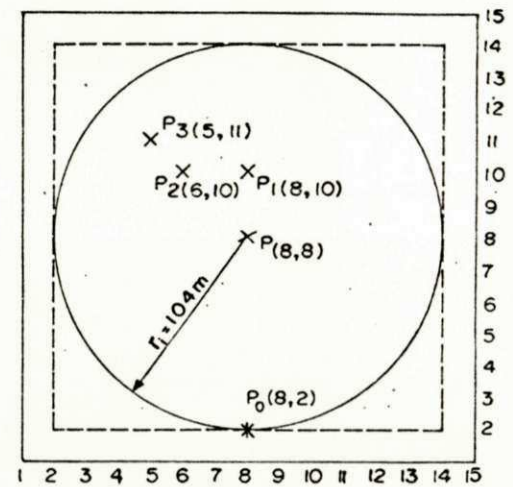
$$Q = 13,508 \text{ m}^3/\text{h}; s_w = 1,47 \text{ m}, t = 1440 \text{ min}$$

(CONDIÇÕES DE CAMPO).

$$r_0 = \text{DISTÂNCIA P/ } s=0; r_1 = 104 \text{ m}$$

(CALIBRAGEM)

$$\Delta s = (0,91 - 0,01) - (\text{DIFERENÇA DE REBAIXAMENTO P/ UM CICLO (10 e 100)}).$$



AQ. CIRC. 13,15 C/ POÇO CENTRAL PIEZOMETROS. P(8,2); P1(8,10); P2(6,10) P3(5,11).

POÇO OBSERV.	DISTÂNCIA r (m)	REBAIX. s (m)
P ₀ (8,2)	104	0
P ₁ (8,10)	34,66	0,45
P ₂ (6,10)	49,02	0,29
P ₃ (5,11)	73,52	0,13

4.0 - POÇO DE GRANDE DIAMETRO (G.D) OU POÇO AMAZONAS (P.A.)

4.1 - Introdução do problema do poço de grande diâmetro

São construídos em aquíferos rasos de baixa transmissibilidade; por isso, teste de bombeamento de longa duração, em tais poços, não é praticável (Herbert e Kitching, 1981). Sob tais circunstâncias, uma avaliação dos parâmetros do aquífero será necessária (indispensável), e deve ser determinada através de outros caminhos.

Quando um teste de bombeamento de curta duração é conduzido num poço de grande diâmetro, a curva tempo vs rebaixamento concorda bem com a porção reta da curva típica; embora um valor único do coeficiente de transmissibilidade possa ser obtido, a avaliação do coeficiente de armazenamento S , mostra um valor discrepante de realidade.

Papadopoulos e Cooper (1967), afirmaram que a determinação da transmissibilidade não é tão sensível, até um certo limite de tempo, acima do que será mais aceitável. De acordo com eles, o armazenamento S é influenciado pela curva tempo vs rebaixamento até $T = 25 \frac{r_w^2}{t}$, onde r_w = raio do poço de bombeamento, T = transmissividade do aquífero, t = tempo de bombeamento. Esta argumentação é em linha da observação de Jacob (1944), que diz que para u maior ou igual a 0.01, os resultados não serão confiáveis. Assim, o tempo requerido

para reverter tal condição, aumenta com a distância da influência da vazão ao poço de teste de bombeamento. Pelo método da linha reta de Jacob, os gráficos s versus $\log r$ e s versus $\log t$, não caberão na linha reta, a menos do bombeamento continuar por tempo suficiente, tornando $u < 0.01$ ($u = r^2 S / 4Tt$).

Seguindo a teoria de Papadopulos e Cooper, para uma determinação precisa do coeficiente de armazenamento, o poço-G.D. de Passagem (caso real de campo, objeto de nossas investigações, Fig. 3) teria que ser bombeado acima do limite de 108 horas, como mostrado adiante, o que é muito inviável para um aquífero aluvial:

$$r = 2.9 \text{ m}$$

$K_w = 0.00024 \text{ m/s}$ (permeabilidade de calibragem no computador, tratada quando da análise dos poços tubulares rasos)

$b = (0.7 + 3.8) / 2 = 2.25 \text{ m}$ (espessura saturada média para dois furos de sondagem, a 30 e 65 m do poço, em linha reta)

$$T = K_w \cdot b^2 = 0.00054 \text{ m}^2/\text{s} = 47 \text{ m}^2/\text{dia}$$

$$t = 25 \times (2.9)^2 / 47 = 4.5 \text{ dias} = 108 \text{ horas}$$

Rushton e Holt (1981), usaram métodos numéricos para analisar o fluxo em poços de grande diâmetro. Para uma verificação dos procedimentos de Rushton, faríamos realizar teste de bombeamento, para provar sua concordância ou não com aqueles.

4.2 - Poços de G.D. nos aquíferos de baixa transmissibilidade

Nos anos recentes há um interesse crescente no uso dos resultados dos testes de bombeamento realizados nos poços de grande diâmetro, para fins de estimar os parâmetros do aquífero. Tais poços, populares e comuns em muitas áreas tropicais e semi-áridas do cenário mundial, são particularmente úteis nos aquíferos de baixa transmissibilidade; assim se conclui, devido a que, no início do bombeamento, a extração da água ocorre por alguns minutos com grande porção sendo retirada da água estocada no poço/reservatório, mas, cessado o bombeamento e, iniciada a recuperação, o nível dinâmico do poço, induzirá fluxo do aquífero ao poço; portanto, após parada do equipamento de bombeamento, a água continua sendo extraída do aquífero para o poço, atestando aos poços Amazonas a qualidade de eficientes meios de utilização do potencial hídrico dos aquíferos de baixa transmissibilidade. Comparativamente, no poço tubular e aquífero de baixa transmissibilidade, a recuperação é mais lenta, devido área exposta de filtro que permite recuperação ser muito menor.

4.3 - Modelação do poço de G.D.

Foi analisado o efeito da extração do poço de grande diâmetro sobre aquífero livre. Este procedimento foi possível através de mudanças feitas na rede (malha), para simular um poço centralmente localizado com grande diâmetro (seja de 2.0, 3.0, 4.0 até 10 m). A rede correspondente que contém o

poço, é tratada separadamente da rede referente a área de influência. Por exemplo, enquanto as linhas 8 e 9 nas direções i e j, do Aquífero na forma 14/16, Fig. 12, representam o posicionamento do poço de diâmetro ϕ ajustado dentro, quer dizer, inscrito dentro de um quadrado com quatro esquinas com $Q/4$ em cada ponto, as linhas 2 até 8 e 9 até 15 representam o restante do aquífero com $Dx = Dy = (R / 6.5) \text{ m.}$ ⁱ

O mesmo procedimento pode ser estendido para poços com outros diâmetros (Cap. 7.0 - caso Jericó). Os quatro pontos (ou oito, dezesseis, vinte e quatro etc.), representam de fato os pontos de extração do poço Amazonas, que permite fluxo através das juntas do material de construção e do próprio tijolo. Vale lembrar que pesquisas sobre melhoramento do material de drenagem, estão sendo realizadas nos centros mundiais de pesquisa, especialmente na Inglaterra. Os pontos referidos representam assim, fontes de retirada do aquífero para o poço e agem também como fontes de recuperação dos níveis freáticos, depois de parada da bomba. É de se concluir portanto, que com um poço de quatro pontos, aumento na vazão dá maiores rebaixamentos e, aumento no diâmetro do poço, dá menores rebaixamentos para mesma taxa de bombeamento. Assim é que, foi concebido o fator de resistência f do poço, correspondente com o fator f da equação de Darcy-Weisbach nos condutos rugosos. Com valor de f aumentando (seja 1.0, 1.5, 2.0 etc.) o rebaixamento diminuirá para mesmo diâmetro do poço, e vice-versa, o que significa, que o material usado para juntar os tijolos e estes em si, é mais poroso com maiores valores de f e menos poroso com menores valores de f (Cap. 7.0). Observa-

se por outro lado, que com aumento no diâmetro do poço, adotando mesmo valor de f , os rebaixamentos serão menores; isto significa que poços de pequeno diâmetro e poços de grande diâmetro, com mesmo material usado para drenagem (filtro) têm, respectivamente, áreas livres menores e maiores, que permitem entrada/extração d'água. Com mesma vazão de extração e mesmo f , o rebaixamento é mais acentuado no poço de menor diâmetro, devido a menor área disponível para extração. Ao contrário, com poço de grande diâmetro, a mesma vazão extraída seria obtida com maior número de pontos de extração, que resultaria em menores rebaixamentos (Cap. 7.0).

A flexibilidade do método adotado para implantar qualquer diâmetro do poço, mudando correspondentemente a rede na modelagem permitirá avaliar a relação entre vazão vs rebaixamento e até sugerir - num estágio mais avançado da técnica e tecnologia dos poços G.D. - material de construção que controle os rebaixamentos desejáveis. Nos lotes de irrigação, onde rebaixamentos excessivos prejudicam o rendimento das culturas, os níveis freáticos têm que permanecer entre 1.5 m e 2.0 m, para suplementar água através da ação capilar da umidade para as raízes das plantas. Assim pois, o controle dos níveis freáticos pode ser efetuado através da correta seleção do material de construção e a vazão certa que cause rebaixamentos dentro dos limites desejados.

5.0 - AQUIFEROS HOMOGENEOS, HETEROGENEOS, ISOTROPICOS, ANISOTROPICOS, EXTRATIFICADOS

5.1 - Introdução

Um domínio do meio poroso é dito ser homogêneo quando a permeabilidade permanece a mesma em todos os pontos do aquífero; senão, a matriz será heterogênea ou inhomogênea; porém, quando a permeabilidade num determinado ponto, é independente da direção, o meio é dito isotrópico naquele ponto.

As considerações serão as mesmas, caso o meio é parcialmente saturado ou totalmente saturado. Todavia, a condutividade hidráulica $K(\theta)$ refere-se para meio parcialmente saturado, onde K é função da umidade θ , enquanto a permeabilidade hidráulica refere-se para meio saturado, com a transmissibilidade $T = K \cdot b$ do aquífero confinado.

5.1.1 - Relação entre $Q - s$ sob situações diferentes

A Tabela 3, relativa a Vazão vs Rebaixamento e Vazão vs Elevação, mostra o comportamento do Aquífero Homogeneo com malha (13,15), com poço central (pontual), na posição (8,8). Primeiramente, comparamos comportamento do Aquífero com Descarga, com várias aplicações de vazões; o rebaixamento de 1.49 m corresponde com o caso real de campo, com aplicação

3

de vazão $Q = 13.508 \text{ m}^3/\text{h}$ sobre que a calibragem do computador foi realizada. Doravante, as vazões serão expressas em termos de Q , para facilitar explicações. Lembramos que o comportamento do Aquífero para vazões maiores, que causam rebaixamentos até 100% da espessura saturada, já foi discutido, com referência de Tabela e Gráfico entre $Q - Q/s - s$, Cap. 3.1. A Fig. 13 mostra o desenvolvimento das Linhas da Rede de Fluxo. As linhas equipotenciais foram mostradas, enquanto as linhas do fluxo serão na direção ortogonal. Nas proximidades do poço as linhas estão mais próximas indicando uma menor área entre curvas e maior velocidade do fluxo, devido efeito de sucção da bomba do poço. Observa-se ainda que o círculo de influência tende a forma quadrada/retangular nas vizinhanças do poço.

Tabela 3, Aquífero Homogeneo (13,15), com poço central (8,8),
 $Q = 13.508 \text{ m}^3/\text{h}$ (vazão de campo).

Com aplicações de descarga e recarga, respectivamente.

Vazão	Descarga		Recarga	
	Rebaixamento (m)	s/b %	Elevação (m)	s/b %
Q	1.49	23.2	1.20	18.70
$Q/3$	0.46	7.16	0.42	6.54
$Q/5$	0.27	4.21	0.26	4.05
$Q/7$	0.19	2.96	0.19	2.96

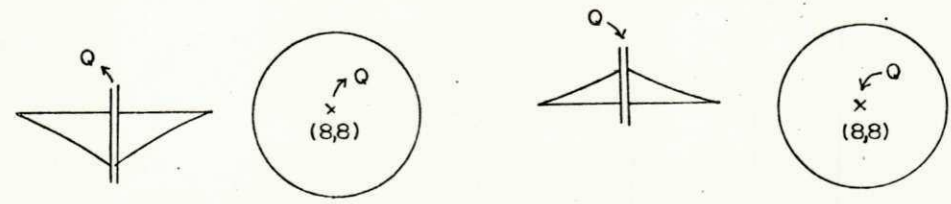
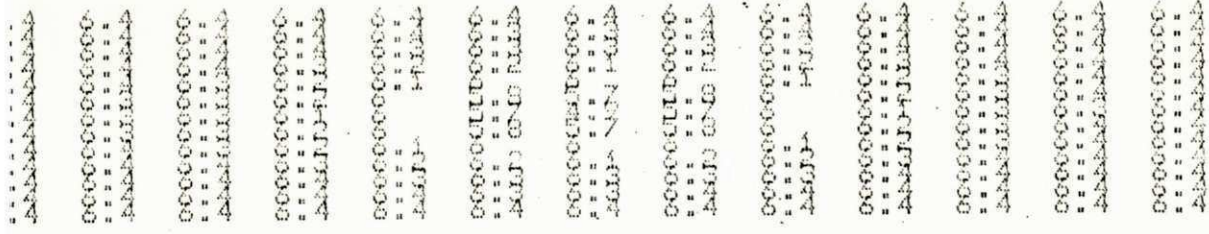


Fig.13 - Desenvolvimento das Linhas da Rede de Fluxo num Aquífero Homôgeneo

ALTIURA PIEZOMETRICA (M)

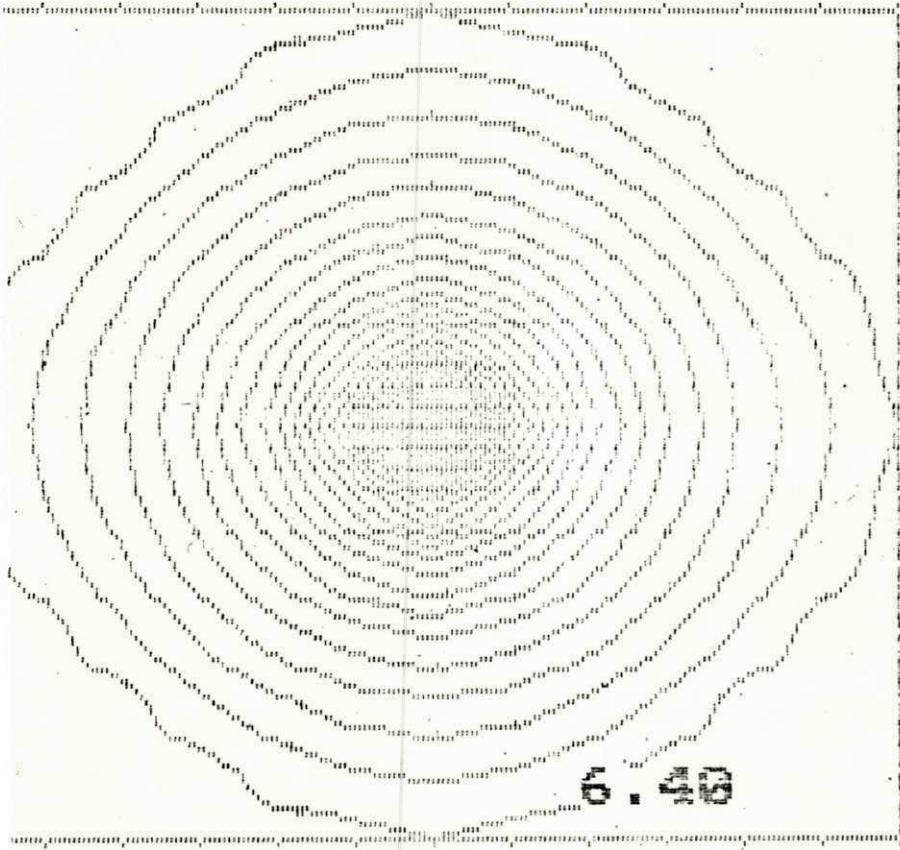


TE DO ARQUIVO: ?

ARQUIVO DE DADOS: B:EVR.DAT.DAT

MATRIZ TEM
 3 LINHAS E 13 COLUNAS
 INICIADO DE 4.93001 AO 6.42
 INCREMENTOS DE GRADE "DX" = 17:33
 "DY" = 17:33

CONTINUE COM <RETURN> ... ?



CASO HOMOGENEO
 COM POÇO CENTRO
 MALHA COM ARRAN
 JO CIRCULAR
 $Q = - .88375 \text{ M}^3/\text{S}$
 $W = .88824 \text{ M}/\text{S}$
 $S = .827$
 $T = .8815 \text{ M}^2/\text{S}$
 REBAIX. = 1.49 M
 POÇO 11

5.1.2 - Discussão dos resultados obtidos através Processo Digital

Com referência a Tabela 3, veja-se que com diminuição da vazão de Q para $Q/3$, $Q/5$ e até $Q/7$, há diminuição nos rebaixamentos correspondentes de 1.49 m até 0.19 m, com os percentuais sobre a espessura saturada variando de 23.2% a 2.96%. Assim, houve maior rebaixamento com maior vazão e menor rebaixamento com menor vazão, o que era esperado. Com referência de gráfico, a relação é linear, fato mostrado anteriormente, para 50 a 60% do rebaixamento. Comparando este caso, com caso Recarga, aqui, as elevações variam correspondentemente de 1.20 m até 0.19 m, com percentuais variando de 18.7% a 2.96% da espessura saturada. Estes valores são correspondentemente menores do que o caso Descarga, com maior diferença ocorrendo para $Q = Q/1$ e diminuindo cada vez mais, até atingir mesmo valor para vazão $Q/7$. Assim, para baixos valores da aplicação da taxa, seja para Descarga ou Recarga, os rebaixamentos/elevações quase serão iguais. A explicação para menores elevações no caso Recarga, correspondentes com maiores rebaixamentos no caso Descarga, é devido a que, o processo Recarga não é exatamente o inverso da Descarga. Enquanto no caso Descarga, há livre retirada do fluxo, devido a existência dos gradientes no meio poroso, no caso Recarga, a água forçada, não entra com mesma facilidade, devido a existência do ar aprisionado na matriz do solo, que não permite livre movimento das partículas de água dentro do solo.

5.2 - Definição da Anisotropia e Extratificação

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, quando depositada; o meio poroso resultante, tendo uma permeabilidade mais alta numa direção (geralmente horizontal, a menos de ter inversão durante ocorrência da formação) do que noutras; ambos os fatores de sedimentação e pressão do material sobreposto, causam orientação das partículas folheadas (como placas), com a dimensão mais comprida paralela 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 da formação (placas). Em alguns solos, as fissuras estruturais se desenvolvem mais claramente numa direção que noutra, e assim o solo exibirá anisotropia.

O material inhomogeneo, composto das camadas alternadas com texturas diferentes, é equivalente no comportamento com o meio homogeneo e anisotrópico (Bear, 1972); porém, para uma formação desse tipo, ser tratada como um Aquífero Homogeneo e Anisotrópico, as espessuras 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 conseguinte, a distinção entre Anisotropia e Extratificação, é relativa; em nosso caso, Anisotropia é definida para uma matriz com espessura e comprimento suficientemente grandes, onde $K_{xx} = K_{yy}$ enquanto

ficação foi tratado o caso onde verticalmente o Aquifero se divide em duas partes, com K_x distintamente diferente de K_x (ou $K_y \neq K_y$, dependendo da orientação da divisa de permeabilidade com referência dos eixos XX ou YY).

5.2.1 - Discussão dos resultados dos casos de Anisotropia e Extratificação

Foram estudados na Tabela 4, o efeito da Anisotropia e Extratificação, adotando um fator de 1.5 com respeito de permeabilidade, com posição central do poço a (8,8).

A Fig. 14, mostra o efeito da fenda. Veja a conglomeração ou aproximação das linhas equipotenciais numa direção YY, mais do que na direção XX, mostrando o efeito de K_{yy} sendo 1.5 vezes K_{xx} . Isto significa que as velocidades são maiores na direção YY.

A Tabela 4 mostra no caso 1, os rebaixamentos excessivos, como a resposta do Aquifero devido a introdução da Anisotropia. Estes valores são quase duas vezes mais altos dos encontrados para mesmas vazões para condição homogênea (Tabela 3). Quanto a introdução da Extratificação com poço central posicionado no lado mais permeável da matriz, com mesmo fator 1.5, o Quadro em análise mostra os valores correspondentes dos rebaixamentos. É evidente que tais valores são mais acentuados que o caso homogêneo, enquanto a diferença é 3% para vazão normal, reduzindo para 0.34% para vazão Q/7. Enquanto o caso de Anisotropia referiu-se para $K_{xx} = 1$, $K_{yy} = 1.5$, devido a simetria da área de influência do poço,

Fig.14 - Efeito da fenda no Canto Superior no Aquífero Anisotrópico
(Fator de anisotropia 1,5)

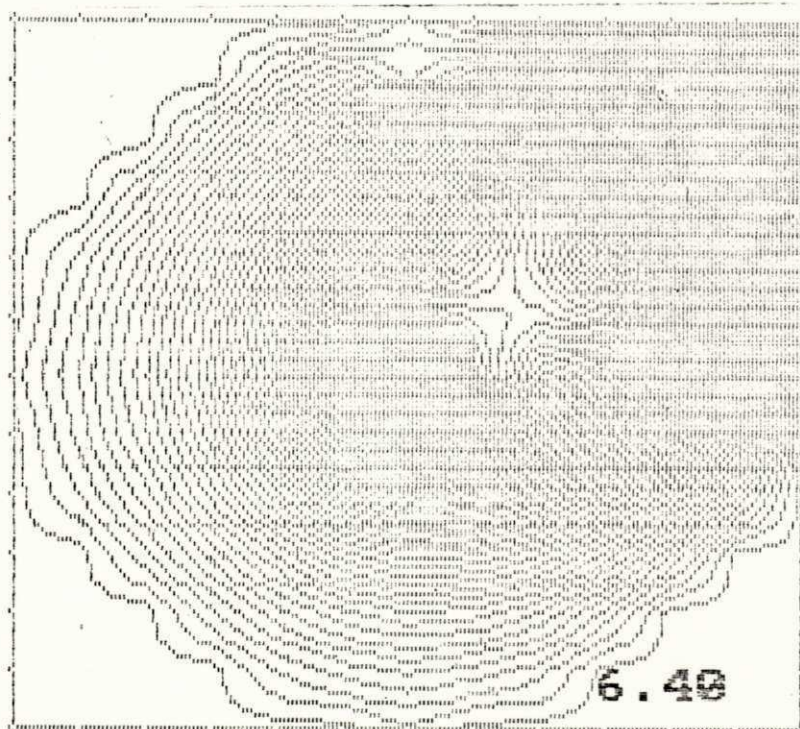
ALTURA PIEZOMETRICA (M)
TEMPO = 0 DIAS

6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.2	6	6.2	6	4.7	0	0	0	6.4
6.4	6.4	6.4	6.2	5.9	5.7	5.4	4.9	4.1	2.5	0	6.4	6.4
6.4	6.4	6.2	6	5.7	5.3	5	4.5	3.9	3.1	2.2	0	0
6.4	6.3	6.1	5.8	5.4	5	4.5	4.2	3.9	3.5	3	2.2	0
6.4	6.2	6	5.7	5.2	4.6	3.9	4	4.1	4	3.8	3.2	0
6.4	6.2	6	5.6	5.2	4.3	1.9	3.9	4.4	4.5	4.6	4.7	5.1
6.4	6.2	6	5.7	5.3	4.8	4.3	4.6	4.9	5.1	5.3	5.7	6.4
6.4	6.3	6.1	5.9	5.6	5.3	5.1	5.2	5.3	5.5	5.8	6.1	6.4
6.4	6.4	6.3	6.1	5.9	5.7	5.6	5.6	5.7	5.9	6.1	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.3	6.1	6	5.9	6	6.1	6.2	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.2	6.2	6.2	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4

0 MATRIZ TEM
13 LINHAS E 13 COLUNAS

ELEVADO DE 6.54114E-06 AO 6.42

INCREMENTOS DE GRADE :DX= 17.33
DY= 17.33



CASO AQ. ANISOT.
COM POÇO CENTRO
E FENDA POSIC.
NO CANTO SUPER.
DIREITO
FATOR ANIS. = 1.5
 $T(Y, Y) / T(X, X)$
 $H(8, 8) = 1.92$ M
REBAIX. = 4.58 M
 $Q = -.00375$ M³/S

ISO-LINEAS COM INCREM. = .65 M

CASO HIPOTETICO, POÇO II - PASSAGEM

uma mudança no quadro da permeabilidade com $K_{xx} = 1.5$, $K_{yy} = 1.0$, não conduziria a nenhuma diferença nos resultados.

Foram introduzidas as mesmas considerações de Anisotropia e Extratificação, com o caso Recarga. A Tabela 5, mostra na coluna 1, valores das elevações correspondentes as vazões aplicadas de Q a $Q/7$. Tais valores são mais altos do que aqueles obtidos quando da mesma análise com matriz Homogenea, mostrando um fator de 1.32 para vazão Q , aumentando para 1.68 para $Q/7$. O caso de Recarga com Extratificação, mostrou menores elevações do que Recarga com Anisotropia, mas ao mesmo tempo, maiores correspondentemente com os valores do caso Recarga Homogeneo, mantendo com relação a este, um fator de aumento de 1.1 em todos os casos da análise, Tab. 3 e 5.

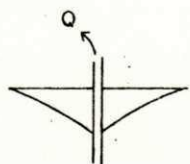
Podemos frisar os fatos, afirmando que o efeito de Anisotropia causa rebaixamentos acentuados no caso Descarga e, elevações moderadas no caso Recarga; enquanto na Extratificação, os rebaixamentos e elevações, para mesmo fator 1.5, aumentaram no caso Descarga bem como Recarga, mas com as elevações no caso Recarga sendo menores que os rebaixamentos verificados.

Nos próximos parágrafos serão discutidos aspectos ligados com bombeamento simultâneo.

5.3 - Interferência entre poços - Aquífero Homogeneo

A interferência entre poços situados dentro do mesmo raio de influência é um caso de interesse prático, uma vez que tal procedimento prejudicaria o Aquífero bem como o poço,

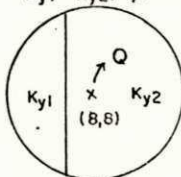
Tabela 4, Aquífero (13,15), com poço central (8,8), mostrando o rebaixamento correspondente para os casos com Anisotropia e Extratificação, ambos com fator 1.5 para K e diversas vazões.



D E S C A R G A

Vazão	Anisotropia		Extratificação	
	s (m)	s/b %	s (m)	s/b %
Q	2.95	46.0	1.68	26.2
Q/3	0.81	12.6	0.51	7.9
Q/5	0.47	7.3	0.30	4.7
Q/7	0.33	5.1	0.21	3.3

EXTRATIFICAÇÃO

 $K_{y1} = K_{y2} / 1,5$


ANISOTROPIA

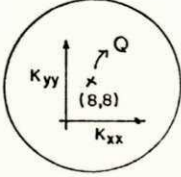
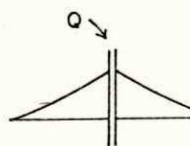
 $K_{xx} = K_{yy} / 1,5$


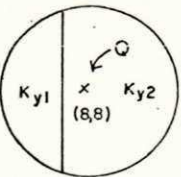
Tabela 5, Poço Central (8,8), com malha (13,15), com Recargas variáveis (Q/1 a Q/7), apresentando as elevações correspondentes no local do Poço. Aquífero Anisotrópico e com Extratificação. Fator de variação do K igual a 1.5.



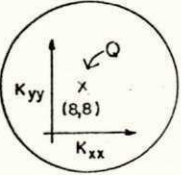
R E C A R G A

Vazão	Anisotropia		Extratificação	
	Elevação (m)	e/b %	Elevação (m)	e/b %
Q	1.97	30.70	1.33	20.72
Q/3	0.72	11.20	0.47	7.32
Q/5	0.44	6.85	0.29	4.52
Q/7	0.32	4.98	0.21	3.27

EXTRATIFICAÇÃO

 $K_{y1} = K_{y2} / 1,5$


ANISOTROPIA

 $K_{xx} = K_{yy} / 1,5$


resultando conseqüentemente com menores vazões de extração, maiores rebaixamentos, afetando as características T e S do Aquífero, mais especificamente os Aquíferos livres e rasos (Tood, 1970), caso dos Aluviões do semi-árido nordestino. O efeito de localização de um 2^o poço, é o mesmo que a existência da barreira impermeável, que causa maiores rebaixamentos com mesmas vazões ou menores vazões com mesmo rebaixamento. As análises aqui expostas, são igualmente aplicadas para os casos com bateria de poços, ao longo de uma linha reta ou numa configuração na forma de triângulo, retângulo, quadrado, etc.

O efeito do bombeamento simultâneo com localização de um poço perto de outro, é o do abaixamento da Curva de Rebaixamento.

Em geral os poços do campo, bem projetados, para fins de uso no abastecimento público de água, devem ser espaçados, ou seja, afastados um do outro, de tal forma que as áreas de influência possam produzir a interferência mínima entre os mesmos. Ao contrário, as considerações de fatores econômicos, tais como, custo da terra, tubulações, eletrificação, operacionalização, etc., podem forçar os planejadores a admitir alguma interferência entre poços. Há que considerar também, o caso em que é de interesse controlar elevações dos níveis freáticos; aqui, os poços podem ser projetados com um ângulo de drenagem e, é desejável espaçá-los de tal maneira que a interferência aumente efetivamente a drenagem.

Referindo-nos a Tabela 6, relativa a rebaixamentos, correspondente ao caso Descarga, observa-se, para várias va-

zões de Q a $Q/7$, os rebaixamentos e percentuais dos mesmos, em pontos de interesse, para três espaçamentos diferentes, assim $(6,8)$, $(10,8)$ até $(4,8)$, $(12,8)$, com afastamento variando de $4D_x$ a $8D_x$, com $D_x = (R/6)$ metros.

Para o caso de $(6,8)$, $(10,8)$, foi mostrado na Fig. 15 o efeito de interferência entre poços devido o bombeamento simultâneo. A tendência de configuração na forma de oo é devido a aproximação dos poços que, na posição limitante, pode ocasionar uma transferência das linhas de um lado para outro, assim causando maior complexidade na rede de fluxo e, conseqüentemente, maiores rebaixamentos.

5.3.1 - Discussão dos resultados de interferência

A Tabela 6, mostra que com poços colocados mais próximos um do outro, o rebaixamento no centro da matriz (s_c) é maior; este valor reduzindo de 0.94 para $Q = Q$ até 0.12 para $Q/7$; os rebaixamentos nos locais dos poços correspondentemente reduziram com aumento nos espaçamentos entre eles. Assim, com distanciamento de $4D_x$, o rebaixamento foi mais alto (1.70), reduzindo para 1.46, quando $L = 6D_x$ e, ainda para 1.25 com $L = 8D_x$. É evidente que no local do poço, o rebaixamento s_w será maior do que aquele registrado no centro da bateria (dois poços). Estes (coluna 2, do Quadro), são correspondentemente maiores que os assinalados na coluna 1, tendo uma variação de 1.7 para $Q = Q$, reduzindo para 0.21 para o caso $Q/7$ (o que ainda é maior que 0.12 no centro). Com referência a elipse formada entre os poços, a altura da

elipse, é uma indicação de eficiência de drenagem (Kirkham D., 1981). Tal valor z (diferença entre parte mais alta da elipse e plano do nível d'água nos poços) é 0.76 com $Q = Q$ reduzindo para 0.09 com $Q/7$. Ao contrário, se eleva com maiores distanciamentos dos poços, seja $4Dx$, $6Dx$ e $8Dx$; com valor de 0.76 para $Q = Q$ e $4Dx$ (coluna 3 do Quadro), aumentando cada vez mais, atingindo um valor de 0.93 para $8Dx$ e mesma vazão. Este fenômeno pode ser explicado referindo-nos ao efeito cumulativo no aumento do rebaixamento com poços localizados mais próximos um do outro, a partir de dois, tres poços e etc. Quanto menor o espaçamento, tanto mais rebaixamento cumulativo; assim, é esperado para o caso com $L = 4Dx$, a altura da elipse de 0.76 que aumenta até 0.93 (acréscimo de 0.17); correspondentemente, os rebaixamentos no local do poço e centro do sistema de poços, diminuirão com aumento nos espaçamentos. Com vazão diminuindo de Q até $Q/7$, este fato se repete cada vez, com valores mais reduzidos no centro da matriz e local do poço e, para mesma vazão, seja $Q/3$ a $Q/7$, valores da altura da elipse aumentando cada vez, com aumento nos espaçamentos entre poços. A coluna 4 do Quadro, fornece informações sobre percentuais de rebaixamento em relação com espessura saturada; estes valores reduzem-se com redução na vazão, de 26,5 para $Q = Q$ e $4Dx$, até 3.3 para $Q/7$ e mesmo afastamento; estas porcentagens também têm gradação com aumentos nos espaçamentos, decrescendo na direção vertical do Quadro, bem como na horizontal; assim, o valor de 26.5 para $Q = Q$ se reduz para 23 e 9, correspondentemente aos espaçamentos de $6Dx$ e $8Dx$; para o caso de $6Dx$ e $8Dx$, estas porcenta-

gens variaram entre 23 a 3 e 9 a 2.5, respectivamente, para vazões $Q = Q$ até $Q = Q/7$.

As Figuras 16, 17, 18, 19 e 20, resumem em forma gráfica de fácil interpretação visual, a análise feita acima.

O caso de interferência de 03 poços na forma de vértices de um triângulo equilátero foi mostrado na Fig. 21. Veja a simetria entre as linhas equipotenciais. O efeito é o de acentuar o rebaixamento em comparação do caso de 02 poços ou poço único, para as mesmas condições de exploração.

Para interesse acadêmico, foram mostrados nas Figuras 22 (A-B-C), os casos de presença de: A - Rocha, B - Fenda, C - Fonte de Recarga, sobre a relação $Q - s$. O efeito é sempre uma distorção na rede. Nos casos de Fenda ou Rocha, os rebaixamentos para mesma vazão aumentam, assim mostrando uma desvantagem. No caso de Recarga, para mesma Q , o rebaixamento será menor.

5.4 - Recarga simultânea nos poços

5.4.1 - Definição do problema

A seguir, trataremos dos casos com Recarga e discutiremos a Tabela 7, diretamente relacionada com o problema.

Os poços de recarga são conhecidos também como poços drenantes. Um poço de recarga pode ser definido como um poço que admite água da superfície para os Aquíferos de água doce. O fluxo no poço de Recarga é inverso do que no poço de bombeamento, mas a construção do primeiro, pode ou não,

Fig. 16 - EFEITO DO BOMBEAMENTO SIMULTÂNEO SOBRE O REBAIXAMENTO PARA VÁRIAS VAZÕES ($D = 4D_x$)

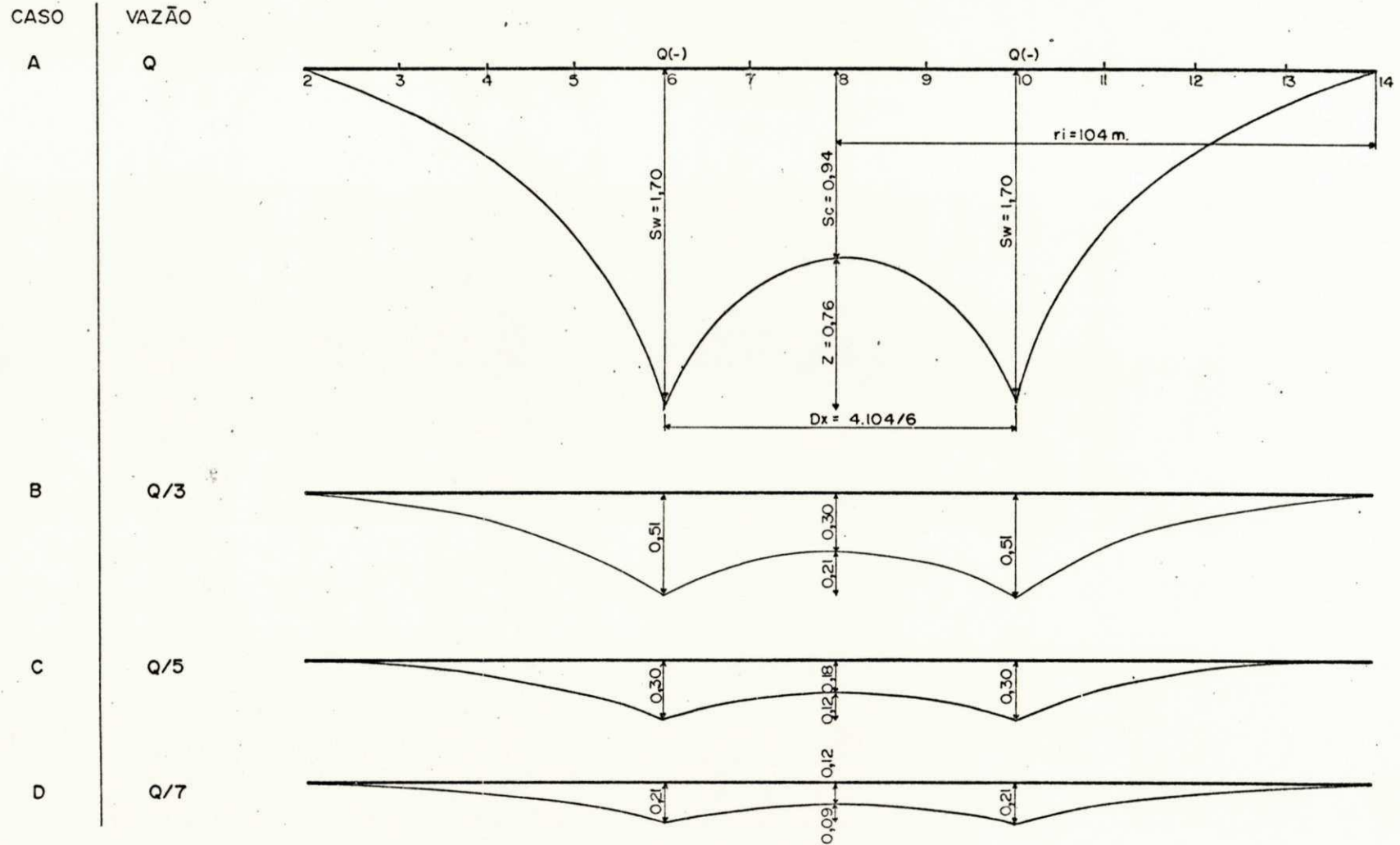


Fig. 17 - EFEITO DO BOMBEAMENTO SIMULTÂNEO SOBRE O REBAIXAMENTO PARA VÁRIAS VAZÕES ($D = 6D_x$)

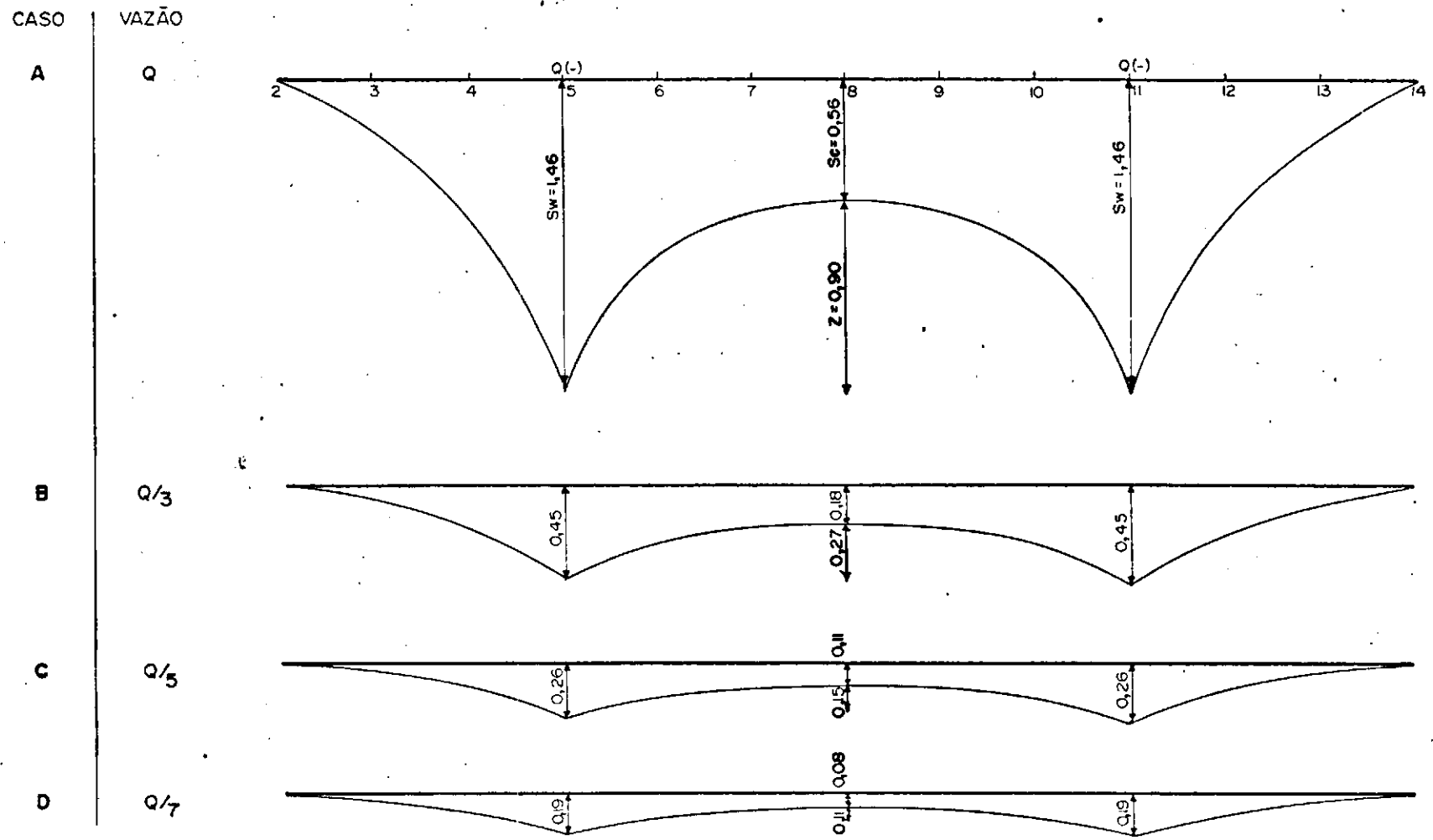


Fig. 18 - EFEITO DO BOMBEAMENTO SIMULTÂNEO SOBRE O REBAIXAMENTO PARA VÁRIAS VAZÕES ($D = 8D_x$)

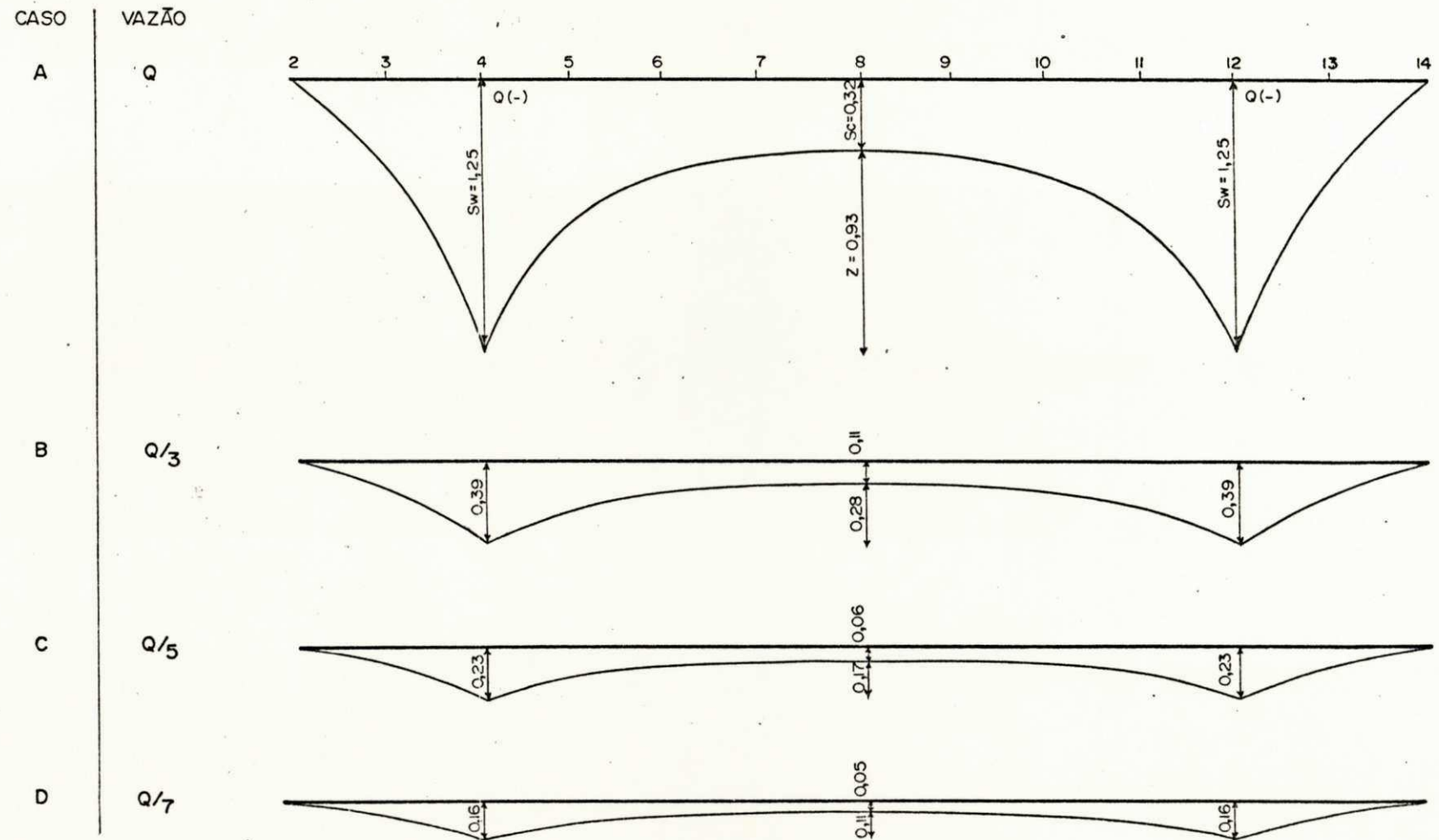
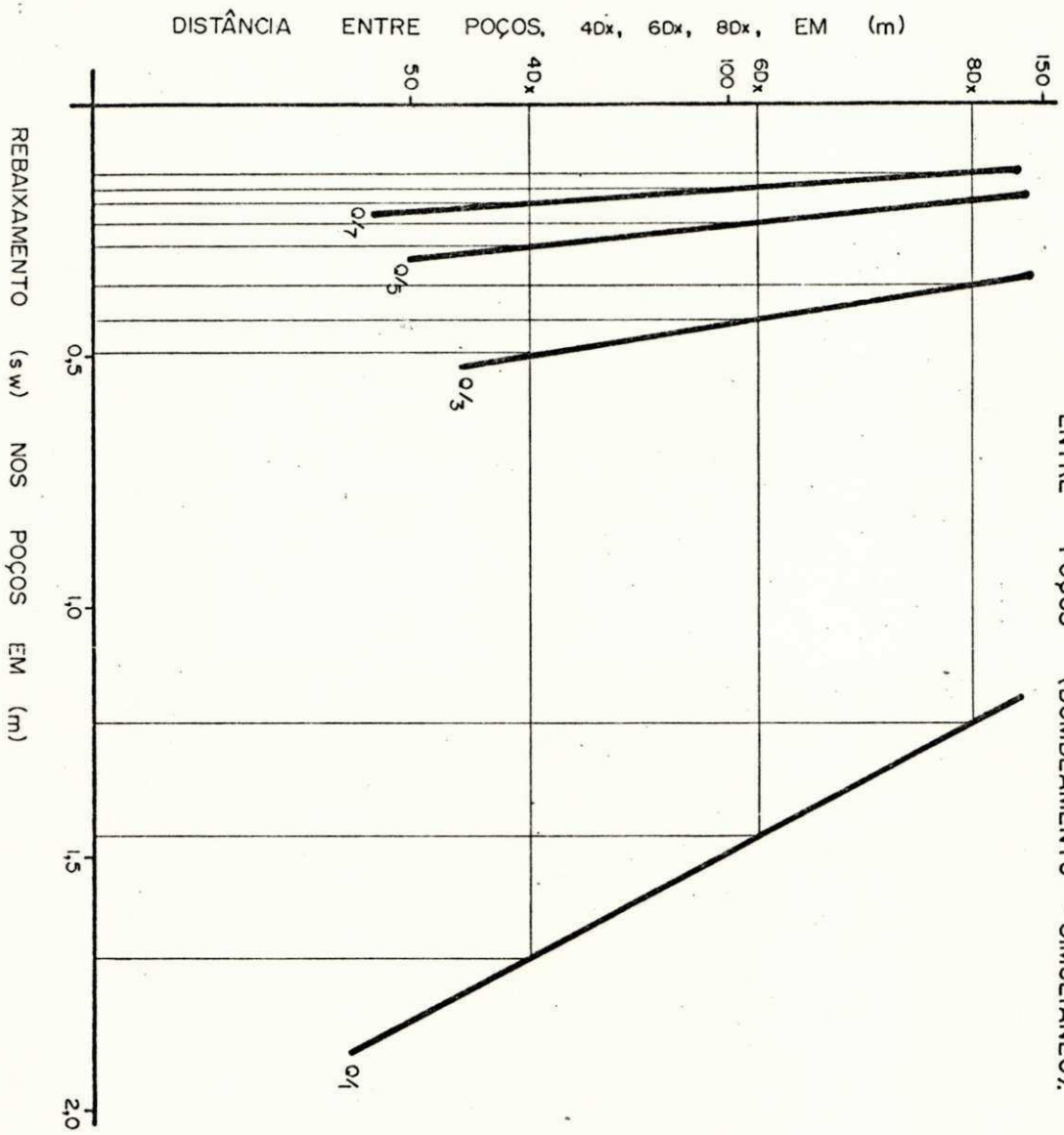


Fig. 19 - VARIAÇÃO NO REBAIXAMENTO NO POÇO C/ DISTÂNCIA ENTRE POÇOS (BOMBAMENTO SIMULTÂNEO).



($K_{xx} = K_{yy} = K_{zz} = K$)
 AQUIFERO HOMOGÊNEO ISOTRÓPICO, C/ 2
 POÇOS POSICIONADOS SIMÉTRICAMENTE

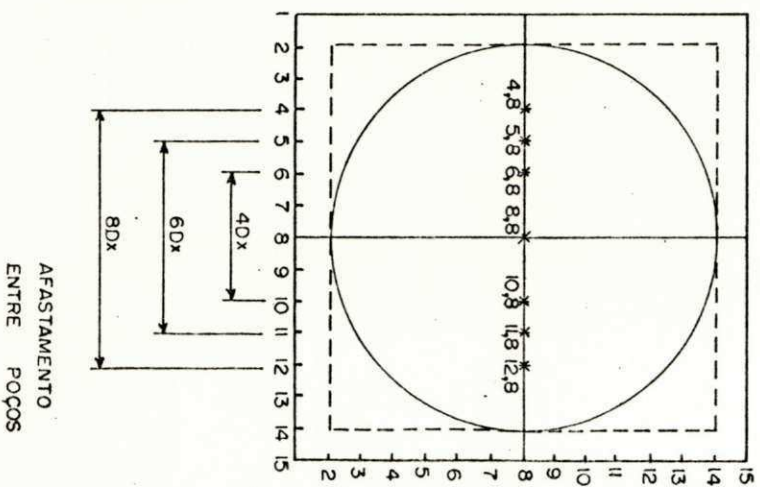
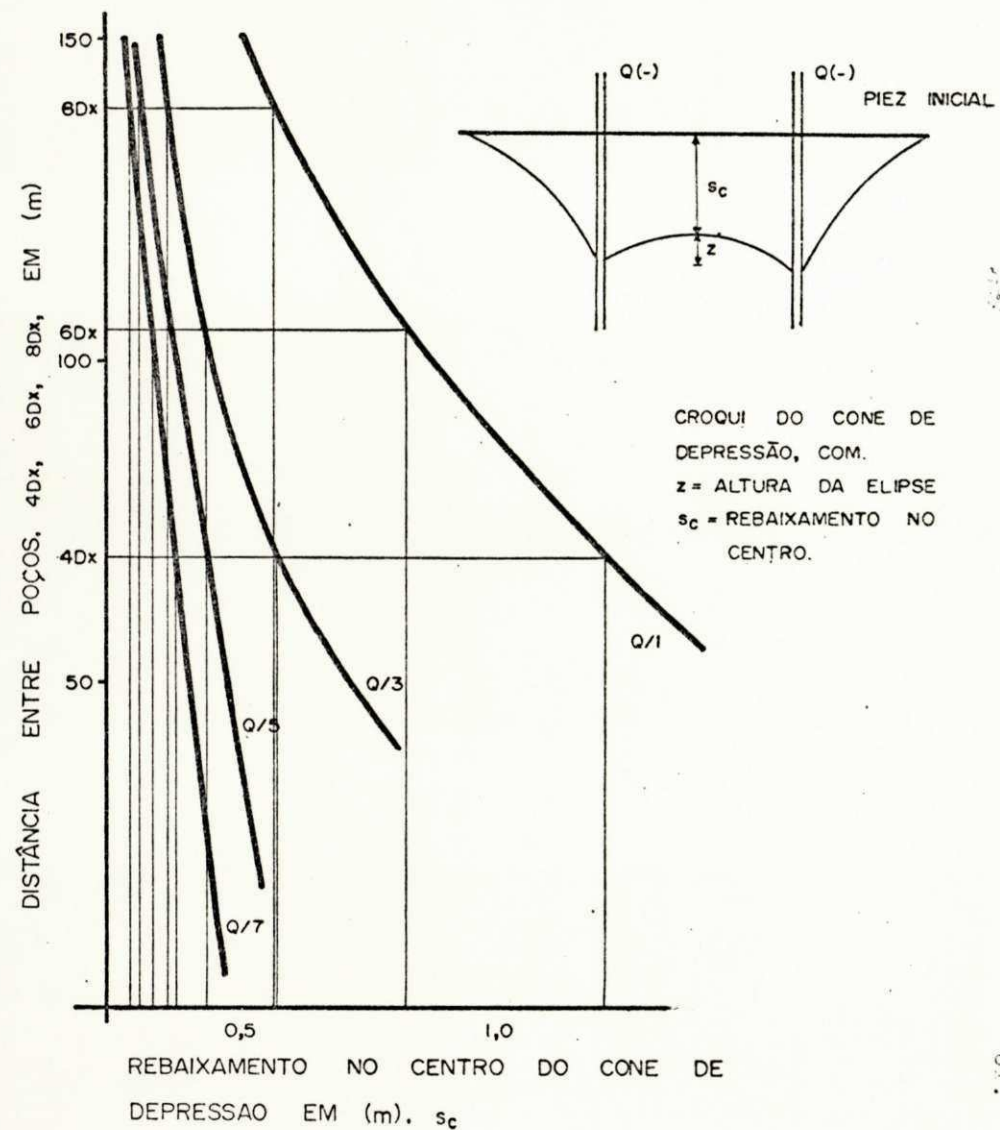
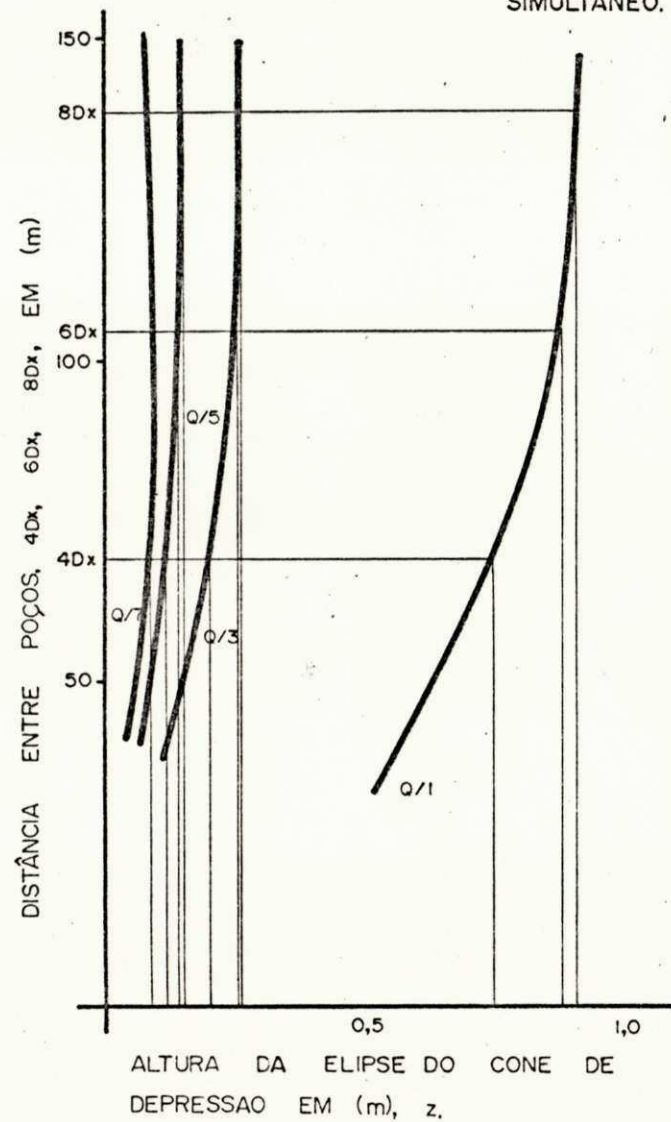


Fig. 20 - CARACTERÍSTICAS DO CONE DE DEPRESSÃO COM BOMBEAMENTO SIMULTÂNEO.



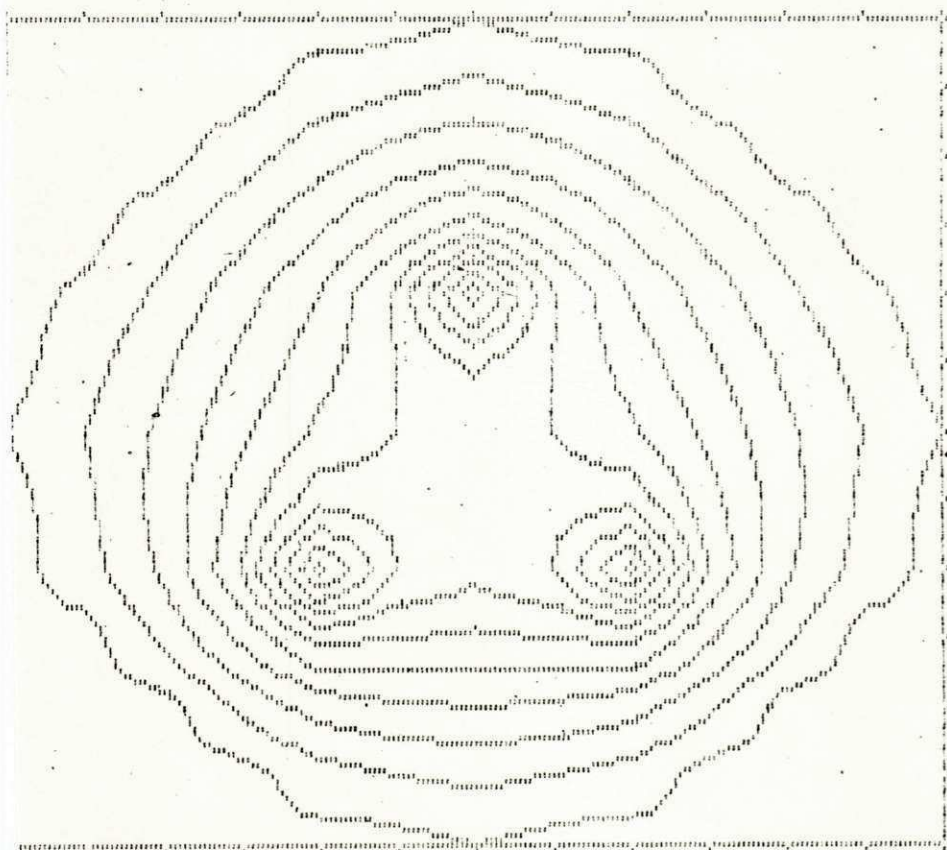
ALTURA PIEZOMETRICA (M)
 TEMPO = 0 DIAS

6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.3	6.3	6.2	6.1	6.2	6.3	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.2	6.2	6.1	6	6.1	6.2	6.2	6.3	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.2	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.2	6.3	6.3	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.2	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.2	6.3	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.2	5.9	6	6.1	6	5.9	6.2	6.3	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.2	6.1	6.2	6.2	6.2	6.1	6.2	6.3	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.3	6.3	6.3	6.2	6.3	6.3	6.3	6.3	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4

D MATRIZ TEM
 13 LINHAS E 13 COLUNAS

ELEVADO DE 5.87 A0 6.42

INCREMENTOS DE GRADE :DX= 17.33
 :DY= 17.33



VALOR : 6.40001

Fig. 22A- Efeito da Presença da Rocha no canto Superior
Direito sobre o Rebaixamento no poço de Descarga.

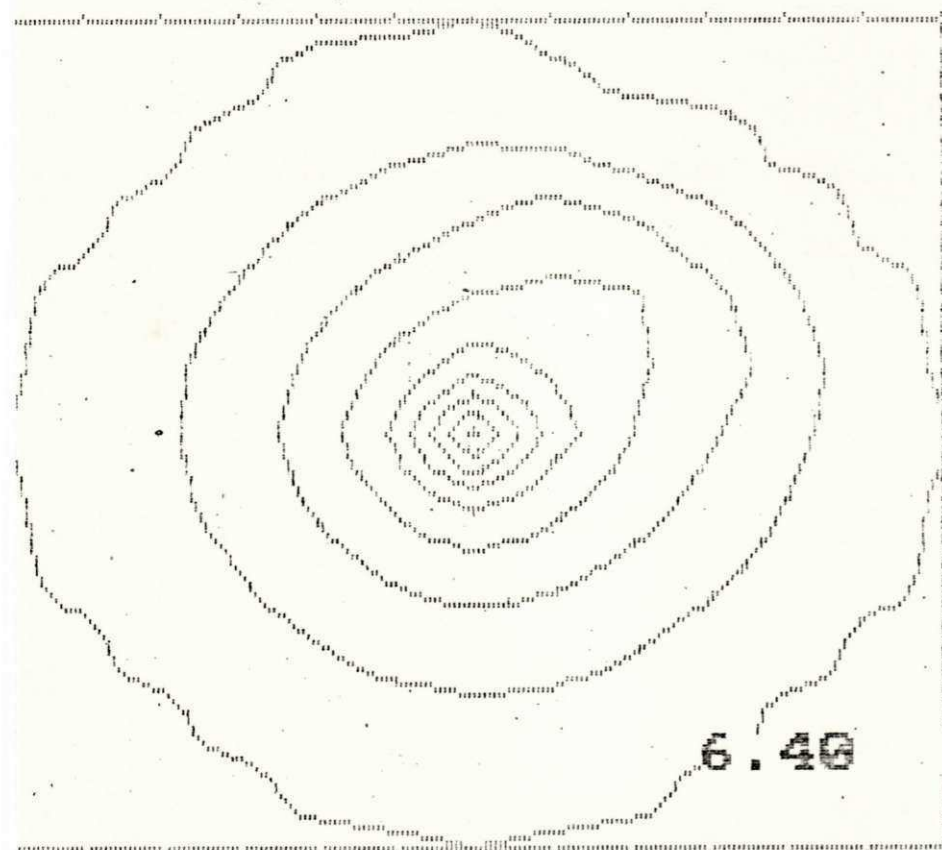
ALTURA PIEZOMETRICA (M)
TEMPO = 6 DIAS

6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.3	6.3	6.2	6.2	6.2	6.2	6.3	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.3	6.2	6.1	6	5.9	6	6.1	6.3	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.2	6.1	5.9	5.8	5.8	5.8	5.9	6.2	6.3	6.4
6.4	6.3	6.2	6.1	6	5.7	5.5	5.6	5.8	5.9	6.1	6.3	6.4
6.4	6.3	6.2	6.1	5.9	5.6	4.8	5.5	5.8	6	6.1	6.3	6.4
6.4	6.3	6.2	6.1	6	5.8	5.6	5.7	5.9	6.1	6.2	6.3	6.4
6.4	6.4	6.3	6.2	6.1	6	5.9	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.3	6.2	6.1	6.1	6.1	6.2	6.3	6.3	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.3	6.3	6.3	6.2	6.2	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.3	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4

MATRIZ TEM
13 LINHAS E 13 COLUNAS

ELEVADO DE 4.77001 AO 6.42

INCREMENTOS DE GRADE :DX= 17.33
DY= 17.33



AQ. FREATICO ISO
TROPO, COM LOCAL
DE ROCHA NO CAN
TO SUPERIOR DI-
REITO (T=T/1000)
H(8,8)=4.77 M
REBAIX.=1.65M
Q=.00375 M3/S
K=.00024 M/S
PIEZ. INIC.=6.42

ISO-LINEAS COM INCREM.=.20 M

POCO II - PASSAGEM

Fig.22B - Efeito da Fenda na Parte Superior num Aquífero Homôgeneo.

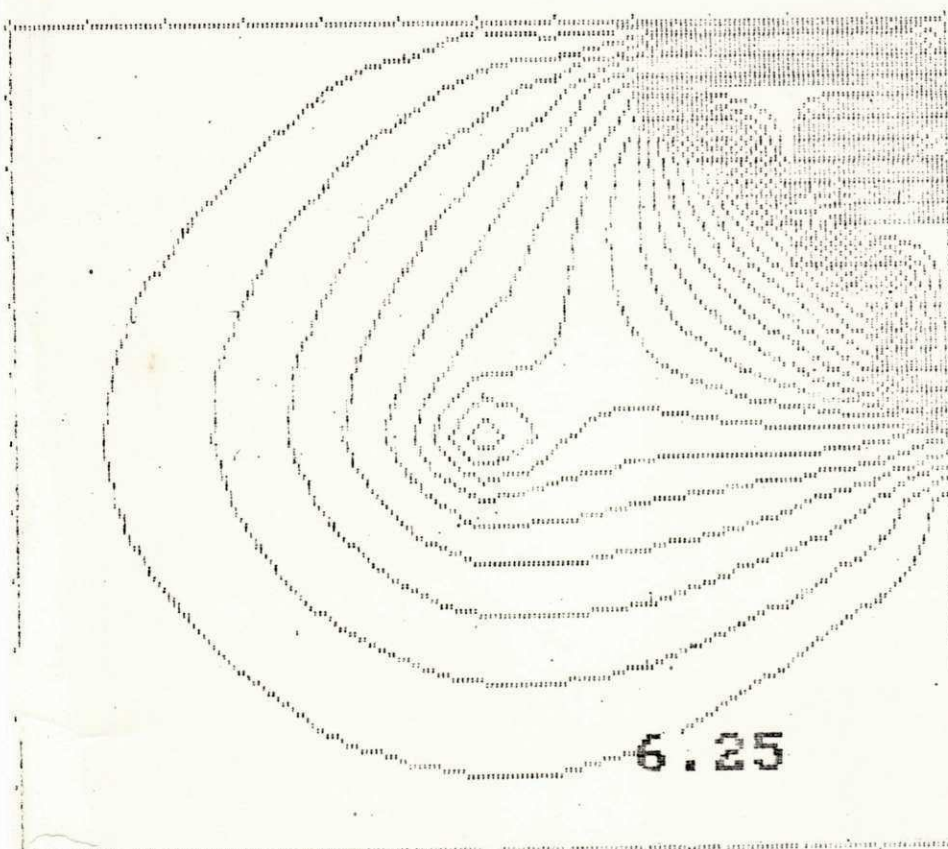
ALTURA PIEZOMETRICA (M)
TEMPO = 0 DIAS

6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.1	5.9	5.6	4.8	0	0	0	6.4
6.4	6.4	6.4	6.3	6.1	5.8	5.5	5.1	4.3	2.8	0	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.1	5.9	5.6	5.3	4.9	4.3	3.4	2.4	0	0
6.4	6.3	6.2	6	5.7	5.4	5.1	4.8	4.4	3.9	3.2	2.3	0
6.4	6.3	6.1	5.9	5.6	5.3	4.8	4.7	4.6	4.3	4	3.4	0
6.4	6.3	6.1	5.9	5.6	5.1	4.1	4.7	4.9	4.9	4.8	4.8	5.2
6.4	6.3	6.1	6	5.7	5.4	5.1	5.2	5.2	5.3	5.5	5.7	6.4
6.4	6.3	6.2	6.1	5.9	5.7	5.6	5.6	5.6	5.7	5.9	6.1	6.4
6.4	6.4	6.3	6.2	6.1	5.9	5.9	5.9	5.9	6	6.2	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.3	6.2	6.1	6.1	6.1	6.1	6.3	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4

0 MATRIZ TEM
13 LINHAS E 13 COLUNAS

ELEVADO DE 2.76461E-07 AO 6.42

INCREMENTOS DE GRADE :DX= 17.33
DY= 17.33



AR. FREATICO, ISO
TROPICO, COM FENDA
POSIC. NO CANTO
SUP. DIREITO E
POCO CENTRAL
H(8,8)=4.87 M
REBAIX.=2.35 M
Q=.00375 M3/S
K=.00024 M/S
PIEZ. INIC.=6.42

ISO-LINEAS COM INCREM=.25 M
CASO SIMULADO COM POCO 11 - PASSAGEM III

ALTURA PIEZOMETRICA (M)
 TEMPO = 0 DIAS

6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.3	6.3	6.3	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.3	6.2	6.1	6.1	6.2	6.3	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.2	6.1	5.9	5.8	6	6.2	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.3	6.3	6.2	6	5.7	5	5.8	6.1	6.3	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.2	6.1	5.9	5.7	5.9	6.1	6.2	6.3	6.4	6.4
6.4	6.4	6.3	6.2	6.2	6.1	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.3	6.2	6.2	6.2	6.2	6.3	6.3	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4

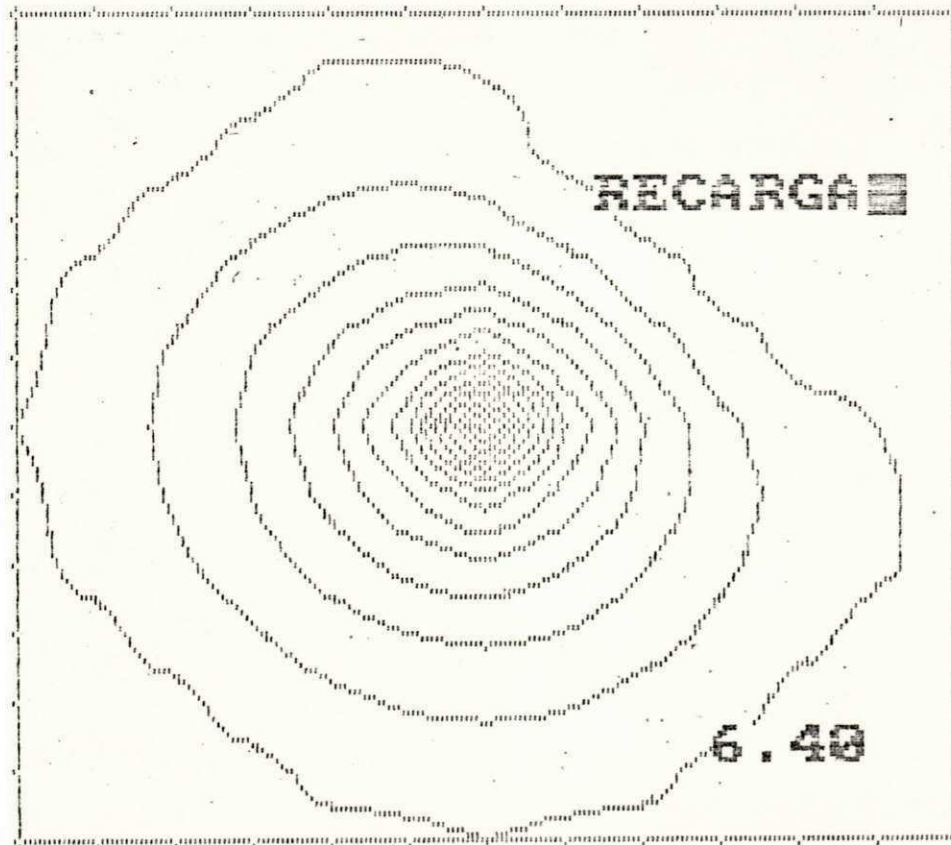
ARQUIVO DE DADOS: B:EVR.DAT.DAT

O MATRIZ TEM
 13 LINHAS E 13 COLUNAS

ELEVADO DE 5.03001 AO 6.42

INCREMENTOS DE GRADE :DX= 17.33
 DY= 17.33

Fig.22C - Efeito da Fonte de Recarga sobre a Rede de Fluxo



AQ. FREATICO, ISOTROPO, COM FONTE RECARGA, POSIC. NO CANTO SUPER. DIREITO, E POCO CENTRAL (8,8)
 $H(8,8) = 5.83$ M
 REBAIX. = 1.39 M
 $Q = .88375$ M³/S
 $K = .88824$ M/S

ISO-LINEAS COM INCREM. = .10 M
 POCO II - PASSAGEM

obedecer os critérios do poço de descarga. A recarga através de poços é um método prático quando o Aquífero a ser recarregado é profundo e confinado, e, onde a economia do espaço em áreas urbanas, é uma consideração importante.

5.4.1.1 - Objetivos gerais da recarga artificial

Em manejo dos recursos hídricos, o aumento da quantidade de água que entra num aquífero, via meios artificiais, é praticado para permitir uma maior taxa de extração da água subterrânea. Afora isso, as razões abaixo, dão guarida e norteiam este procedimento:

- a) purificação e equalização da qualidade da água;
- b) armazenamento;
- c) transposição da água;
- d) manutenção dos níveis subterrâneos;
- e) desviar as águas indesejáveis

5.4.1.2 - A razão para recarga artificial em abastecimento público de água

No campo do abastecimento público, a recarga artificial tem uma longa história. Começou com recarga indireta, pela construção de galerias de infiltração com areia e cascalho, adjacentes a leito de rio. A extração de grandes quantidades de água com este tipo de galeria, induz água de rio a entrar num aquífero, com filtração a posteriori, através de sua passagem pelo sub-solo. Exemplos das obras mais antigas

nesse genero, são: a) o túnel construído ao longo do rio Clyde (1810), para suprimento de água para a cidade de Glasgow (Escócia); b) uma bacia aberta nas proximidades da cidade de Garonne (1920), para transporte de água para Toulouse (França).

O método indireto da recarga induzida, somente foi realizado, no final do século XIX, idealizado por Richirt (1897), para abastecimento público a cidade de Gothenburg (Suécia), o que fornece um exemplo moderno.

Nas primeiras décadas dos século XX, a recarga artificial direta, foi praticada em grande escala no distrito de Ruhr (Alemanha), como modificação da recarga induzida, onde a infiltração pelas margens do rio foi bloqueada, devido redução no seu fluxo, originada pela construção de barragens sobre tributários do Ruhr. Um grande avanço na recarga artificial, foi durante décadas de 50 e 60 (durante época da 2^a revolução industrial), que resultou em poluição incessante das águas superficiais dos rios. Um exemplo da extensão da recarga direta, está no sistema Dhihague (Holanda); a água é extraída do rio Rhine e rio Meuse, pré-tratada através uso da sedimentação simples, aeração, filtração rápida, desinfecção, e, transportada a bacias de inundação (norte da cidade). As taxas de recarga podem ser reduzidas durante períodos de baixa qualidade (como citado anteriormente), chegando a uma total suspensão da recarga, quando um agravante (poluição do rio) ocorre.

5.4.2 - Tratamento teórico

Ao invés de cone de Depressão, falamos aqui, de cone de Recarga. Assim, quando água é admitida num poço, o cone de Recarga será construído numa forma assemelhada mas inversa, do cone de Depressão. Tal como no poço de bombeamento, a equação da curva pode ser derivada numa maneira semelhante. Para um Aquífero confinado sendo recarregado com um poço de penetração total, a expressão para vazão sob condições permanentes, é dada por:

$$Q_{rec} = 2\pi KB(H_w - H_0) / (\ln r_0 / r_w) \quad (1)$$

Para um poço no aquífero não confinado, a equação será:

$$Q_{rec} = \pi K(H_w^2 - H_0^2) / \ln(r_0 / r_w) \quad (2)$$

Para comparação com as equações de descarga, pode ser antecipado que a vazão de recarga será igual a vazão de descarga, com as dimensões do cone de depressão sendo iguais as do cone de recarga, porém, as medições de campo, raramente suportam esta argumentação. As taxas de recarga, na maioria dos casos não igualam com as taxas de bombeamento. A razão, é devido a que os processos de bombeamento e recarga, diferem em mais fatores do que uma simples mudança na direção do fluxo.

5.4.3 - Segurança hidráulica do poço de recarga

A medida que a água é bombeada de um poço, o material fino presente no aquífero se movimenta com as partículas

grossas, que permanecem nas proximidades do poço, e entram no poço (também); por sua vez, as partículas de silte na água, são carregadas; no caso recarga, qualquer silte carregado para o poço, é filtrado e tende entupir as vizinhanças do mesmo; ademais, água de recarga pode transportar grande quantidade de ar dissolvido, tendendo a reduzir a permeabilidade do aquífero, pelo fenômeno do ajuntamento deste com ar.

A água de recarga, pode conter bactéria e forma aparecimento de algas no filtro do poço e na formação que engloba o poço, e assim, reduzindo a área efetiva do fluxo. Os constituintes químicos da água de recarga, podem diferir suficientemente da água subterrânea, podendo causar reações químicas indesejáveis, como por exemplo, a floculação causada pela reação da água com alto teor de sódio com as partículas finas do solo. Estes fatores todos, agem para reduzir as taxas de recarga. Portanto, poço de recarga tem que ser cuidadosamente selecionado e implantado, em áreas tais onde a experiência (particularmente com referência a tratamento d'água) e desenvolvimento, mostram a praticabilidade de uso deste método.

5.4.4 - Simulação e análise operacional dos poços

Com referência a Tabela 7, que mostra elevações para os casos de recarga, em dois poços, simetricamente posicionados em relação ao centro do sistema, a discussão se concentra sobre os efeitos das diversas vazões aplicadas, sobre as elevações nos níveis freáticos.

Observamos que, com aumento do espaçamento de (6,10) a (5,11) e (4,12), para mesma vazão (Q a $Q/7$), os valores de e_c e e_w respectivamente diminuíram, enquanto a altura z da elipse formada entre poços, aumenta. O valor de e_c (para caso $Q = Q$), reduziu de 35% entre (6,10) e (5,11), ainda reduziu para 62% do valor original até (4,12). O valor de e_w reduziu de (6,10) a (5,11) em 11% e, ainda reduziu para 22% até (4,12), enquanto o aumento no valor de z era de 27% entre (6,10) e (5,11) e, ainda aumentou para 40% no caso (4,12); e assim, temos mesma tendência para as demais vazões até $Q/7$. Referente a variação de e_c para o caso (6,10), com diminuição de Q , houve uma queda gradativa de 65%, de Q para $Q/3$, e, aumentando até 85% para caso $Q/7$. Também houve reduções semelhantes para os casos de (5,11) e (4,12). Os valores de z , reduziram na mesma maneira com diminuição na vazão, as diminuições aumentando cada vez com aumento no espaçamento.

A taxa entre elevação do nível no poço e espessura total, com vazão diminuindo, esta razão também diminui, porém em menor proporção que a diminuição da vazão. Por exemplo, com $Q/3$ o fator ficou em torno de 2.83; com $Q/5$ o fator ficou com 4.6 e, o correspondente valor foi 6.27 para $Q/7$. O mesmo comportamento permaneceu com os outros espaçamentos, cada vez mantendo uma razão menor do que a razão de descarga.

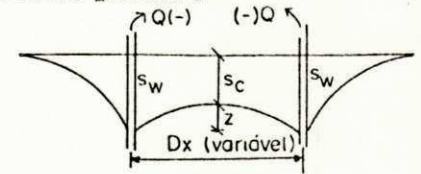
As Figuras 23, 24, 25, 26 e 27, demonstram de maneira objetiva os comentários acima, possibilitando rápidas conclusões.

Casos com Descarga vs Recarga simultâneos, com dois poços posicionados simetricamente em relação ao centro da

malha (13,15), para uma mesma vazão, $Q(+)$ = $Q(-)$, também foram feitos, Figuras 28 e 29, mostrando que há um afastamento ideal no campo simulado (δD_x), para o qual os cones apresentam maiores cotas de rebaixamento/elevação nos locais dos poços.

Tabela 6, Bombeamento Simultâneo em dois poços, variando o afastamento entre os mesmos, com vazões diferentes, mostrando o efeito cumulativo do Abaixamento no Cone para as condições investigadas.

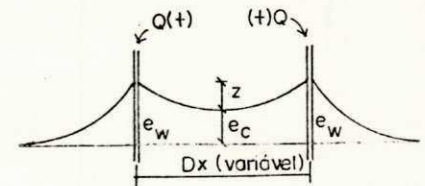
REBAIXAMENTOS



Vazões de Descarga	Q(6,8), Q(10,8)				Q(5,8), Q(11,8)				Q(4,8), Q(12,8)			
	s_c	s_w	z	s/b_w	s_c	s_w	z	s/b_w	s_c	s_w	z	s/b_w
Q	.94	1.70	.76	26.5	.56	1.46	.90	23	.32	1.25	.93	9
Q/3	.30	.51	.21	8.0	.18	.45	.27	7	.11	.39	.28	6
Q/5	.18	.30	.12	5.0	.11	.26	.15	4	.06	.23	.17	3.6
Q/7	.12	.21	.09	3.3	.08	.19	.11	3	.05	.16	.11	2.5

Tabela 7, Efeito cumulativo da elevação no Cone de Recarga e sua variação com as mudanças impostas.

ELEVACIONES



Vazões de Recarga	Q(6,8), Q(10,8)				Q(5,8), Q(11,8)				Q(4,8), Q(12,8)			
	e_c	e_w	z	e/b_w	e_c	e_w	z	e/b_w	e_c	e_w	z	e/b_w
Q	.81	1.33	.52	20.7	.52	1.18	.66	18	.31	1.04	.73	16
Q/3	.28	.47	.19	7.3	.18	.42	.24	6.5	.10	.37	.27	6
Q/5	.17	.29	.12	4.5	.11	.25	.14	4	.06	.22	.16	3
Q/7	.12	.21	.09	3.3	.08	.18	.10	3	.04	.16	.12	2.5

Fig. 23 - EFEITO DA RECARGA SIMULTÂNEA SOBRE A ELEVACÃO DO NÍVEL FREÁTICO. (REDE 13/15, AQUÍFERO HOMOGENEO ISOTRÓPICO).

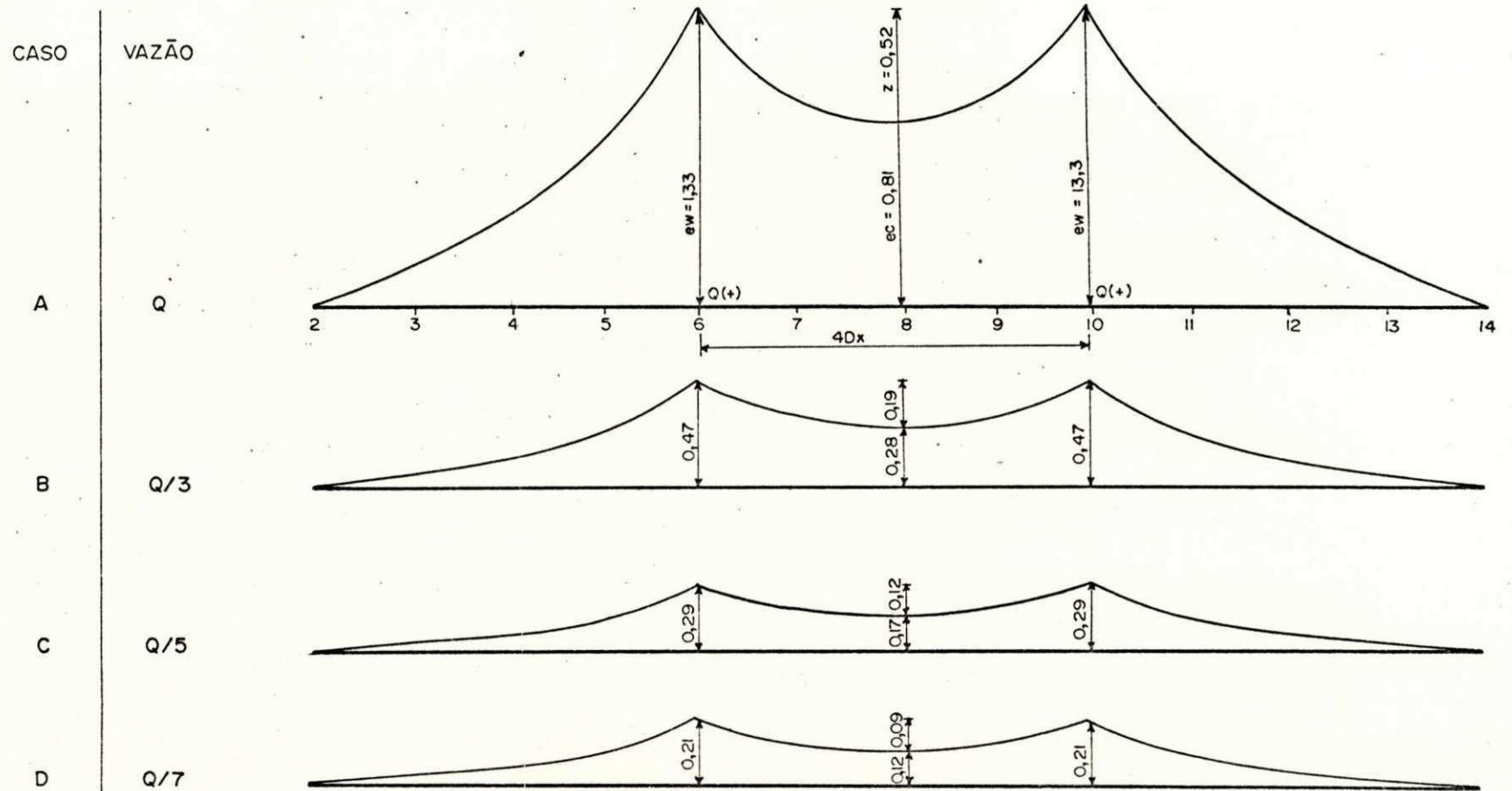


Fig. 24 - EFEITO DA RECARGA SIMULTÂNEA SOBRE O REBAIXAMENTO
 PARA VÁRIAS VAZÕES ($D = 6D_x$)

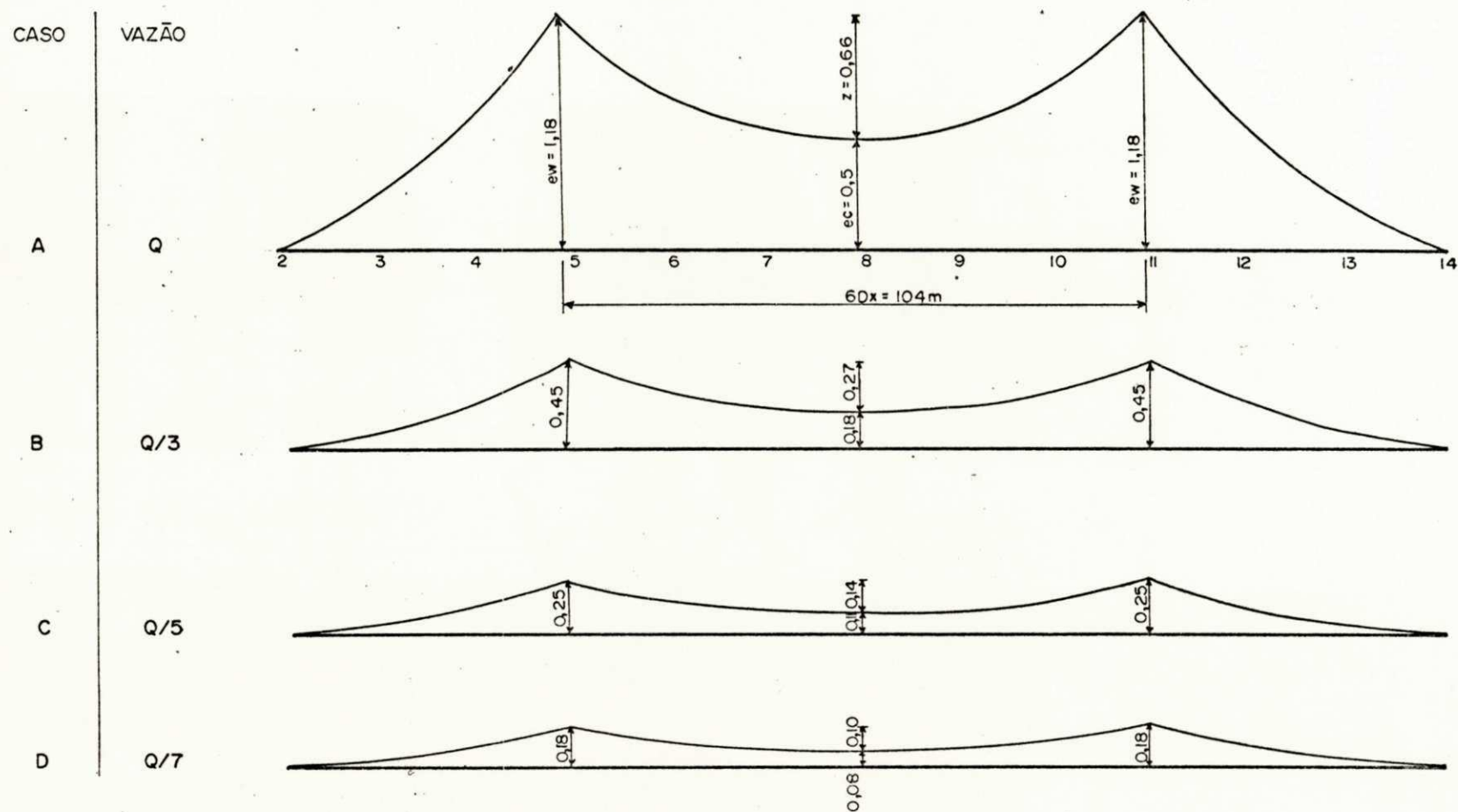


Fig. 25 - EFEITO DA RECARGA SIMULTÂNEA SOBRE O REBAIXAMENTO
 PARA VÁRIAS VAZÕES. ($D = 8D_x$)

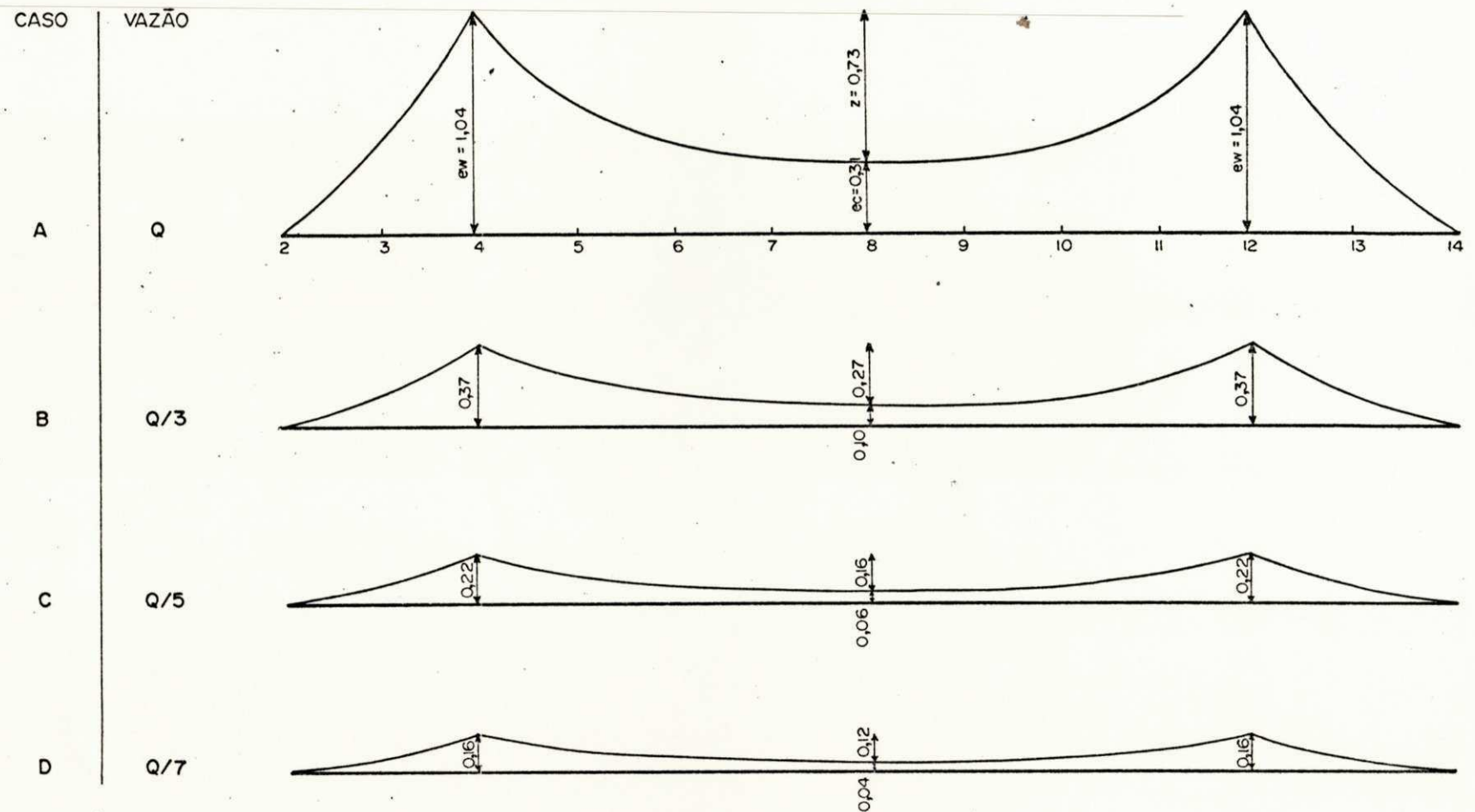
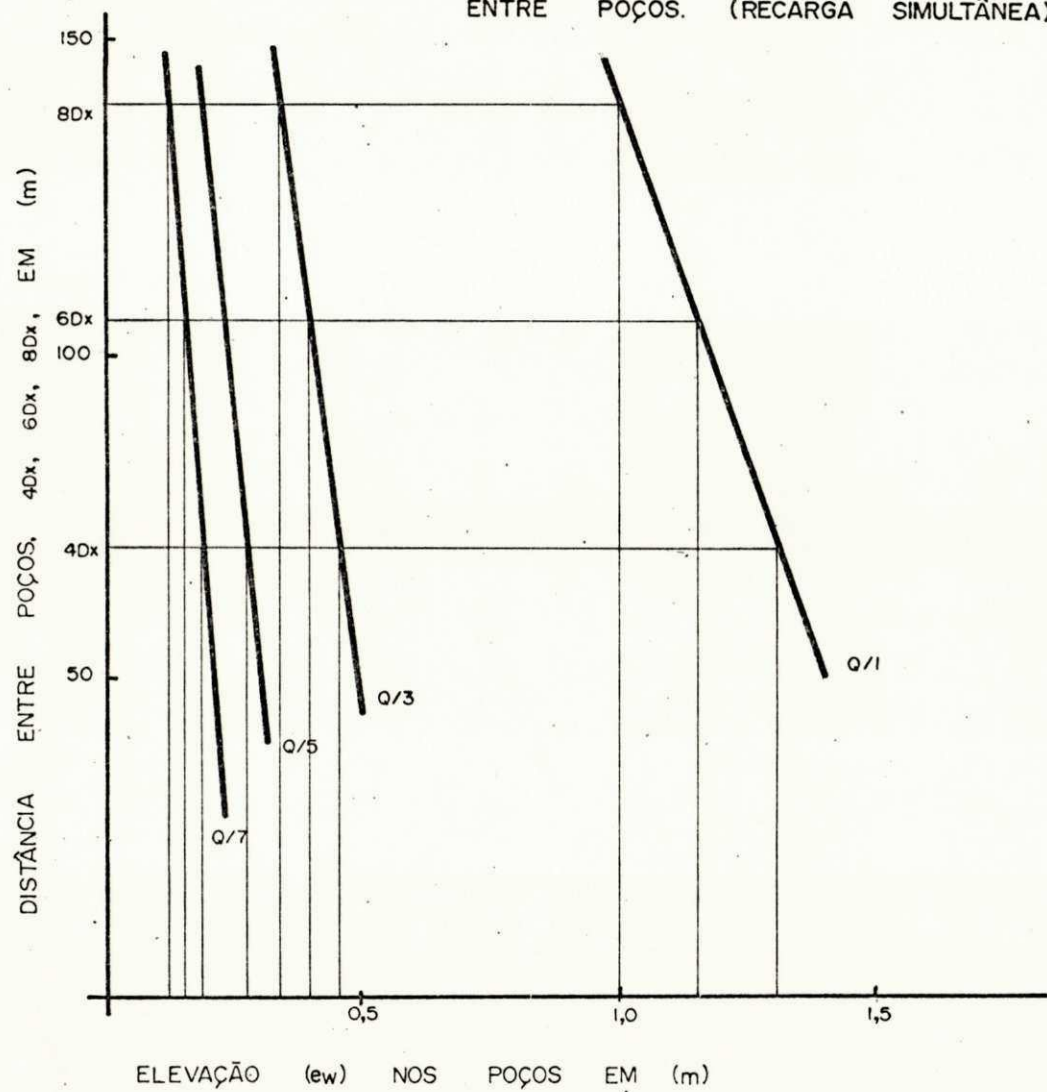


Fig. 26 - VARIAÇÃO NA ELEVAÇÃO NO POÇO, COM DISTÂNCIA ENTRE POÇOS. (RECARGA SIMULTÂNEA).



($K_{xx} = K_{yy} = K_{zz} = K$)
 AQUÍFERO HOMOGENEO ISOTRÓPICO, C/ 2
 POÇOS POSICIONADOS SIMETRICAMENTE

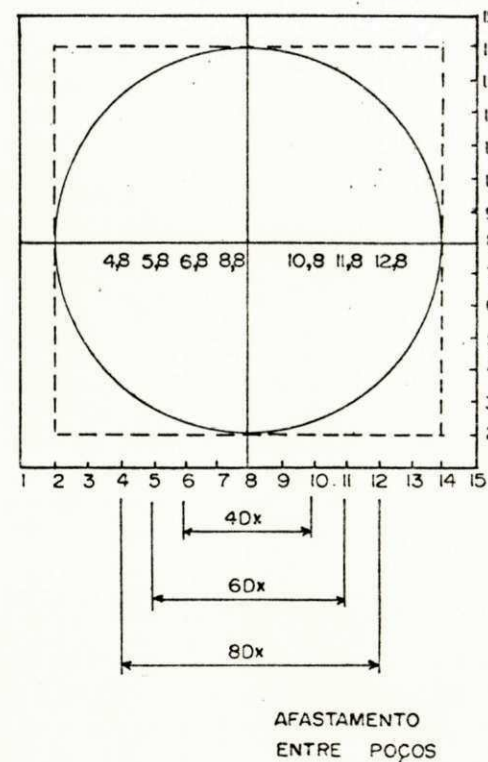
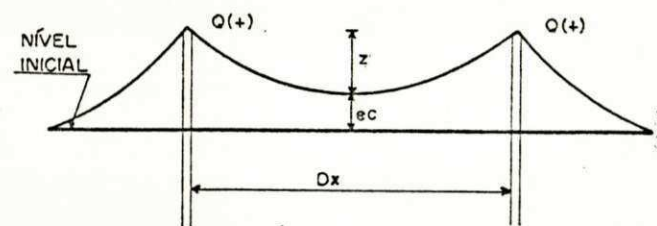
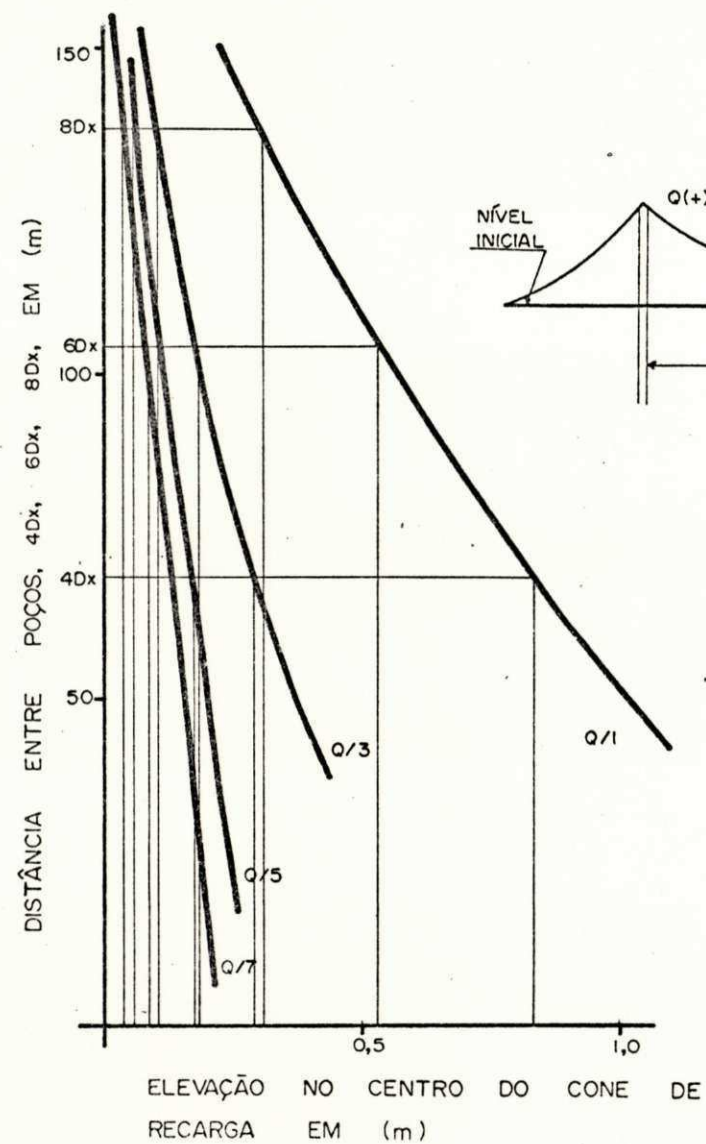
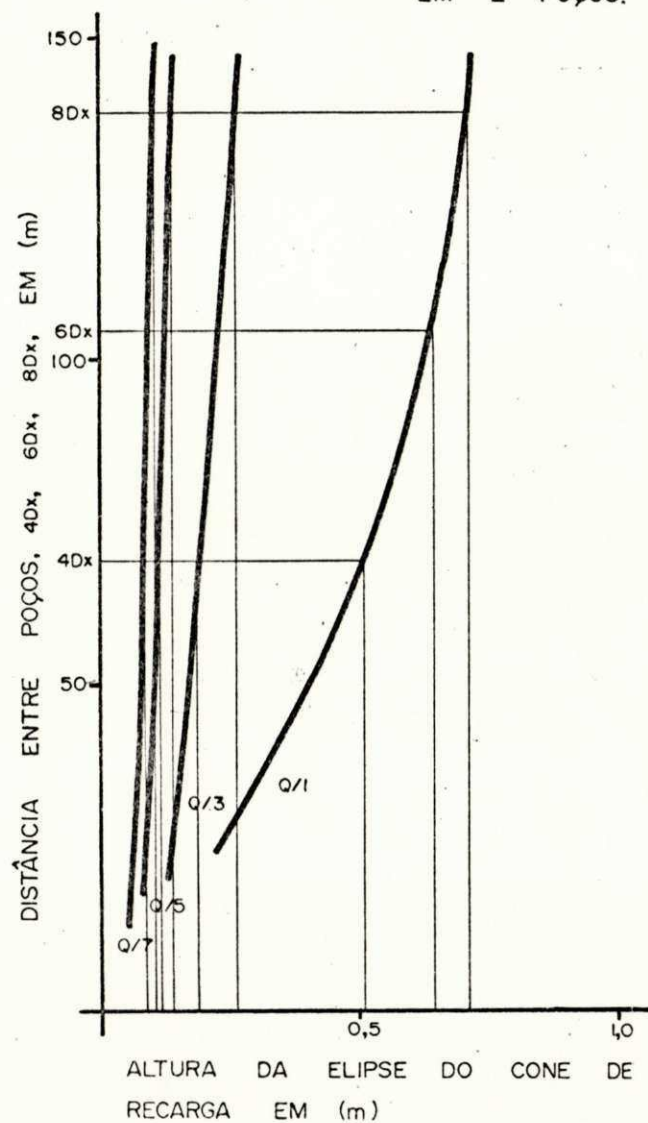


Fig. 27 - CARACTERÍSTICAS DE CONE DE ELEVAÇÃO, C/ RECARGA SIMULTÂNEA EM 2 POÇOS.



CROQUI DO CONE DE RECARGA, COM:
 z = ALTURA DA ELIPSE
 ec = ELEVAÇÃO NO CENTRO

Fig 28 - EFEITO DA DESCARGA/RECARGA SOBRE REBAIXAMENTO/ELEVAÇÃO
VAZÃO ($Q=Q/I$), DO CAMPO. POÇO PONTUAL EM AQ. LIVRE.

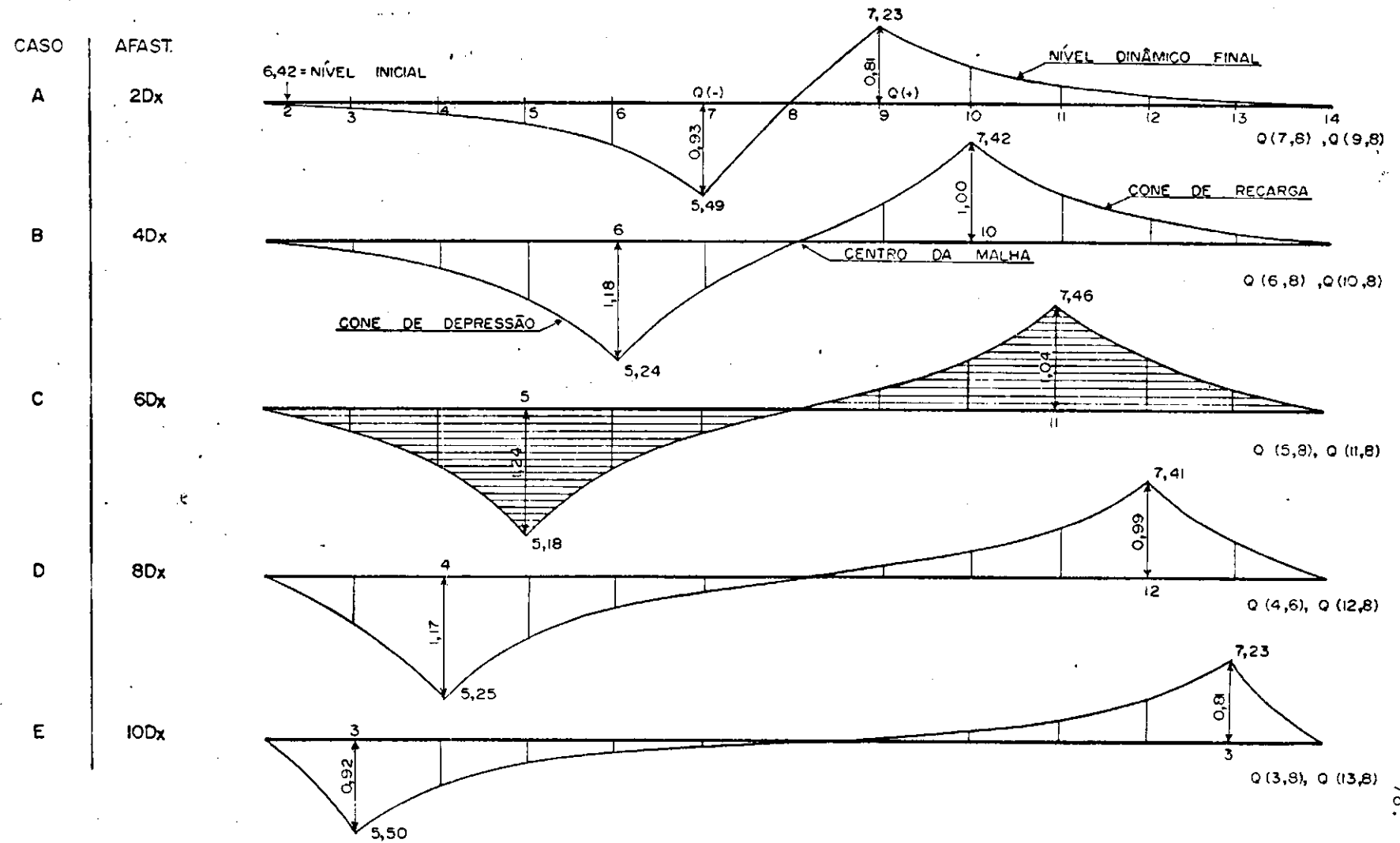
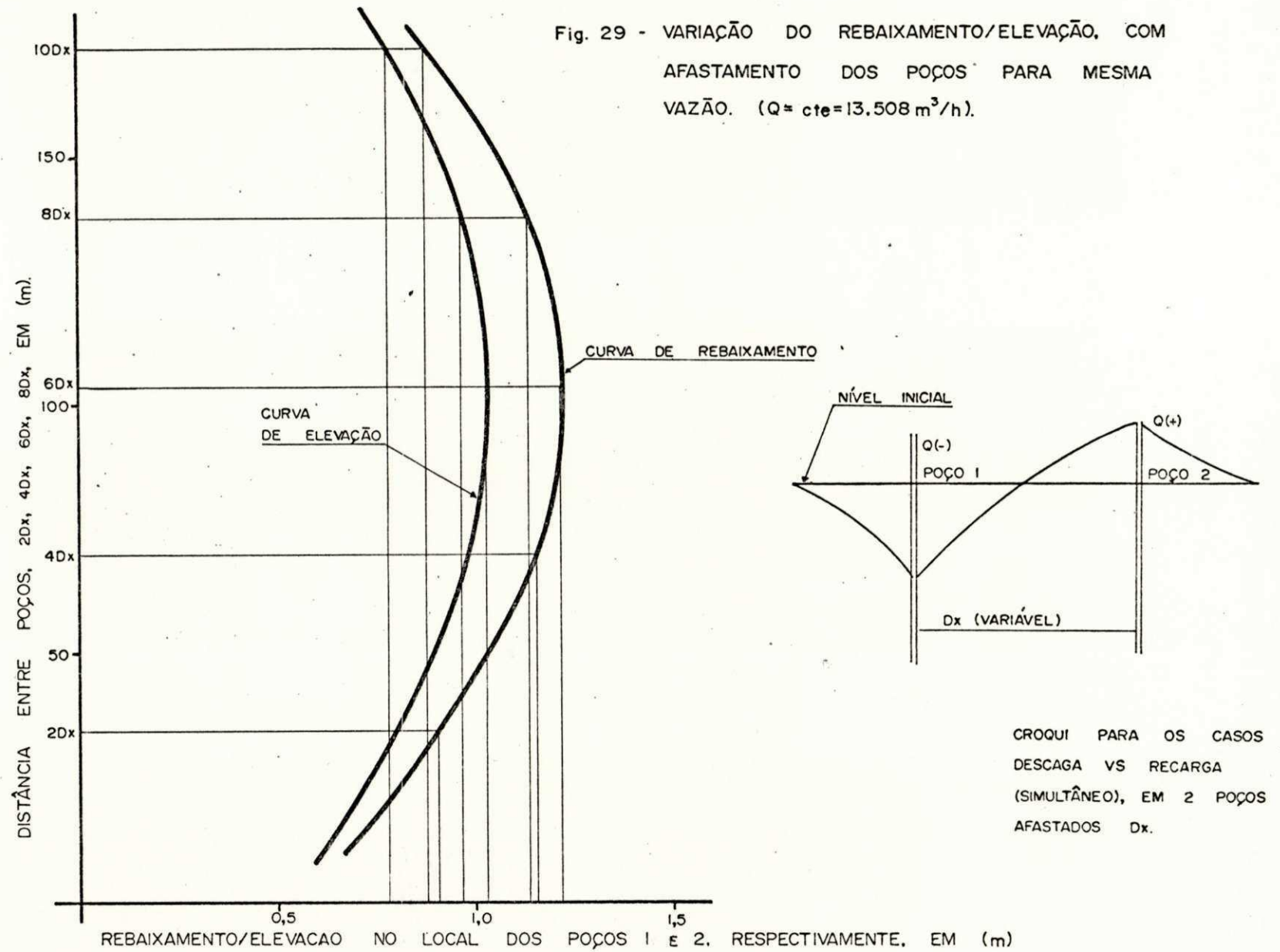


Fig. 29 - VARIAÇÃO DO REBAIXAMENTO/ELEVAÇÃO, COM AFASTAMENTO DOS POÇOS PARA MESMA VAZÃO. ($Q = cte = 13.508 \text{ m}^3/\text{h}$).



6.0 - PERDAS LOCALIZADAS NOS POÇOS

6.1 - Distinção entre Perda de Formação e Perda do Poço

Para determinar a altura manométrica total para o caso da água bombeada de um poço, a distância s_t entre a superfície piezométrica estática (nível freático estático) e o nível da água do poço, deve ser conhecido. O valor de s_t , geralmente é considerado como soma do rebaixamento s_f do aquífero no local do poço e a carga total perdida s_p quando a água entra através da zona desenvolvida do poço (material do filtro) e, do revestimento. A perda s_f é chamada perda da formação, haja vista que a mesma ocorre no aquífero, enquanto s_p é chamada perda do poço.

6.1.1 - Tratamento teórico

Uma vez que o fluxo no aquífero é laminar, s_f varia linearmente com Q , como indicado nas equações seguintes:

$$Q = 2\pi T(h_2 - h_1) / \ln(r_2 / r_1) \quad (1)$$

$$s_f = (Q/4\pi T) (-.577216 - \ln u + u - u^2/2.2! + u^3/3.3! - \dots) \quad (3)$$

Porém, enquanto s_f varia também com o tempo, com bombeamento contínuo (suficientemente longo) s_f muda muito pouco, e, o

valor final de s_f é diretamente proporcional a taxa de bombeamento, ignorando o efeito do rebaixamento sobre transmissibilidade, caso o aquífero seja não confinado.

O fluxo através de envelopes de cascalho ou zona desenvolvida e, através do filtro e aberturas do revestimento, além do fluxo dentro do próprio poço, será geralmente turbulento; assim, s_t pode ser esperado variando com alguma potência da vazão Q e a perda total s_t pode ser expresso como:

$$s_t = C_f \cdot Q + C_w \cdot Q^n \quad (4)$$

onde,

C_f = constante da formação, relacionando Q com s_f ;
 C_w = constante de perda no poço, relacionando Q com s_t ;
 n = expoente devido a turbulência.

Jacob (1947) sugeriu que $n = 2$, enquanto Rorabaugh (1953) concluiu que o valor de 2.5 é mais apropriado.

O melhor caminho para determinar C_f , C_w , n , para dado poço, é pela experiência. Quando s_t (perda total) é medida sucessivamente com aumentos em Q , e o poço é bombeado até certo Q enquanto s_t permanece quase constante, então, Q é ainda aumentado e s_t medido para o mesmo tempo usado na 1ª experiência. Este processo é repetido até achar 4 ou 5 valores de Q .

Jacob (1947) desenvolveu equação para avaliação dos valores de C_f e C_w , para correspondentes valores de s_t e Q , assumindo $n=2$. O procedimento gráfico sugerido por Rorabaugh (1953) é apresentado a seguir. A equação (4) pode ser

escrita como:

$$s/Q - C = C \cdot Q^{n-1} \quad (5)$$

$\begin{matrix} t & f & w \end{matrix}$

na forma logaritmada, a equação se torna como:

$$\log (s/Q - C) = \log C + (n-1) \cdot \log Q \quad (6)$$

$\begin{matrix} t & f & w \end{matrix}$

que mostra que o gráfico entre as variáveis $(s/Q - C)$ vs Q , no papel bilog, deve resultar numa linha reta, com declividade $n-1$ e intercepto de C , quando $s/Q - C = 1$. Como C é incógnito, tal gráfico não pode ser construído. O procedimento então, é supor valores diferentes de C e plotar o gráfico até obtenção de uma linha reta. Geralmente o 1º valor será 0 para C_f , que resulta numa curva côncava. Os valores podem ser aumentados até mudança na curvatura, passando através de linha reta, até forma convexa.

Como exemplo, a Tabela 2 (Bouwer, 1978), mostra a maneira de variação entre s_f e s_p para várias vazões Q , a Fig. 30 indica o valor de C_f correspondentemente desejado que levou a obtenção de linha reta, após várias tentativas. Neste trabalho, o valor de C_f é dado pelo método do erro e tentativa, até obtenção de uma correlação cujo coeficiente varie entre 98 e 100%. O quadro apresentado por Bouwer obtido através de resultados no campo de Q vs s_t , mostra que a perda total é composta de duas perdas individuais: poço s_f e da formação s_p . O quadro mostra ainda que até certo valor de Q a partir de 0, a perda do poço é menor que a perda da formação s_p (4000 m/dia no caso de Bouwer), após do que, o quadro muda, mostrando maiores perdas s_f do poço e menores valores s_p .

s da formação; isto, se deve a que as perdas dos poços variam com Q elevado a uma potência de 2 ou 3 e assim, cresce exponencialmente com aumentos de Q , até um nível onde a perda total s_t será atribuída quase totalmente como perdas do poço, demonstrando por conseguinte, a importância de ter poços corretamente construídos, com filtros de aberturas suficientemente grandes e com raios r_w do poço suficientemente maiores, para conter perdas do poço, como mínimas.

Tab. 2, (Bouwer, 1978). Componentes de Perdas no Poço

Q (m ³ /dia)	1000	2000	4000	6000	8000
s_f (m)	4	8	16	24	32
s_p (m)	0.556	2.74	13.48	34.26	66.41
s_t (m)	4.56	10.74	29.48	58.26	98.41

Enquanto r_w do poço tem um efeito menor sobre perdas de formação (s_f) como foi mostrado nas equações :

$$Q = 2\pi T \frac{(h_2 - h_1)}{\ln(r_2/r_1)} \dots \dots \dots (\text{confinado}), \quad (1)$$

$$Q = \pi K \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{\ln(r_2/r_1)} \dots \dots \dots (\text{livre}), \quad (2)$$

o mesmo (r_w) tem um efeito muito significativo sobre perdas de poço s_p , devido à que um r_w maior significa velocidades de entrada menores. A medida que s_p varia com potência n da velocidade de entrada, reduções consideráveis em s_p podem ser obtidas pelo uso de grande diâmetro. Devido a essa razão, poço de diâmetro grande não sofrerá rebaixamentos acentuados para uma mesma vazão (Cap. 7.0).

Referindo a análise acima, dobrando n (por exemplo), reduziria a velocidade de entrada em 50%, o que consequentemente reduziria as perdas de entrada em 75% com $n = 2$ e 87.5% com $n = 3$ (Bouwer, 1978).

6.1.2 - Velocidade de entrada (v_e)

Em princípio, o projeto do poço permite a velocidade de entrada de 0.1 pé/seg (3.0 cm/seg), baseado na porcentagem de área aberta do filtro e vazão máxima permissível do poço. A teoria hidráulica atrás deste critério é que, a tão baixa velocidade o fluxo é inteiramente laminar, e assim, não existirá perdas no poço devido a turbulência.

As vezes porém, o conceito de v_{med} de entrada pode ser mau interpretado. Soliman (1965), analisando o fluxo a um poço, mostrou que a v_e na parte 10% superior da tela (filtro), é quase 70% vezes maior do que a v_e na parte 10% inferior, num aquífero ideal. Para todos os poços com filtro, uma parte da área de entrada é bloqueada pela tela, material do aquífero e os cascalhos espalhados na proximidade do poço (pré-filtro). Dependendo das dimensões da abertura do filtro (ranhuras), e tamanho e graduação do material do aquífero, até 75% da área aberta pode ser perdida, embora 50% seja uma estimativa mais prática e geralmente aceitável. Além disso, as zonas individuais de um aquífero, podem ter permeabilidade diferentes e, o volume da água liberada através face da tela (outros fatores sendo iguais) é uma função da permeabilidade do aquífero adjacente. Porém, apesar dessas variações incóg-

nitas e indeterminadas sobre v_{med} de entrada, na prática se provou que vale a pena manter a eficiência do poço e assim, a vida do mesmo.

A curva permeabilidade do meio vs velocidade de entrada está indicada na Fig. 33 e Tab. anexa (Walton, 1970).

Quando as condições existentes e a economia permitem, limitar a v_e para 3.0 cm/s, obedecendo assim os critérios de projeto, será vantajoso.

6.1.3 - Perda de carga nos filtros

Um dos importantes fatores que controlam a perda de carga através da tela do filtro é a porcentagem de área aberta. Os fatores que controlam essa incluem, o projeto básico, características dos materiais usados, processos de fabricação. Com determinado L (extensão) e ϕ (diâmetro) de um filtro (tela), a perda de carga decresce rapidamente com aumento na porcentagem de área aberta até 15%, lentamente até 25%, e, relativamente lenta entre 25 a 60%. Acima de 60% de área aberta, praticamente nenhum aumento na eficiência é obtido. Para fins práticos, uma área aberta de 15% é aceitável, o que é facilmente obtido em maioria das telas comerciais, embora não com revestimento perfurado. Caso não seja possível obter 15% de área aberta, o outro critério poderia ser modificações no filtro para obter v_e máxima de 3.0 cm/seg; isto, pode ser obtido pelo aumento no diâmetro ou, comprimento da tela (função da espessura saturada), de maneira a ampliar a área exposta de filtro, permitindo uma

vazão de exploração segura, isto é, sem riscos para a vida útil do poço e para a produção. A equação seguinte esclarece melhor sobre o assunto:

$$Q = v_e \cdot A = v_e \cdot (2\pi R \cdot L) \cdot a_b \quad (7)$$

onde:

Q = vazão máxima permissível do poço

A = área exposta de filtro

a = % de área aberta do filtro

b = extensão de filtro

R = raio do poço

v_e = velocidade de entrada no poço

6.2 - Caso de "Passagem" para demonstrar as perdas localizadas

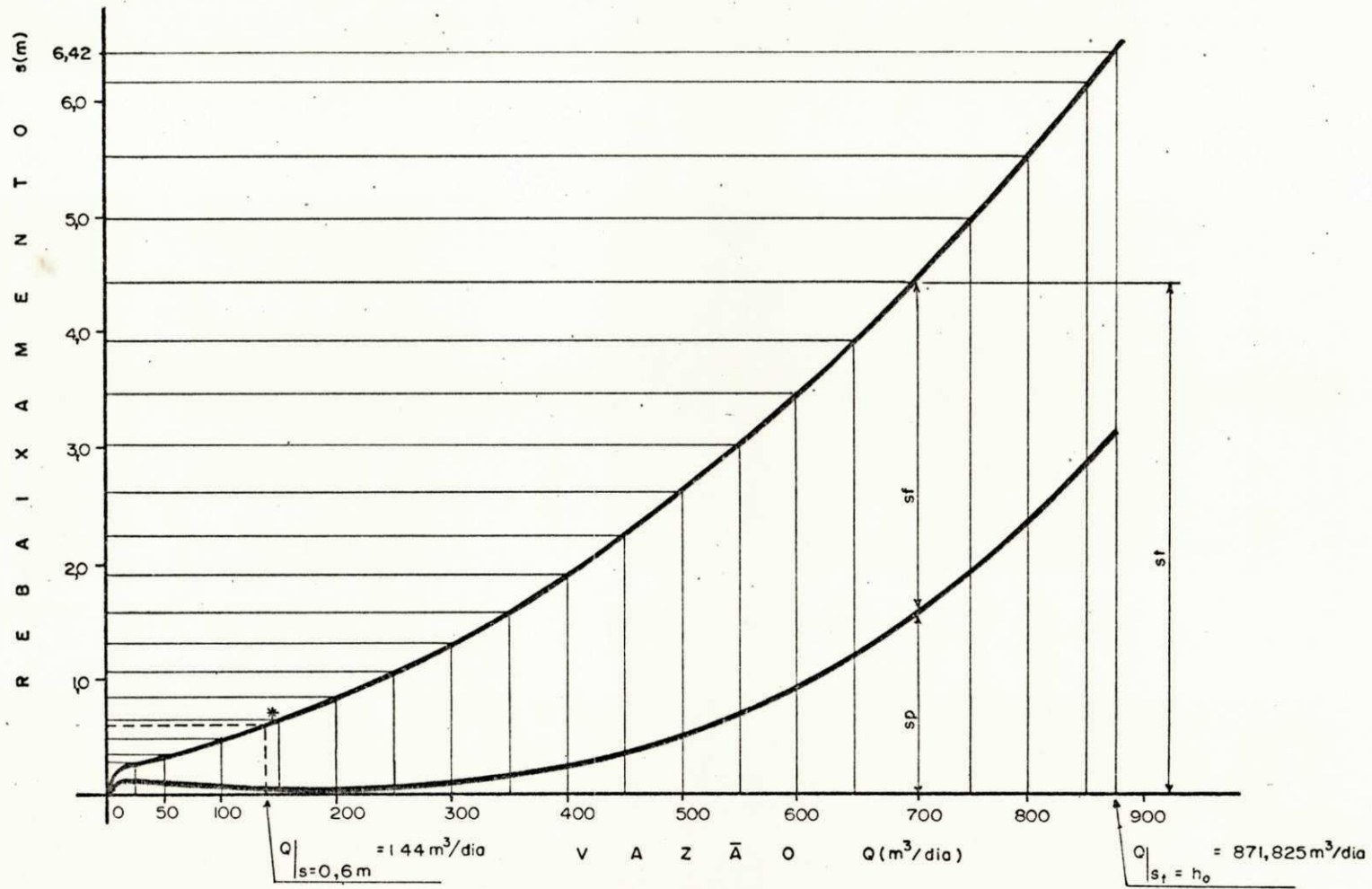
A Figura 31 refere-se a Tab. 8, mostrando os componentes das perdas localizadas (do poço e da formação) para o caso Passagem - P.T. 2.

Ao contrário do caso de Bouwver discutido acima, que mostrou uma virada do componente da perda localizada ultrapassando a perda da formação, onde as vazões foram muito altas, no caso Passagem, devido as pequenas vazões, o quadro não mostra a mesma tendência.

Tabela 8, Perda Total e Seus Componentes no Aquífero e no Poço e, a Eficiência do Poço (caso Passagem, poço tubular raso).

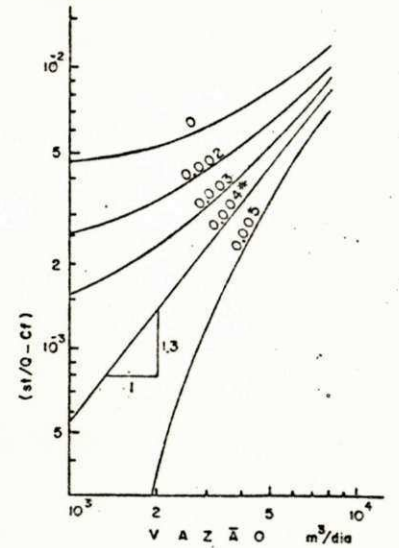
1 3 Q(m ³ /dia)	2 st(m)	3 sf(m)	4 sp(m)	5 E% = sf/st = (3)/(2)
10	0.27	0.24	0.10	88.88
20	0.30	0.27	0.08	90.00
50	0.35	0.33	0.06	94.29
100	0.48	0.47	0.03	97.92
150	0.65	0.64	0.01	98.46
200	0.84	0.82	0.01	97.62
250	1.06	1.02	0.03	96.23
300	1.31	1.23	0.06	93.89
350	1.59	1.45	0.13	91.19
400	1.90	1.68	0.22	88.42
450	2.24	1.91	0.34	85.27
500	2.62	2.14	0.50	81.68
550	3.02	2.37	0.69	78.48
600	3.46	2.58	0.92	74.57
650	3.93	2.79	1.20	70.99
700	4.43	2.98	1.52	67.27
750	4.97	3.16	1.89	63.58
800	5.54	3.31	2.32	59.75
850	6.15	3.45	2.80	56.10
871.825	6.42	3.49	3.02	54.36

Fig. 31 - COMPONENTES DE PERDA TOTAL EM FUNÇÃO DA VAZÃO



* EXPLORAÇÃO DO POÇO NA PRÁTICA - (CDRM)

Fig. 30 - DETERMINAÇÃO GRÁFICA DO PARÂMETRO C_f (CONSTANTE DA FORMAÇÃO), (SEGUNDO RORABAUGH, 1953).



* $C_f = 0,004$ VALOR DE INTERESSE, QUE RESULTA EM LINHA RETA. (CASO TRATADO POR BOUWER)

$s_f = C_f \cdot Q + C_w \cdot Q^n$
EQUAÇÃO EXPERIMENTAL QUE RELACIONA Q e s
(RORABAUGH, 1953).

7.0 - ASPECTOS HIDRAULICOS DOS POÇOS TIPO 'AMAZONAS'

7.1 - Caracterização do problema

Devido ao fato que os aspectos hidráulicos dos poços Amazonas no cenário mundial não foram analisados em tão profundidade como nos outros poços, nesta tentativa, análise de poços existentes no semi-árido paraibano é mostrada usando o método de diferenças finitas.

Enquanto o meio poroso funciona como um todo com respeito de permeabilidade, a entrada d'água através do poço é uma propriedade específica do tipo de filtro. Assim, surge a necessidade de introduzir o conceito de fator de filtro (f) ou capacidade de transmissão do mesmo. Foi desenvolvido a relação entre rebaixamento (s) vs diâmetro (ϕ) do poço, para mesma vazão (Q), para vários tipos (hipotéticos) de material do filtro. Na mesma maneira, curvas entre vazão vs diâmetro, para mesmo rebaixamento podem ser tratados, para vários tipos de secção filtrante (vários f). Essa 'curva chave' facilitará o produtor rural na escolha da bomba adequada para um rebaixamento desejado, num determinado aquífero, usando certo tipo de secção filtrante, e assim evitaria perdas excessivas da formação e do poço.

7.2 - Metodologia e desenvolvimento

A pesquisa de campo para fins de reforço e melhoria de sistemas de abastecimento d'água de pequenas comunidades, realizada pela CDRM/CAGEPA, em Jericó - Paraíba (1988), nas aluviões do rio que lhe empresta o nome, Fig. 32, mostra presença de 2 (dois) poços, sendo um Amazonas e o outro tubular raso, separados de aproximadamente 90 metros, com as seguintes características construtivas:

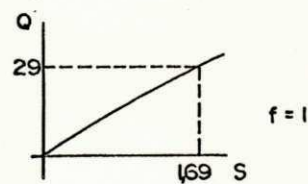
- Amazonas, poço existente construído pela Prefeitura local, com profundidade de 8.20m e diâmetro interno de 3.80m.
- Tubular raso, poço-pesquisa feito pela CDRM, com profundidade de 7.80m e diâmetro do poço (filtro) de 6".

A partir da Tabela 9, relativa ao Teste de Aquífero (autoria CDRM), efetuamos calibragem dos poços em referência, usando método distância vs rebaixamento e, tentativa e erro, os pontos de observação sendo os nós da malha - com os resultados seguintes:

a) Poço tubular raso ($h = 5.50m$). Calibragem

$$Q = 29 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (vazão de teste)}$$

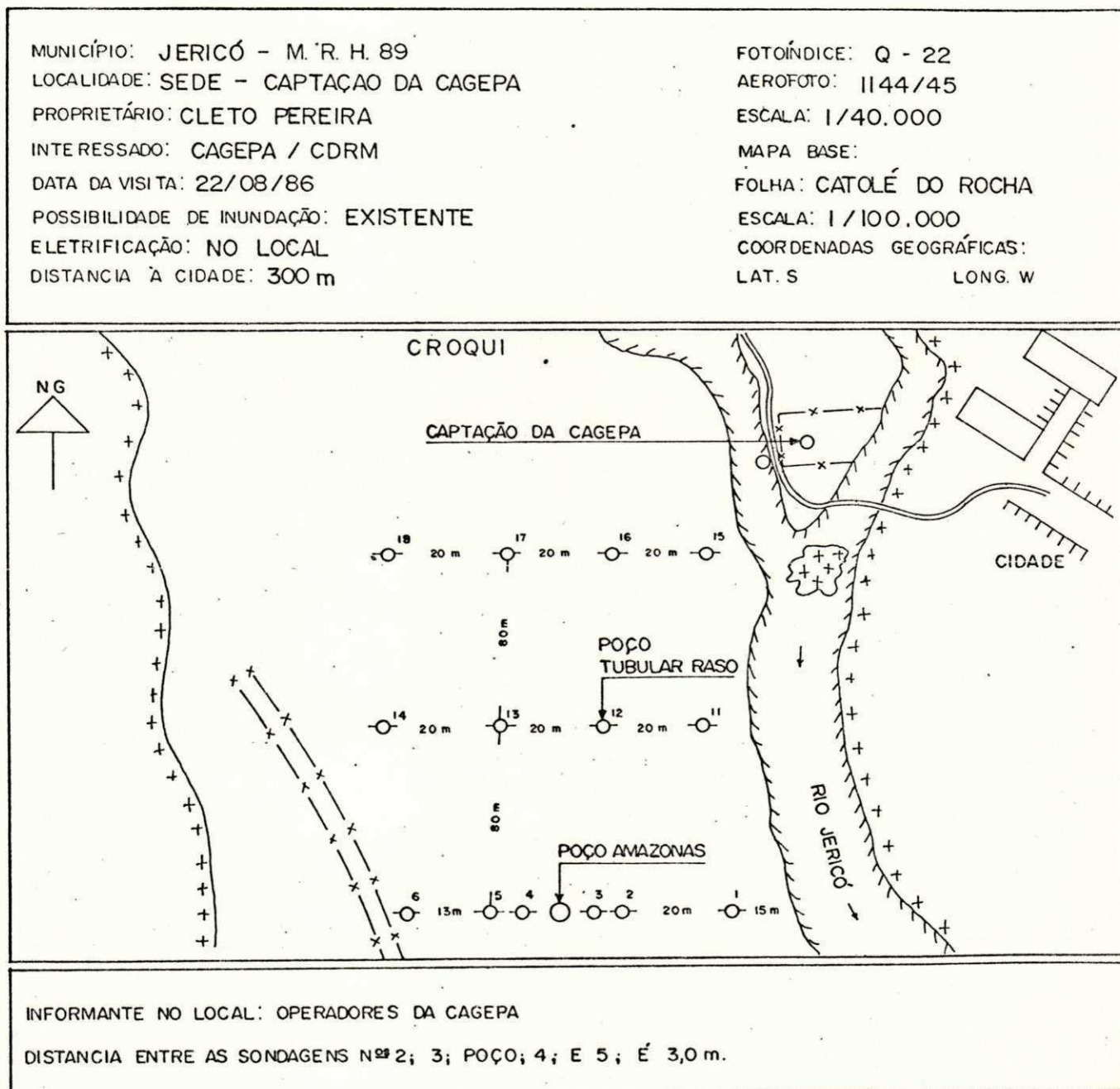
$$Q/s = 29/1.69 = 17.16 \text{ m}^3/\text{h.m}$$



O Quadro a seguir, resume os resultados.

P.T.

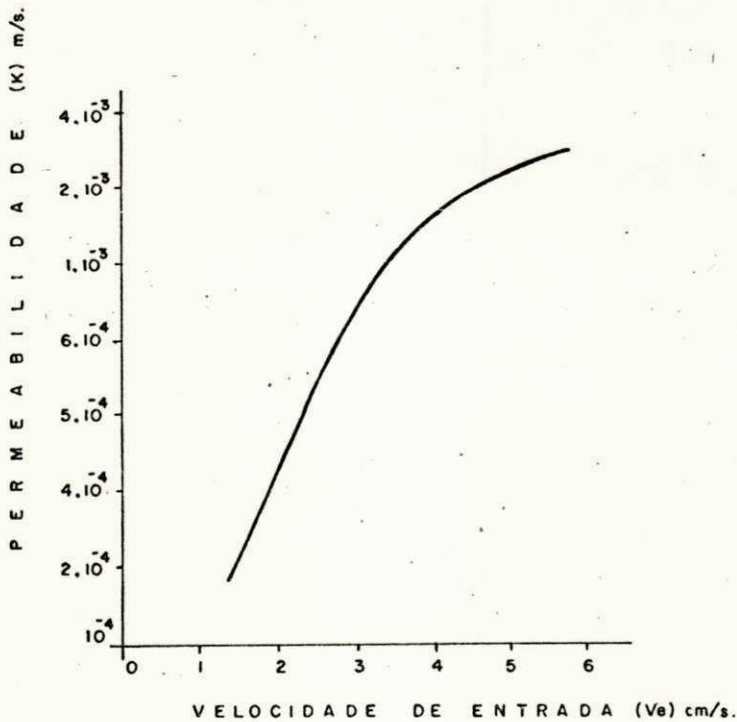
Fig. 32 - FICHA DE LOCAÇÃO DE POÇO



* FONTE: CDRM.

Tab. 9 - TESTE DE AQUÍFERO. JERICÓ-Pb - RELATÓRIO CDRM/CAGEPA - 1988.

POÇO	POÇOS BOMBEADOS							POÇOS OBSERVADOS					
	NE (m)	ND (m)	Q (m ³ /h)	s _w (m)	Q/s _w (m ³ /h/m)	T _b (h)	h _o (m)	PIEZ	NE (m)	ND (m)	s _w (m)	h _o (m)	r (m)
AMAZONAS								01	2,27	2,63	0,36	4,60	8,0
	2,69	3,61	65,0	0,91	71,19	20	5,30	02	2,50	2,72	0,22	4,60	16,0
								03	2,35	2,59	0,24	7,00	8,0
TUB. RASO								01	2,35	2,84	0,49	5,20	8,0
	2,20	3,89	29,0	1,69	17	24	5,50	02	2,48	2,64	0,16	5,10	16,0
								03	2,04	2,15	0,11	6,00	20,0



K (m/dia)	v (cm/s)	
> 240	6,0	(2,7 x 10 ⁻³ m/s)
240	5,5	
200	5,0	
160	4,5	
120	4,0	
100	3,5	
80	3,0	(9 x 10 ⁻⁴ m/s)
60	2,5	
40	2,0	
20	1,5	
< 20	1,0	

Fig. 33 - VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE ENTRADA (Ve), COM A PERMEABILIDADE (K). WALTON (1970).

REBAIXAMENTOS (s, em metro)

(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
no poço	r = 8m 1	r = 16m 2	r = 20m 3	Observação
1.69	0.49	0.16	0.11	campo, teste 24 h
1.70	0.50	0.17	0.08	calibragem (micro)

A linha central da malha com valores de cargas hidráulicas (h) após bombeamento ($s = h - h_0$), - resultante de 'Programa' específico para condições permanentes - que originou a calibragem acima, é:

5.50;5.42;5.33;5.20;5.00;4.66;3.80;4.66;5.00;5.20;5.33;5.42;5.50

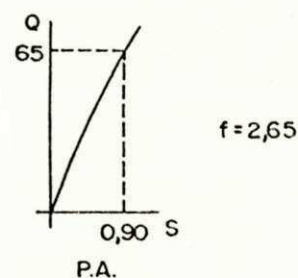
para $K = 0.00055$ m/s e $R = 24$ m (raio de influência), onde 3.80 m é a carga hidráulica h_i no local do poço, de coordenadas $(i,j) = (8,8)$ em malha circular $(13,15)$.

Para simplicidade de raciocínio - e há um procedimento semelhante adotado na prática, quando se faz ao lado da segurança hidráulica do poço, velocidade de entrada igual a permeabilidade do aquífero -, vamos admitir permeabilidade da superfície filtrante do P.T. igual a permeabilidade do meio. Isto facilita a compreensão do próximo passo: calibragem do P.A., ou seja, que fator de filtro f é necessário introduzir para alcançar os valores aproximados de rebaixamento vs distância, indicados na Tabela 9 de Teste do Aquífero.

b) Poço Amazonas ($h = 5.30\text{m}$). Calibragem

$$Q = 65 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (vazão de teste)}$$

$$Q/s = 65/0.91 = 71.43 \text{ m}^3/\text{h.m}$$



REBAIXAMENTOS (s, em metro)

(A)	(B)	(C)	(D)
no poço	$r = 8\text{m}$ 1	$r = 16\text{m}$ 2	Observação
0.91	0.36	0.22	campo (teste, 20 h)
0.90	0.35	0.12 (?)	calibragem (micro)

Linhas centrais da malha que possibilitaram inferir a calibragem acima indicada:

5.30;5.23;5.16;5.06;4.93;4.74;4.40;4.40;4.74;4.93;5.06;5.16;5.23;5.30
 5.30;5.23;5.16;5.06;5.93;4.74;4.40;4.40;4.74;4.93;5.06;5.16;5.23;5.30

para $K = 0.00055 \times 2.65 = 0.0014575 \text{ m/s}$ e $R = 24.7 \text{ m}$, onde os 4 pontos de cargas hidráulicas iguais a 4.40m (centro da malha do cone de depressão), significam os 4 'pontos de extração d'água' no modelo matemático construído.

Note que no caso $f = 2.65$, o que significa dizer que o f do poço-pesquisa pontual é 2.65 vezes menor (!!!) ou $1/2.65$, porque, os poços estão a apenas 90m um do outro, admitindo-se uma permeabilidade média do meio igual a 0.00055 m/s .

As malhas e cones do rebaixamento correspondentes, ainda esclarecem sobre as calibrações, Fig. 34 e 35.

CONE DO REBAIXAMENTO DE
CALIBRAGEM - P.T.

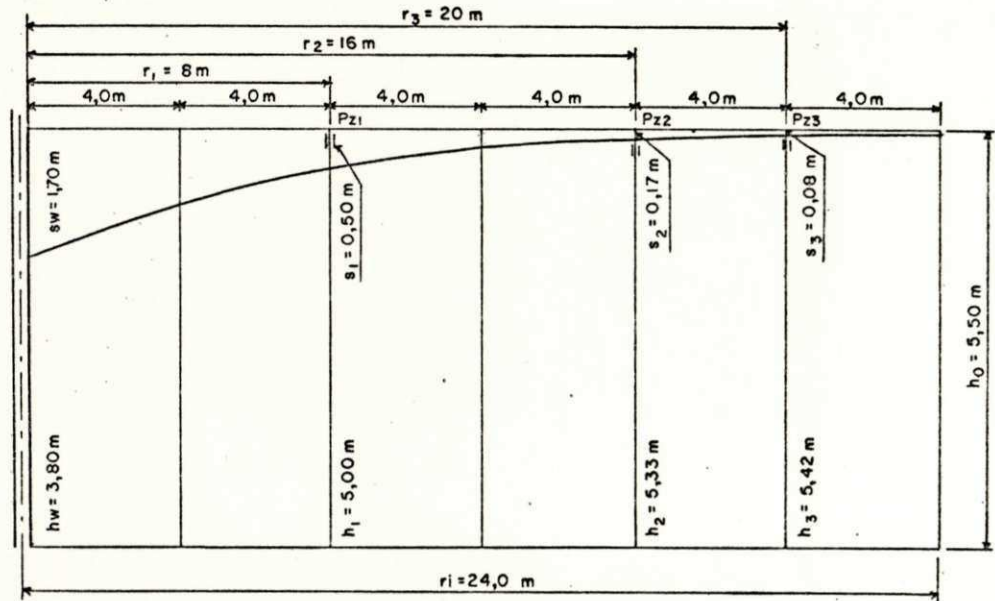


Fig. 34 - MALHA DE CARGAS HIDRÁULICAS REFERENTE A CALIBRAGEM DO POÇO TUBULAR RASO
JERICÓ - Pb, $\varnothing = 0,15$ m.

5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50
5,50	5,50	5,50	5,50	5,45	5,43	5,42	5,43	5,45	5,50	5,50	5,50	5,50
5,50	5,50	5,50	5,44	5,38	5,34	5,33	5,34	5,38	5,44	5,50	5,50	5,50
5,50	5,50	5,44	5,36	5,29	5,23	5,20	5,23	5,29	5,36	5,44	5,50	5,50
5,50	5,45	5,38	5,29	5,18	5,07	5,00	5,07	5,18	5,29	5,38	5,45	5,50
5,50	5,43	5,34	5,23	5,07	4,87	4,66	4,87	5,07	5,23	5,34	5,43	5,50
5,50	5,42	5,33	5,20	5,00	4,66	3,80*	4,66	5,00	5,20	5,33	5,42	5,50
5,50	5,43	5,34	5,23	5,07	4,87	4,66	4,87	5,07	5,23	5,34	5,43	5,50
5,50	5,45	5,38	5,29	5,18	5,07	5,00	5,07	5,18	5,29	5,38	5,45	5,50
5,50	5,50	5,44	5,36	5,29	5,23	5,20	5,23	5,29	5,36	5,44	5,50	5,50
5,50	5,50	5,50	5,44	5,38	5,34	5,33	5,34	5,38	5,44	5,50	5,50	5,50
5,50	5,50	5,50	5,50	5,45	5,43	5,42	5,43	5,45	5,50	5,50	5,50	5,50
5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50

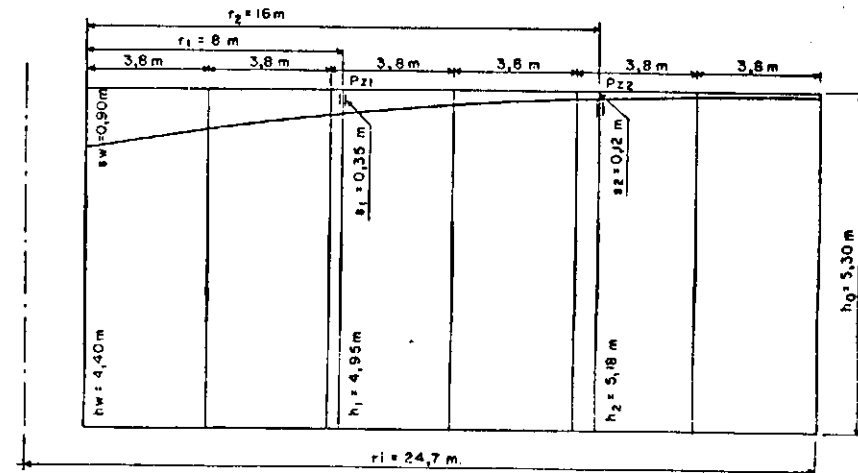
(* $h_w = 3,80$ m ; $s_w = 5,50 - 3,80 = 1,70$ m)

Fig. 35 - MALHA DE CARGAS HIDRÁULICAS REFERENTE A CALIBRAGEM DO POÇO "AMAZONAS" EXISTENTE, JERICÓ - Pb, $\phi = 3,80\text{m}$.

5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30
5,30	5,30	5,30	5,30	5,26	5,24	5,23	5,23	5,24	5,26	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30
5,30	5,30	5,30	5,25	5,21	5,18	5,16	5,16	5,18	5,21	5,25	5,30	5,30	5,30	5,30
5,30	5,30	5,25	5,20	5,14	5,09	5,06	5,06	5,09	5,14	5,20	5,25	5,30	5,30	5,30
5,30	5,26	5,21	5,14	5,07	4,99	4,93	4,93	4,99	5,07	5,14	5,21	5,26	5,30	5,30
5,30	5,24	5,18	5,09	4,99	4,87	4,74	4,74	4,87	4,99	5,09	5,18	5,24	5,30	5,30
5,30	5,23	5,16	5,06	4,93	4,74	4,40	4,40*	4,74	4,93	5,06	5,16	5,23	5,30	5,30
5,30	5,23	5,16	5,06	4,93	4,74	4,40	4,40	4,74	4,93	5,06	5,16	5,23	5,30	5,30
5,30	5,24	5,21	5,14	4,99	4,87	4,74	4,74	4,87	4,99	5,09	5,18	5,24	5,30	5,30
5,30	5,26	5,21	5,14	5,07	4,99	4,93	4,93	4,99	5,07	5,14	5,21	5,26	5,30	5,30
5,30	5,30	5,25	5,20	5,14	5,09	5,06	5,06	5,09	5,14	5,20	5,25	5,30	5,30	5,30
5,30	5,30	5,30	5,25	5,21	5,18	5,16	5,16	5,18	5,21	5,25	5,30	5,30	5,30	5,30
5,30	5,30	5,30	5,30	5,26	5,24	5,23	5,23	5,24	5,26	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30
5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30

(* $h_w = 4,40\text{ m}$; $s_w = 5,30 - 4,40 = 0,90\text{ m}$)

CONE DO REBAIXAMENTO DE CALIBRAGEM - P.A.



7.3 - Parâmetros hidrodinâmicos do Aquífero

Usando o método de análise Distância vs Rebaixamento, através da Solução Aproximada de Jacob da Equação original não Equilibrada de Theis, chegamos aos valores de K , T e S , Figuras 36 e 37, que, num exame mais acurado, nos permite concluir:

a) a concordância entre os valores de K , de calibragem (Equação de Thiem, para condições permanentes) e os cálculos feitos pelo Método interpretativo de Jacob (condições transitórias), é consistente, porque usou-se os mesmos valores de relação entre $s-t$ ou $s-r$ ou $Q-s$ ou Q/s vs s , para um mesmo poço, respectivamente, em ambos os casos;

b) o valor de $K=0.00145$ m/s, da Fig. 37 (poço Amazonas) não é um valor do meio, mas o valor atribuído para o filtro. O valor do filtro (K_f) dividido por valor do meio (K), dá o Fator f , que pertence ao poço;

c) no outro local, com poço tubular, o valor de K foi da ordem de 0.00055 m/s. Isto significa (caso os dois poços não estão tão afastados um do outro), que este valor de K é aquele valor do meio para ambos os casos. Rigorosamente, para obter o valor de K no local do P.A. da Fig. citada, teríamos que fazer mais um teste de campo através de poço tubular ou trazer o material do campo para o laboratório e obter um valor aproximado, ou, ainda, através de outros métodos padronizados como Slug Test (Bouwer) ou, método do piezômetro (Auger Hole Method).

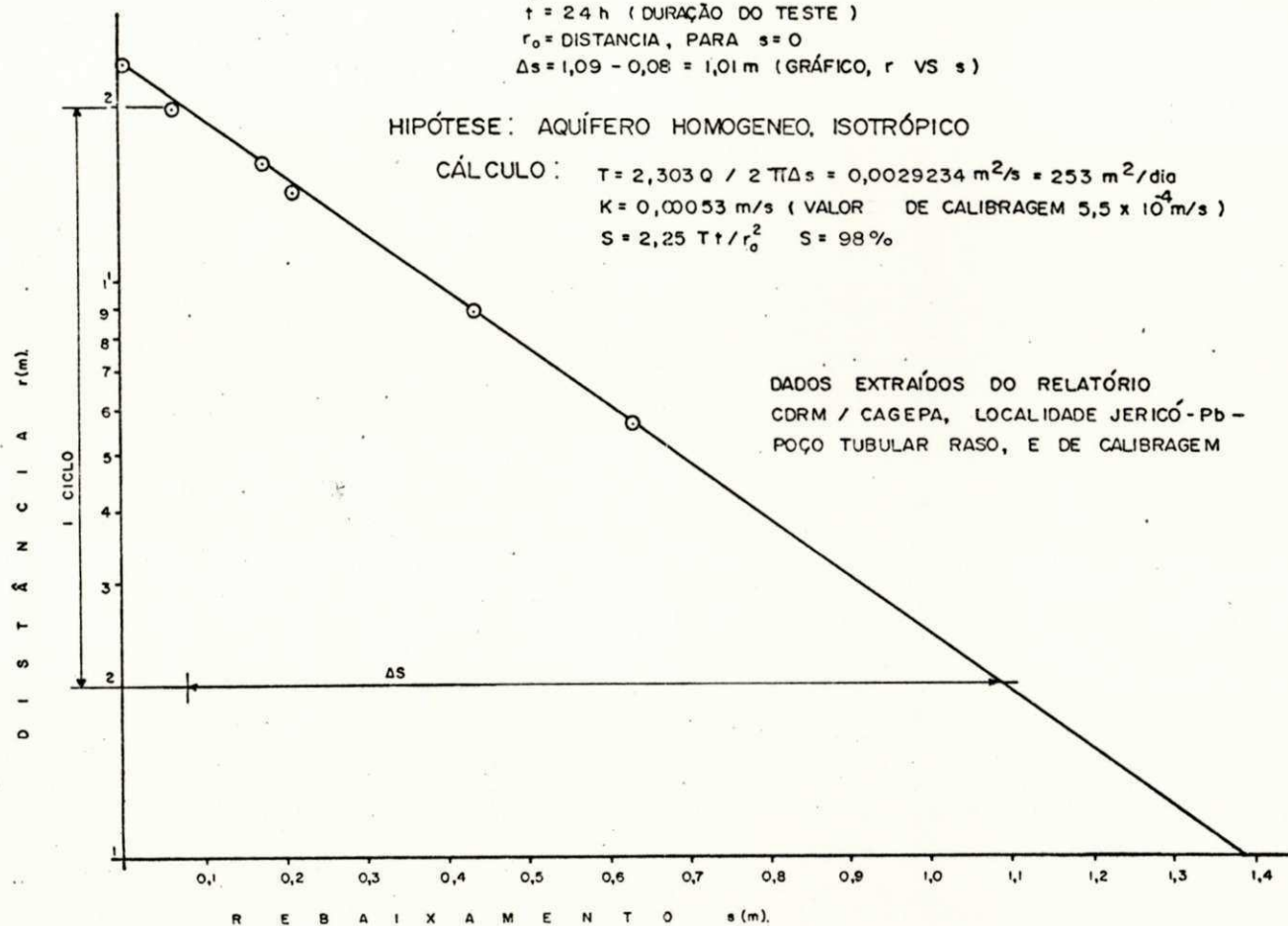
Uma discussão e comentários mais gerais faremos no Cap.

Fig. 36 - ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS HIDRODINÂMICAS DO AQUÍFERO, USANDO MICRO-COMPUTADOR (ATRAVÉS GRÁFICO DISTÂNCIA VS REBAIXAMENTO)

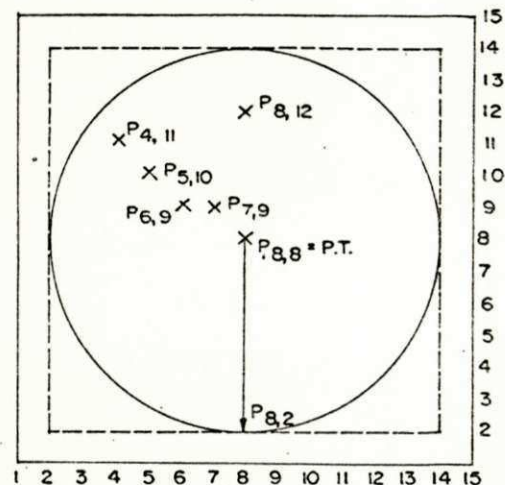
DADOS: $h_0 = 5,50\text{m}$
 $Q = 29\text{ m}^3/\text{h}$
 $s_w = 1,69\text{m}$
 $t = 24\text{ h}$ (DURAÇÃO DO TESTE)
 $r_0 = \text{DISTANCIA, PARA } s=0$
 $\Delta s = 1,09 - 0,08 = 1,01\text{m}$ (GRÁFICO, r VS s)

HIPÓTESE: AQUÍFERO HOMOGENEO, ISOTRÓPICO

CÁLCULO: $T = 2,303 Q / 2 \pi \Delta s = 0,0029234\text{ m}^2/\text{s} = 253\text{ m}^2/\text{dia}$
 $K = 0,00053\text{ m/s}$ (VALOR DE CALIBRAGEM $5,5 \times 10^{-4}\text{ m/s}$)
 $S = 2,25 T t / r_0^2 \quad S = 98\%$

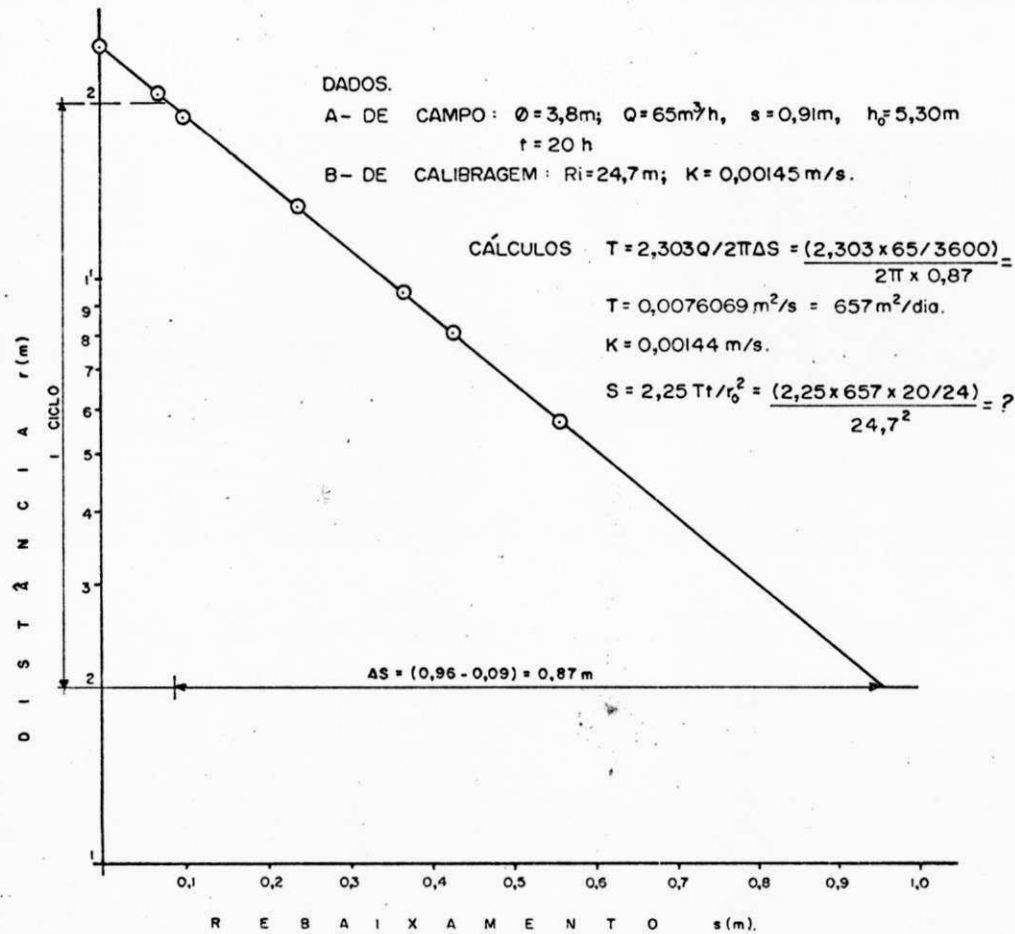


DADOS EXTRAÍDOS DO RELATÓRIO
 CORM / CAGEPA, LOCALIDADE JERICÓ - Pb -
 POÇO TUBULAR RASO, E DE CALIBRAGEM

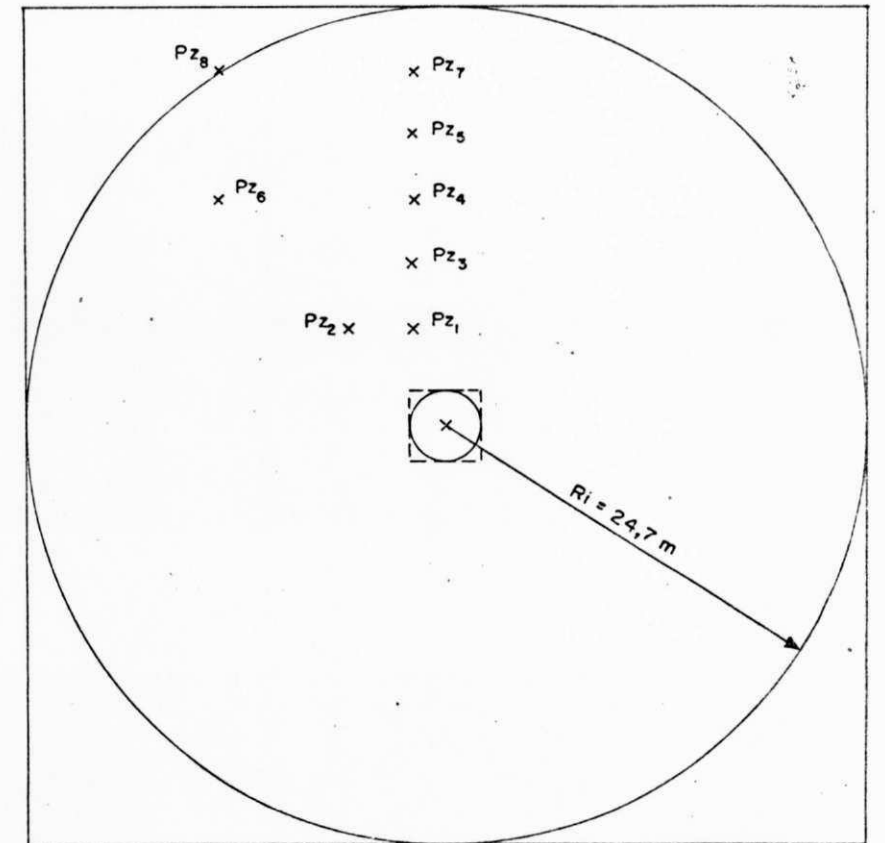


$P_z(i,j)$	r (m)	s (m)
$P_1(8,2)$	24,00	0
$P_2(8,12)$	16,00	0,17
$P_3(5,10)$	14,42	0,21
$P_4(7,9)$	5,66	0,63
$P_5(6,9)$	8,94	0,43
$P_6(4,11)$	20,00	0,06

Fig. 37 - ANÁLISE DOS PARAMETROS HIDRODINAMICOS DO AQUÍFERO, USANDO APROXIMAÇÃO LOGARÍTMICA DE JACOB. (CASO JERICÓ).



PIEZOM.	Pz ₁	Pz ₂	Pz ₃	Pz ₄	Pz ₅	Pz ₆	Pz ₇	Pz ₈
r (m)	5,70	8,06	9,50	13,30	17,10	18,81	20,90	24,70
s (m)	0,56	0,43	0,37	0,24	0,14	0,10	0,07	0

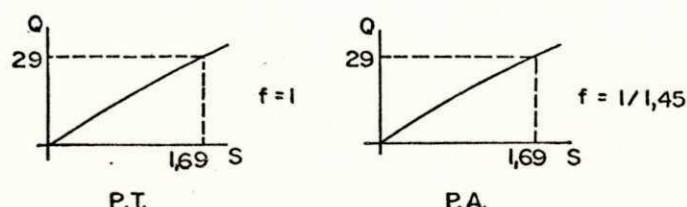


8.0, secção 8.1.4, Conclusões.

7.4 - Exemplos práticos ilustrativos dos poços típicos

De posse das calibrações, fizemos alguns interessantes aplicativos, que mostram uma diferença no comportamento hidráulico dos dois tipos de poços (pequeno e grande diâmetros), envolvendo o fator f .

a) $f = ?$



Qual o f (fator de filtro) que aplicado ao poço Amazonas resulte no rebaixamento $s = 1.69$ m observado para o poço tubular raso, para a vazão de teste deste (29 m³/h) ?

A investigação feita conduz a $f = 1/1.45$, ou seja, $K_2 = K_1 \cdot f = K_1 / 1.45 = 0.00055 / 1.45$, onde 0.00055 m/s é o valor de calibragem para o poço tubular raso; isto induz a que, para parâmetros hidrodinâmicos médios na área dos poços, é necessário reduzir a eficiência da superfície filtrante do P.A. em relação a do P.T. para satisfazer as condições impostas pelo problema, e compensar o efeito do grande diâmetro, porque, o poço Amazonas, devido ao grande diâmetro, oferece maior 'transmissividade' (afluxo) d'água; em outras palavras, tem maior poder de absorção d'água que o poço tubular, com maior área exposta e com perda de carga oriunda de drenagem gravitacional (só a gravidade atua), enquanto no caso pontual, o efeito de sucção localizada através da aspiração de bomba,

resulta em perda elevada. O quadro a seguir resume os resultados.

(A) Poço	(B) $\frac{Q}{3}$ (m /h)	(C) s w	(D) K (m/s)	(E) Observação
Tubular raso*	29	1.69	0.00055	Teste e calibrag.
Amazonas**	29	1.69	K2=?	Comparativo

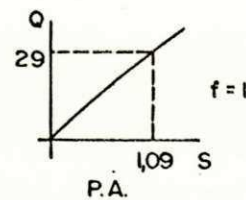
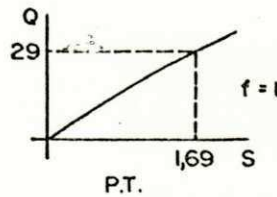
* poço referência (f=1)

** poço averiguado (f=1/1.45)

Não devemos confundir o fator f de calibragem do P.A., com o exemplo ilustrativo acima. Assim, $f=2.65$ refere-se para o caso de P.A. com $\frac{Q}{3}=65$ m /h e $s=0.91$ m (dados de campo), enquanto $f=1/1.45$, trata com caso de aquífero com poço Amazonas apresentando mesmo rebaixamento que P.T., para mesma vazão do P.T. de $\frac{Q}{3}=29$ m /h (Rebaixamento Forçado). Isto significa que o valor $f=2.65$ (original), foi reduzido por um fator multiplicativo acumulado igual a $(2.65 \times 1.45)=3.84$, representando uma condição muito pior em termos de entrada d'água no poço.

Obviamente o teste de campo com o P.A., com vazão alta de $\frac{Q}{3}=65$ m /h foi necessário, devido aos pequenos rebaixamentos geralmente previstos para P.A.; vazões menores que esta, adotadas no campo, claramente dariam menores rebaixamentos, significando que poços Amazonas na área questionada, com vazões da ordem de $\frac{Q}{3}=29$ m /h indicariam uma superfície filtrante de categoria inferior, e, por conseguinte, o valor $f=1/1.45$ é justificável.

b) $s_w = ?$



Qual o valor do rebaixamento s_w no poço Amazonas, adotando-se as condições de vazão e de entrada d'água do poço tubular raso? O Quadro a seguir resume os resultados.

(A) Poço	(B) 3 Q (m ³ /h)	(C) K (m/s)	(D) s _w	(E) Observação
Tubular raso	29	0.00055	1.69	Teste e calibrag.
Amazonas	29	0.00055*	?	Comparativo

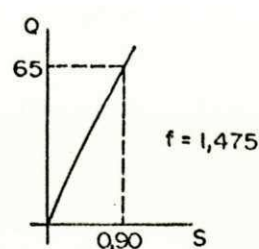
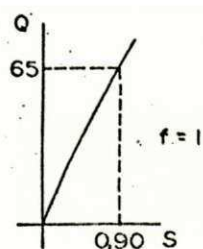
* o que significaria um filtro no P.A., com mesmas características hidráulicas do meio (permeabilidade do filtro=permeabilidade do meio), de acordo com a hipótese inicial adotada em 7.2 (K do meio = 0.00055 m/s).

Valor encontrado: $s_w = 1.09$ m, para mesmas condições hidráulicas do meio e afluxo ao poço - permeabilidade do meio e características da secção filtrante sendo mesmos em ambos os poços -, o que significa, o poço Amazonas rebaixou menos devido maior área exposta e características próprias de atração d'água, já comentados no caso anterior.

c) $f = ?$

Aplicando-se a vazão de teste do Amazonas, qual o fator de filtro no tubular raso, necessário para que se obtenha o rebaixamento s_w observado no primeiro? O Quadro abaixo

resumo os resultados.



(A)	(B)	PA.	(C)	P.T.	(D)
Poço	3 Q (m ³ /s)		s w		K (m/s)
Amazonas*	65 (de teste)		0.90 (calibr.)		0.00145
Tubular raso**	65 (adotado)		0.90 (adotado)		K2

* poço referência (f=1)

**poço analisado (f=1.475)

Valor pesquisado $K_2 = K_1 \cdot f = 0.00145 \times 1.475 = 0.00215$ m/s,
concluimos com isso que é necessário um fator multiplicativo de 1.475 sobre o valor anterior (P.A.) para que se tenha o mesmo rebaixamento no P.T.. Se, todavia, considerarmos que o valor original de calibragem da permeabilidade do meio aquífero é 0.00055 m/s e, que o valor 0.00145 m/s do P.A. referido acima, é 2.65×0.00055 , conclue-se que na realidade o fator multiplicativo resposta da questão formulada é $(2.65 \times 1.475) = 3.91$.

Obtivemos assim vários f (maior que 1 e menor que 1) para comparações distintas entre P.A. e P.T., não significando com isso que os resultados obtidos sejam gerais/conclusivos, mas ao contrário, cada caso é um caso.

Com relação aos dados de campo, vale assinalar que, por ocasião da realização dos testes de bombeamento, o rio Jericó estava perenizado através de descarga de furido do Açude do Carneiro, a montante da área de captação (Fig.32), exercendo efeito positivo de recarga induzida sobre os poços,

resultando, por conseguinte, grandes vazões para pequenos rebaixamentos, fato observado com maior ênfase no P.A., devido do grande área exposta.

7.5 - Construção e Comentários sobre as Curvas Diâmetro vs Rebaixamento ($Q=cte$) e Vazão vs Diâmetro ($s=cte$) W

Tomando como base de estudo, o caso Jericó, e poço referência, o P.A. existente, com $f=1$ (artifício, para possibilitar a comparação) e $K_f=0.00145$ m/s (permeabilidade do filtro) a resultante, é uma família de curvas, cuja interpretação é válida quando desejamos comparar poços do tipo Amazonas ou a posição destes, em relação aos tubulares rasos ou poços coletores com sistema de radiais. A construção gráfica diâmetro do poço (P.A.) versus rebaixamento ('curva chave'), mantidos os valores de calibragem do P.A. (existente de diâmetro 3.80 m) e sua vazão de teste, variando as condições de transmissividade do poço (capacidade de transmissão do filtro), é uma pesquisa que, na realidade, requer muito maior profundidade pela importância que lhe é inerente.

A Tabela 10, construída com auxílio do modelo 14/16 extrapolado para outros diâmetros de poço (Fig. 38), mostra, na sua versão gráfica, Fig. 39, o comportamento do rebaixamento (s) no poço, quando se varia o diâmetro do mesmo. Cada curva refere-se a uma eficiência de filtro (um material específico, por exemplo), variando de $f=1.0$, para as condições de campo, a quaisquer valores que se atribua para cotejo com outros poços. Nesta análise, $f=1.525$ (52.5%

R E B A I X A M E N T O S								
$s_w \cdot m$								
ϕ (m) f	1,98	2,90	3,80	4,50	5,50	7,05	9,88	16,5
0,5	2,95	2,37	2,04	1,87	1,60	1,38	1,08	0,62
0,75	1,69	1,42	1,24	1,15	1,00	0,87	0,69	0,41
1	1,20	1,02	0,91	0,84	0,73	0,64	0,51	0,30
1,25	0,93	0,80	0,71	0,66	0,58	0,50	0,41	0,24
1,525	0,75	0,64	0,57	0,53	0,47	0,41	0,33	0,20
2,5	0,44	0,38	0,34	0,32	0,28	0,25	0,20	0,12
5,0	0,22	0,19	0,17	0,16	0,14	0,12	0,10	0,06
10	0,11	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06	0,05	0,03
25	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,01

Tab. 10 - VARIAÇÃO DO REBAIXAMENTO COM O DIÂMETRO DO POÇO P/ DADA VAZÃO $Q = 65m^3/h$, ONDE f = FATOR DE FILTRO OU FATOR DE EFICIÊNCIA DO FILTRO (ADIMENSIONAL).

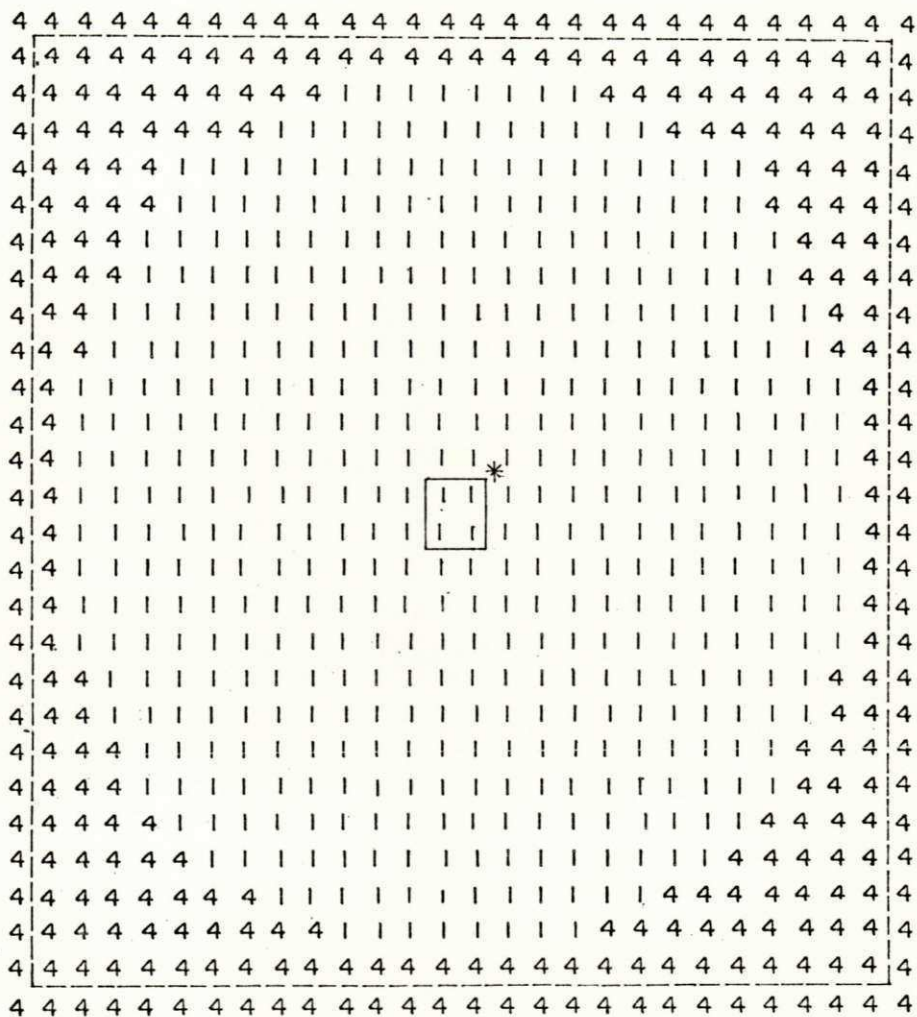
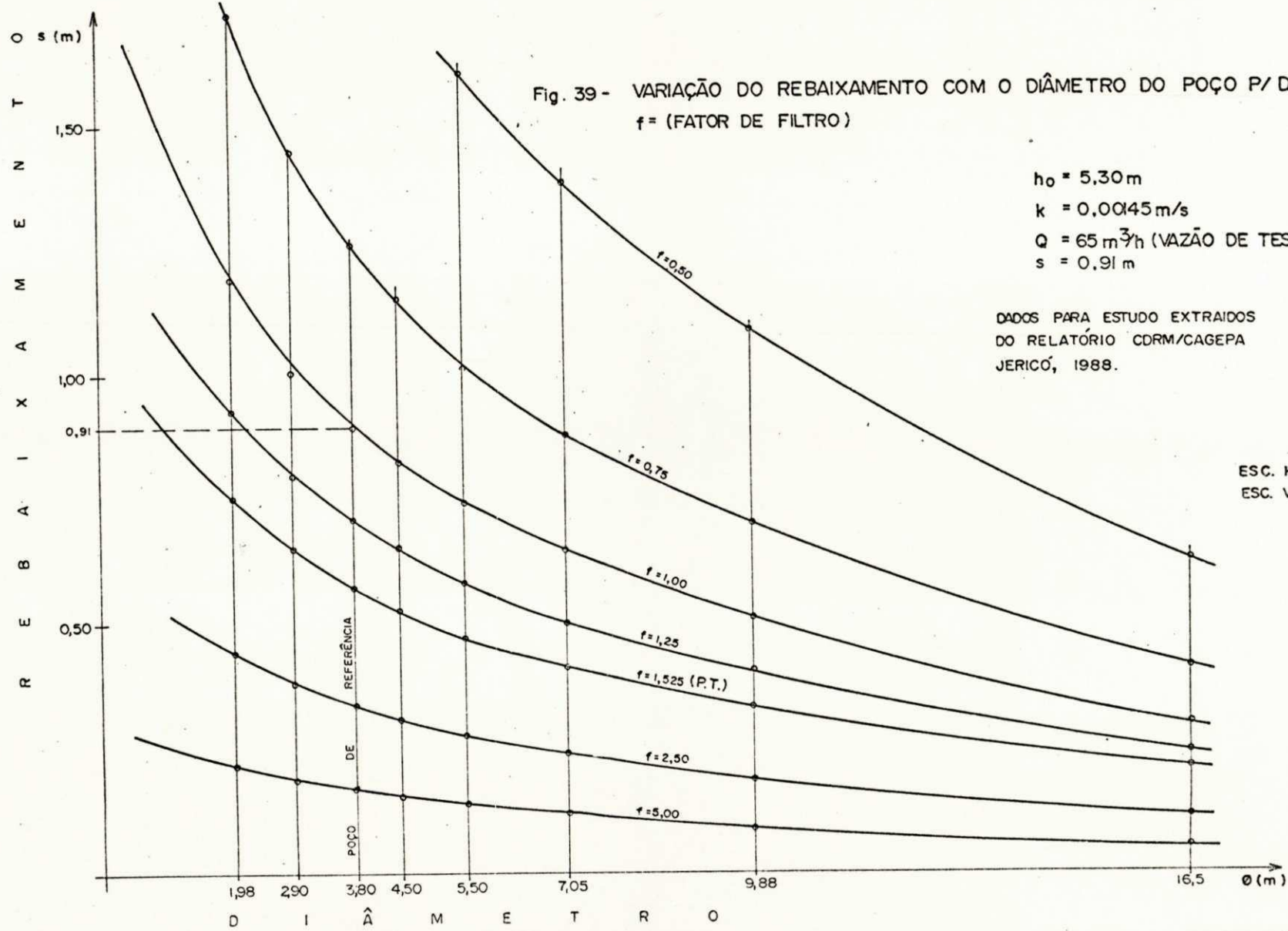


Fig. 38 - MODELO DE MALHA (FORMA CIRCULAR) P/ INTRODUÇÃO DO POÇO "TIPO "AMAZONAS" NO COMPUTADOR. CASO ESTUDADO P/ JERICÓ - Pb., DIÂMETRO DO POÇO = 1,98 m, Ri= 24,7m

*LOCAL DO POÇO



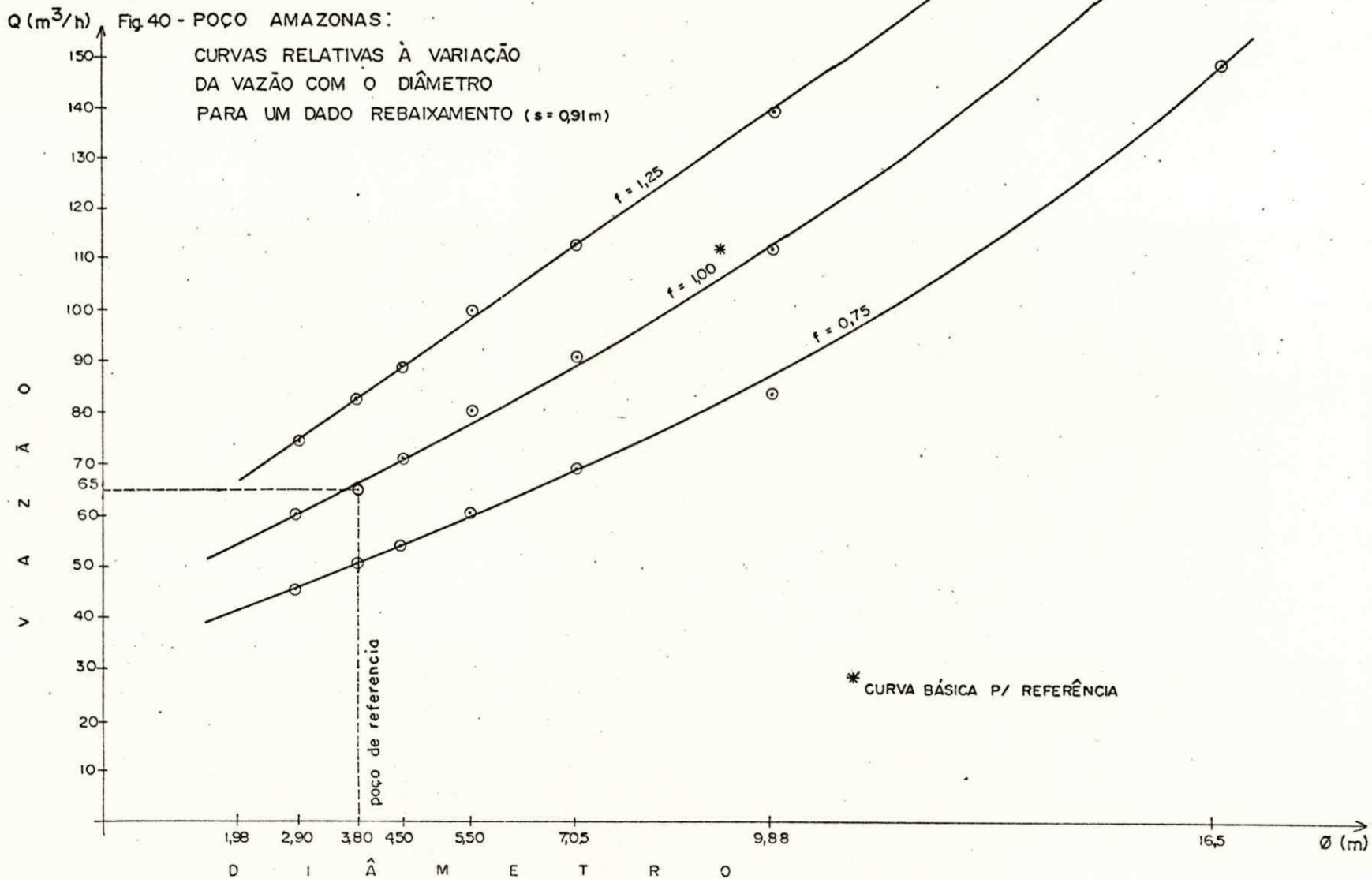
maior), resulta, para o poço tubular de estudo o mesmo rebaixamento (0.91m) observado no Amazonas de referência e $f=1.0$, para mesma vazão de $65 \text{ m}^3/\text{h}$, admitindo que o poço tubular viesse a ocupar a posição do Amazonas, isto é, uma mesma espessura saturada para ambos.

Evidentemente, é de se concluir que para valores de $f > 1$ estamos ampliando as condições de afluxo d'água ao poço e, por conseguinte, a resposta será sempre rebaixamentos menores (para mesma vazão), e vice-versa. De outra forma, o efeito do acréscimo no diâmetro, como já amplamente discutido, é favorável a menores rebaixamentos. Assim, as curvas são ascendentes para a esquerda e descendentes para a direita, para um diâmetro qualquer como referência.

Para diâmetros inferiores a 2.0 m a construção do modelo é laboriosa e o processo iterativo aplicado exige muito tempo do computador. Todavia, na prática, os poços Amazonas são construídos a partir de 1.5 a 2.0 metros, mínimo exigível para a escavação manual em seu interior.

A Fig. 40, refere-se para Tab. 11, Vazão vs Diâmetro para um mesmo rebaixamento, mostrando um comportamento inverso, com a vazão diretamente proporcional ao diâmetro para um dado f , como era de se esperar.

Fig. 40 - POÇO AMAZONAS:
 CURVAS RELATIVAS À VARIAÇÃO
 DA VAZÃO COM O DIÂMETRO
 PARA UM DADO REBAIXAMENTO ($s = 0,91\text{ m}$)



* CURVA BÁSICA P/ REFERÊNCIA

Tabela 11, Variação da Vazão com o Diâmetro do Poço para um dado Rebaixamento (caso Jericó - poço Amazonas)

	V A Z A O (m ³ /h)						
Diâmetro (m)	2.90	3.80	4.50	5.50	7.05	9.88	16.5
f=0.75	44	49	52.5	59.5	67.5	83	139
f=1.00	59	65	70	79.5	90	111	185
f=1.25	73.5	82	88	99	112	139	

7.6 - Gráfico da variação do rebaixamento s_w , com fator de filtro (f), para um mesmo diâmetro do poço

Ainda sobre Jericó, construímos as curvas referentes aos rebaixamentos que seriam obtidos nos poços Amazonas e tubular de estudo, para vários tipos de secção filtrante (variação hipotética, como acima, do tipo de filtro, tijolo/argamassa, fôrma, dimensões, disposição na confecção da parede enfim, a área livre), tomando como básico $f=1$, de poço existente em cada caso (seja P.T. ou P.A.), e os valores conhecidos s_w , K , r_i , e h_0 , respectivamente para P.T. e P.A.. Os desenhos sugerem uma curva semelhante em cada caso, mostrando todavia uma resposta mais pronunciada/acentuada do poço tubular quanto aos rebaixamentos produzidos, Figuras

Fig 41 - CURVA DE VARIAÇÃO DO REBAIXAMENTO s_w NO POÇO TUBULAR RASO, COM f (FATOR DE FILTRO).

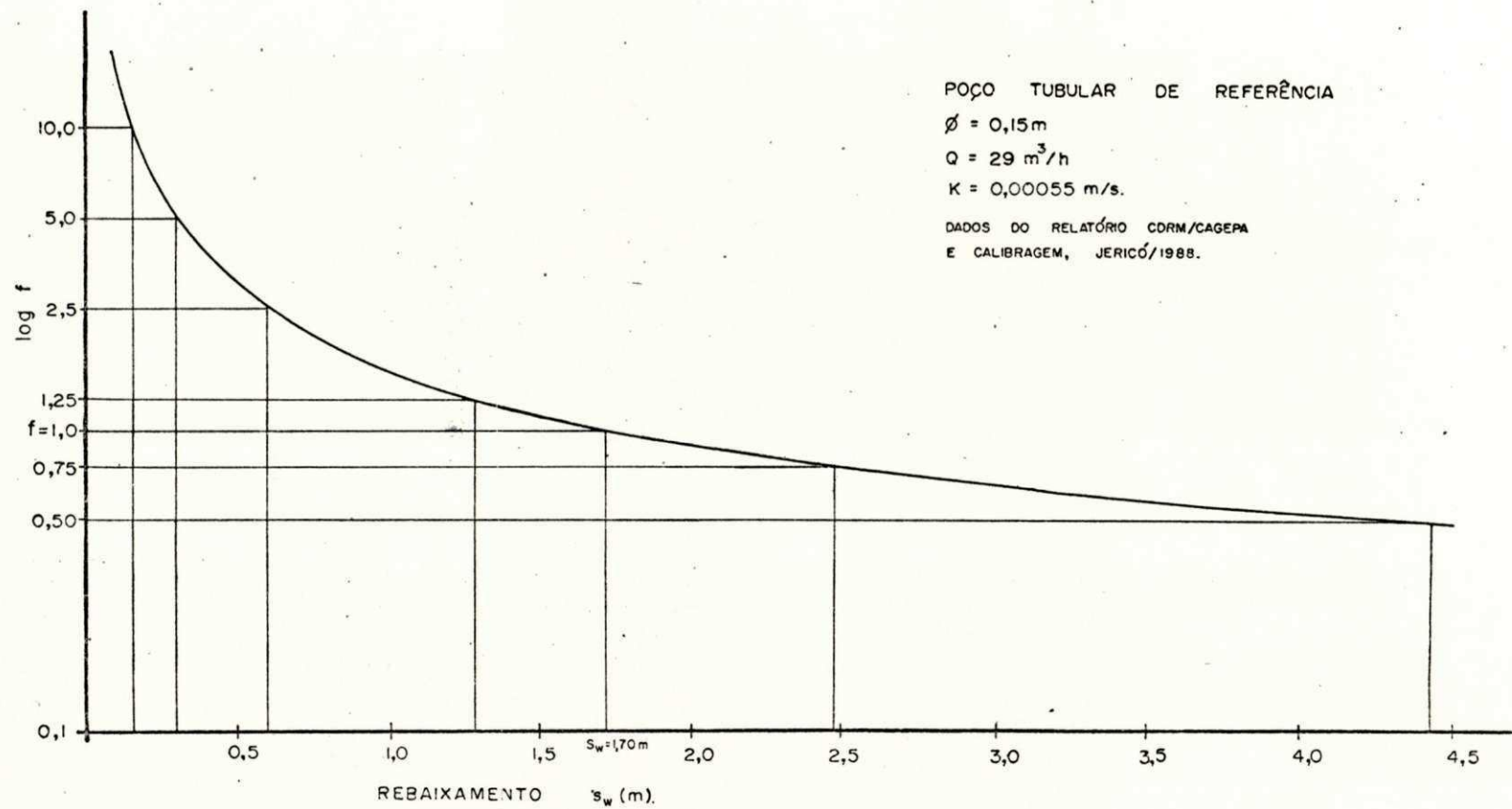
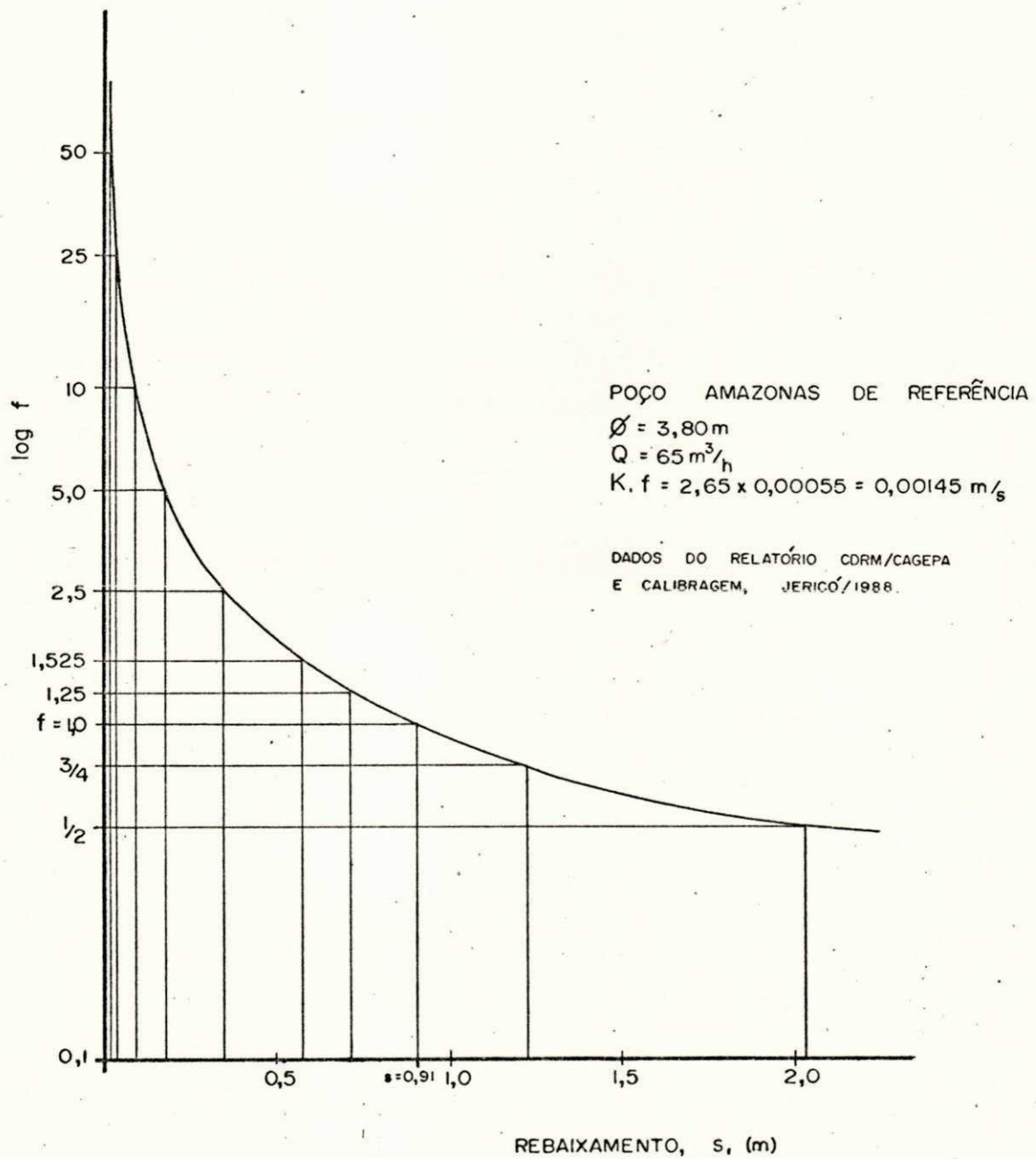


Fig. 42 - CURVA DE VARIAÇÃO DO REBAIXAMENTO (s_w)
NO POÇO AMAZONAS COM f (FATOR DE FILTRO)



41, 42, e Tabelas 12, 13.

Tabela 12, Variação do Rebaixamento no Poço (s_w) com o fator de filtro (f) (caso Jericó - poço tubular)

f	0.50	0.75	1.00	1.25	2.50	5.00	10.00
s_w (m)	4.47	2.48	1.70	1.31	0.61	0.30	0.15

Tabela 13, Variação do Rebaixamento no Poço (s_w) com o fator de filtro (f) (caso Jericó - poço Amazonas)

f	0.50	0.75	1.00	1.25	1.525	2.50	5	10	25
s_w (m)	2.04	1.24	0.91	0.71	0.57	0.34	.17	.08	.03

7.7 - Variação da Eficiência com o Diâmetro, no P.G.D.

Para o caso Jericó, foi pesquisado o efeito do grande diâmetro sobre a Eficiência do poço (Fig. 43, Tab. 14). Os diâmetros considerados variam de 1.98 m a 16.5m. As vazões tratadas foram 25, 65 e 130 m³/h, entre as quais o valor de 65 m³/h representa a vazão base, as demais sendo auxiliares para alimentar o Programa Computacional. A Tabela mostra os Componentes das Perdas e a Eficiência, com referência a vazão de interesse.

O gráfico confeccionado, mostra um súbito acréscimo na Eficiência de 0m de diâmetro até 1.98 m; 1.98 m, (aprox. 2.00 m), significando um poço mais geralmente utilizado no semi-árido paraibano. A partir deste diâmetro a Eficiência aumenta

a $E = 96.9 \%$, para o diâmetro de 7.00 m, como se este é o diâmetro marginal (limitante). A partir daí, a Eficiência diminuirá com correspondente aumento no diâmetro, lentamente até 10 m e, bruscamente acima deste valor, atingindo 53.3 % para o diâmetro de 16.5 m. Uma explicação que pode satisfazer este comportamento é o fato que após certo valor do diâmetro, a razão entre R_i e ϕ será menor; conseqüentemente, com cada aumento no diâmetro a diferença entre Nível Estático e Nível Dinâmico ($h_1 - h_2$), será correspondentemente diminuída. A contribuição da formação é cada vez menor com área do poço ocupando maior espaço com relação a área de influência. Assim, o rendimento será menor.

No Quadro de Perdas, a contribuição de s_f é maior, enquanto s_p é menor, para diâmetros menores e, para diâmetros grandes o componente s_f é menor igualando quase aquele do poço, s_p . Com a definição de E (sendo s_f/s_t), o numerador é cada vez menor com aumento no diâmetro, e assim, E cai com aumento no diâmetro, após certo diâmetro limitante 7.05 m. A razão entre s_f e s_t é maior sendo s_p insignificamente menor em comparação com s_f , para poços Amazonas de diâmetros menores, enquanto, a mesma razão s_f/s_t é quase 50 % para um P.A. de grande diâmetro (16.5 m), em que s_p é quase igual a s_f .

7.8 - A necessidade em aprofundar mais sobre poços no NE

Uma vez conhecida a 'curva chave' de uma dada área, previsões sobre o rebaixamento ou sobre a vazão, para poços

Tab. 14 - POÇOS DE GRANDE DIÂMETRO: VARIAÇÃO DA EFICIÊNCIA COM O DIÂMETRO PARA UMA DADA VAZÃO.

DIÂMETRO Ø EM METRO	FATOR DE FILTRO f (ADIMENSIONAL)	VAZÕES (m ³ /h)			PERDAS (EM METRO)		EFICIÊNCIA E(%)	OBSERVAÇÕES
		25 (A)	65 (B)	130 (A)	s _f FORMAÇÃO	s _p POÇO		
		REBAIXAMENTO NO POÇO (s _t) EM METRO						
1,98	1,0	0,43	1,20	2,95	1,09	0,108	90,8	$E = \frac{s_f}{s_t} = \frac{s_f}{s_f + s_p}$ s _f - FORMAÇÃO s _p - POÇO s _t - TOTAL
2,90	1,0	0,37	1,02	2,37	0,94	0,084	92,2	
* 3,80	1,0	0,33	0,91	2,04	0,84	0,068	92,3	
4,50	1,0	0,31	0,84	1,87	0,78	0,06	92,9	
5,50	1,0	0,27	0,73	1,60	0,69	0,044	94,5	
7,05	1,0	0,24	0,64	1,38	0,62	0,019	96,9	
9,88	1,0	0,19	0,51	1,08	0,49	0,02	96,1	
16,5	1,0	0,11	0,30	0,62	0,16	0,144	53,3	

DADOS EXTRAÍDOS DO RELATÓRIO CDRM/CAGEPA (MARÇO/88) E CALIBRAGEM.

LOCALIDADE JERICÓ Ri = 24,7m; h₀ = 5,30m; k = 1,4575 x 10⁻³ m/s; f = 1

(A) VAZÃO AUXILIAR, (B) VAZÃO BÁSICA.

* POÇO REFERENCIA.

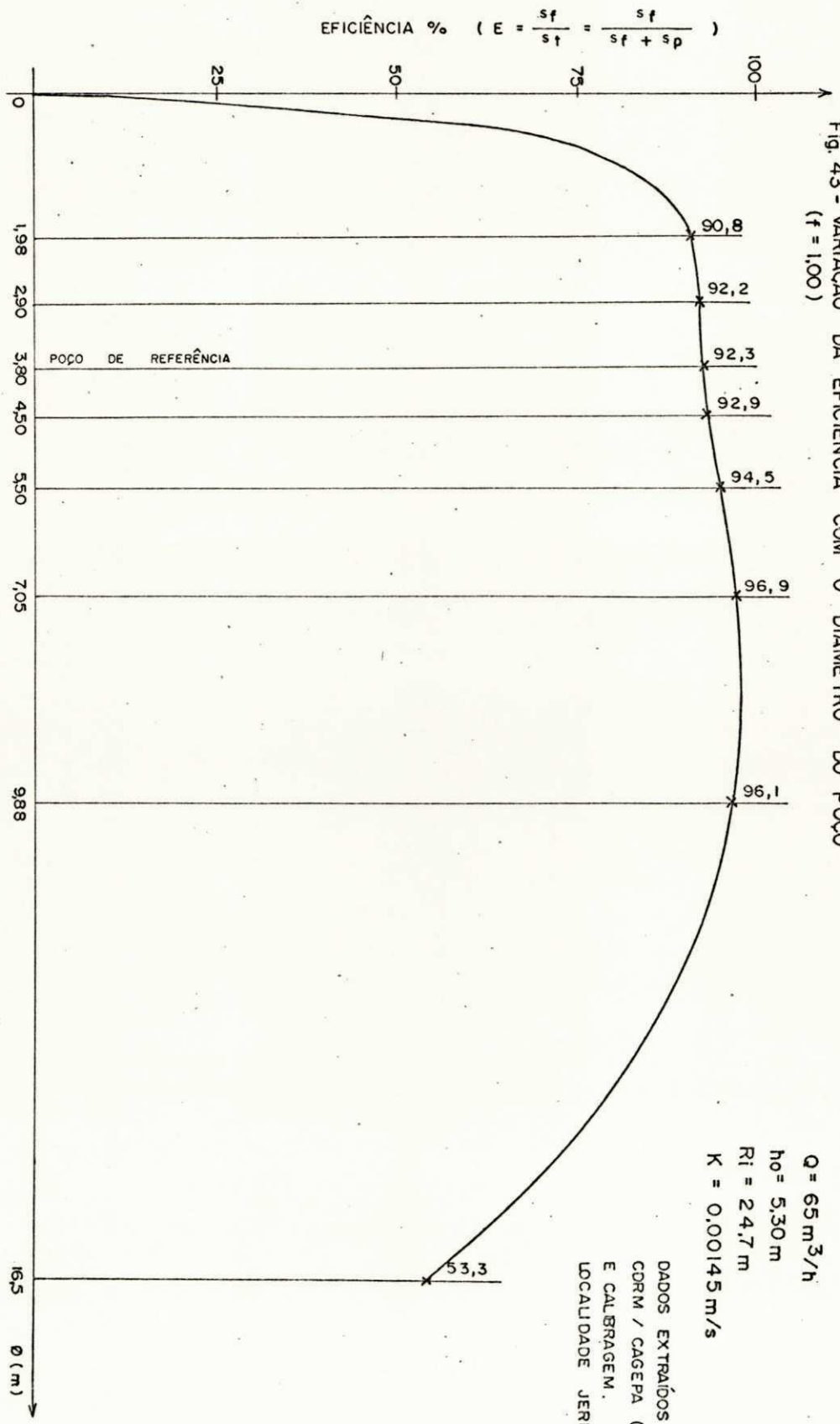


Fig. 43 - VARIACÃO DA EFICIÊNCIA COM O DIÂMETRO DO POÇO
($f = 1,00$)

$Q = 65 \text{ m}^3/\text{h}$
 $h_0 = 5,30 \text{ m}$
 $R_i = 24,7 \text{ m}$
 $K = 0,00145 \text{ m/s}$

DADOS EXTRAÍDOS DO RELATÓRIO
 CORM / CAGEPA (MARÇO / 88)
 E CALBRAGEM.
 LOCALIDADE JERICÓ - Pb.

circunvizinhos, com caracteres construtivos semelhantes (o que é o caso), poderiam ser feitas, com um certo grau de segurança.

8.0 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8.1 - Conclusões

1. Estudos sobre poços Amazonas e tubulares foram feitos com dados realísticos do campo para fins de comparar as características técnicas dos mesmos e para avaliar a viabilidade de implantação dos poços Amazonas que resultarão em menores custos e maior eficiência de extração da água dos aquíferos livres do semi-árido, sob condições controladas do local em questão tais como, disponibilidade do material de construção do poço, emprêgo de técnicas de construção de baixo custo, etc.. Os custos relativos dependem de muitos fatores envolvidos, impossibilitando um tratamento único geral para a região.

2. Exemplos de poços nas localidades Passagem e Jericó no semi-árido paraibano foram tratados, construídos pela CDRM/Prefeitura e operados pela CAGEPA. Os aluviões existentes são potencialmente bons, o que permitiu um estudo válido para extrair relevantes conclusões.

3. Os poços citados acima foram preliminarmente, devidamente calibrados através do modelo, para as situações do campo, para assegurar a validade da simulação entre as condi-

ções existentes no campo e as de laboratório (através de uso do computador). Na fase seguinte, foi possível estender e pesquisar o comportamento dos poços mencionados para as várias situações de interesse, para as quais a técnica utilizada mostrou-se eficaz.

4. Os valores obtidos através de calibrações foram excelentes, no contexto comparativo com o campo, tratando-se o aluvião como aquífero livre. Porém, quando tratado como aquífero confinado, há uma divergência, que pode ser explicada devido a que os aquíferos em questão são livres ou não confinados, enquanto os métodos usados de Jacob e Theis se referem aos aquíferos confinados.

Assim, os métodos têm suas limitações de aplicação. No campo, a condição é mais próxima ao aquífero livre do que para aquífero confinado. Portanto, os resultados de K , T e S , permeabilidade, transmissividade e coeficiente de armazenamento S para Aquífero Confinado e E (rendimento específico/porosidade eficaz) para aquífero livre, mostraram-se dentro dos limites aceitáveis.

Felizmente, o valor de S , enquanto teve divergência com a realidade (caso Jericó), não entra nos cálculos, uma vez que as fórmulas empregadas (aquíferos livres) são de Thiem e o conceito de S é mais para aquíferos confinados.

Vale mencionar o fato que o valor de S através do modelo diferiu muito daquele valor real do campo (caso Passagem). Isto pode ser explicado devido a que enquanto no campo a matriz é não homogênea, variando de ponto para ponto, e de

local para local, no modelo foi suposto uma matriz homogênea e isotrópica, assim desviando da realidade do campo.

5. Os métodos de Jacob et al, empregados neste trabalho, serviram muito bem para fins de verificação da existência das barreiras e possíveis fontes de recarga. O estudo e a análise mostrou que não existe nenhuma barreira ou fonte de recarga dentro do raio de ação dos poços de Passagem.

6. A extensão das condições de campo foi feita no modelo, tratando-se os efeitos hipotéticos (simulados) da anisotropia e extratificação, considerando, caso a caso, diferentes condições de operação (vazão/ões, posicionamento do poço), sob vários aspectos do aquífero (com/sem barreiras, extratificação em duas zonas distintas, a partir do poço e direção do eixo do poço, direção da anisotropia, etc). A sutil diferença entre os conceitos da anisotropia e extratificação foi discutida no texto da dissertação.

Os resultados mostraram que as barreiras têm uma tendência em reduzir a vazão retirada, dependendo da posição e orientação da mesma. Quanto mais próximo a barreira se posicionar tanto será a redução na vazão. Assim, os efeitos de extratificação também vão influenciar, dependendo da escala de grandeza da extratificação (taxa ou razão entre as permeabilidades das áreas em questão). As vazões usadas incluem a vazão original adotada (Q), e frações desta (sejam maiores ou menores) para obter as possíveis alternativas de operação que podem ser introduzidas nos aquíferos, em uso pelos agri-

lidades das áreas em questão). As vazões usadas incluem a vazão original adotada (Q), e frações desta (sejam maiores ou menores) para obter as possíveis alternativas de operação que podem ser introduzidas nos aquíferos, em uso pelos agricultores da região, dependendo das demandas de aplicação da água para fins de irrigação/abastecimento público/pecuária e outros.

7. A necessidade de analisar os poços de grande diâmetro surgiu devido a que cientistas/agrônomo/engenheiros no mundo inteiro vêm mostrando a importância de aproveitamento dos aquíferos, com poços nos aluviões, em razão dos baixos custos envolvidos, fácil construção e com uma tecnologia apropriada/adequada do local, onde o poço tubular provavelmente mostrar-se-á como mais caro, exigindo técnicos treinados para perfuração. Os poços de tipo Amazonas em áreas rurais, embora rudimentares na construção, são mais adequados para aquíferos de baixa permeabilidade/transmissibilidade devido a rápida recuperação da água sub-superficial, após cessado o bombeamento. Isto acontece devido a maior área exposta deste tipo de poço, em comparação com um poço tubular.

8. Foi feito nesta tentativa uma análise dos poços de grande diâmetro, a partir de 2, até 15m (15m de diâmetro na prática pode ser inviável, mas para interesse acadêmico foi tratado até este limite).

O estudo resultou em certas conclusões úteis. Por exemplo, não há vantagem em aumentar o diâmetro do poço após

certo limite, devido decorrente queda na produção. Também, a relação entre $Q-s-Q/s$ mostra que há uma limitação na otimização da vazão que ocorre num certo ponto, acima do que (ver o ponto de cruzamento das curvas) o rendimento do poço reduzir-se-á rapidamente e não há nenhuma vantagem de explorar maiores vazões, com rebaixamentos excessivos e indesejáveis, que prejudicam a vida útil do aquífero.

O conceito de vazão específica - que é um parâmetro vital para limitar a operação do poço e orientar o agricultor - servirá como um indicador que fixa ou direciona a faixa segura de exploração de um determinado poço, controlando a vazão limitante e o rebaixamento máximo a ser atingido.

9. O poço pontual comporta-se numa maneira diferente do poço Amazonas (de grande diâmetro): as perdas localizadas afetam a relação $Q-s$, o rebaixamento s terá dois componentes, s da formação e s do poço. Para poço pontual, uma rede de 13/15 servira para simulação dos efeitos; mas, para o poço de grande diâmetro, foi necessário fazer uma modificação na rede, mudando de 13/15 para 14/16, assim proporcionando um espaço físico para o poço de grande diâmetro. Estas modificações resultaram num fator 'f' que foi concebido e que afeta o rendimento do poço para determinado rebaixamento. Este procedimento resultou na concepção de 'Poço Padrão', com fator "f" igual aquele que foi adotado na calibração, os valores menores ou maiores resultando em características diferentes das do poço estudado.

O conceito de fator 'f' que inclui os efeitos relativos

a transmissão/passagem da água através de ambos os materiais usados para tijolo e argamassa, é uma inovação. Será necessário um estudo mais detalhado para separar os componentes citados acima e atribuir a contribuição de cada um destes materiais na produção de um poço de grande diâmetro, além da influência do diâmetro no rendimento do dado aquífero. Tais fatores, aliado a outros como permeabilidade do meio, espessura saturada, fator de penetração parcial e raio de ação do poço, definem a capacidade de produção do aquífero e a vazão de exploração adequada.

As curvas regionais a serem confeccionadas com uma pesquisa profunda, servirão como guias para adoção de um tipo de poço Amazonas num determinado local (como as 'curvas chaves' dos rios/riachos de uma região) e facilitará os técnicos, bem como os agricultores, para uma boa escolha de poço para dada situação.

8.2 - Recomendações

Devido as limitações inerentes de recurso e tempo disponíveis para alcançar objetivos mais amplos, a dissertação se confinou nos aspectos discutidos apresentados. Assim, citaríamos alguns tópicos para ampliação pelo pesquisador, direta ou indiretamente relacionados com este trabalho.

1. O estudo limitou-se a somente duas áreas separadas por uma distância de aproximadamente 150 km, pertencentes a duas micro-regiões, para mostrar os aquíferos formados por bacias

hidrológicas diferentes. A pesquisa futura poderia se reportar sobre outras micro-regiões;

2. Os poços considerados são relativamente rasos, de 5 a 9 metros de profundidade, com raio de influência variando de 20 a 100 metros. Todavia profundidades maiores são conhecidas, com materiais diferentes de formação e, assim, pesquisas futuras podem ser feitas com agrupamento dos poços em faixas de 0 a 10m, 10 a 15m, 15 a 20m, para uma análise mais abrangente;

3. Os poços Amazonas abandonados são milhares no semi-árido paraibano. Vale a pena investigar as razões para este desgaste, seja devido má construção do poço ou condições precárias de exploração;

4. Alguns dos poços que foram abandonados podem ser reativados com interesse conjunto Comunidade/Grupo de Pesquisa para Reaproveitamento de Poços Amazonas e outros Sistemas Simplificados de Captação, no Semi-Árido (sugestão), ou, até, serem usados para fins de pesquisa do processo da recarga artificial, cujos benefícios atribuídos foram mostrados. A recarga artificial, ainda não tão conhecida no Nordeste brasileiro, teria aplicação com aproveitamento das chuvas intensas de curta duração que ocorrem no verão - o que é uma característica do semi-árido mundial, Linsley / Fränzini, Hidrologia, 1946 -, através de cursos d'água desviados ou drenados convenientemente para encher tais poços que agem

5. Enquanto a anisotropia e extratificação foram tratados seccionando-se a área de influência em duas partes, pesquisa pode ser feita introduzindo tais efeitos na direção vertical, assim criando condições reais de campo com camadas horizontais superpondo-se sucessivamente.

6. Uma vez que não somente a quantificação do recurso subterrâneo é importante para o planejamento, mas também a qualidade igualmente é um fator importante, uma análise estatística nas amostras de água de um mesmo local ao longo do tempo e amostras coletadas num mesmo tempo em diferentes locais das MRHs do Estado, para conhecimento das mudanças porventura existentes e circunstâncias em que estas ocorrem, será de interesse na Saúde Pública para consumo da água.

9.0 - BIBLIOGRAFIA

- / Albuquerque, G.A. e Sousa, M.F., Abastecimento D'água da Cidade de Passagem, Pb., Relatório Final - Convênio CAGE-PA/CDRM, 1986, p. 40
- / Albuquerque, J. do P.T. e Rêgo, J.C., Estudos de Avaliação e Utilização de um Aquífero Aluvial na Região do Semi-Arido Paraibano, UFPb - CNPq - Programa PBDCT-NE, 1^o Simpósio de Hidrogeologia do Nordeste, Recife, 1987
- / Aravin, V.I. and Numerov, S.N., Theory of Fluid Flow in Undeformable Porous Media. Israel Program for Scientific Translations, Jerusalém, 1965
- / Bear, J. et alli, Physical Principles ..., Unesco 1968
- / Bouwer, H., GroundWater Hydrology, 1978, McGraw-Hill, p. 480
- / CETESB, Construção, operação e manutenção de poços - Curso por Correspondência (Diversos Autores), São Paulo, 1984
- / Costa, J.A. y Moreno, E.F., Manual de metodos cuantitativos en el estudio de aguas subterraneas - Centro Regional de Ayuda Técnica - Mexico y Agencia para el Desarrollo Internacional (A.I.D.), 2^a ed. en español, 1966, p. 105
- / Custodio, E. e Llamas, M.R., Hidrologia Subterránea, Ediciones Omega, S.A., Barcelona, 1976, 2 t.
- / Dupuit, J., Etudes Théoriques et Pratiques sur le Mouvement de Eaux Dans les Canaux Découverts et a Travers les Terrains Perméables. Dunod, Paris, 2nd ed. 1896

- Ernst , L.F., Grondwaterstromingen in de Verzadigde zone in
 hum Berekening Bij de Aanwezigheid van Horizontale Even-
 wijdige open Leidingen. Verslag. Landbouk. Onderzoek, 1962
- Forchheimer, P., Hydraulic. Teubner Verlagsgesellschaft,
 Stuttgart, 3rd ed. 1930, p. 542
- Franciss, F.O., Hidráulica de Meios Permeáveis. Ed. Inter-
 ciência. São Paulo. 1980, p.169
- Garg, S.K., Irrigation Engineering and Hydraulic Structures.
 Khanna Publishers. New Delhi, India. 1981, p. 1150
- Gelhar, L.W., Stochastic Analysis of Flow in Aquifers, Ameri-
 can Water Resources Association, Minnesota, USA, 1976 ,
 in "Advances in GR Water Hydrology Proceedings", pp 57-71
- Ground Water Manual, 1981, U.S.D.I., Denver, EUA, p. 480
- Haar, M. E., Groundwater and Seepage. Mc Graw-Hill Book Co,
 Inc. 1962, p. 315
- Hantush, M.S., Aquifer Tests on Partially Penetrating Wells.
 Am. Soc. Civil Eng. Trans. Vol. 127 part I, 1962, pp 284-
 308
- Herbert, R. and Kitching, R., Determination of Aquifer Para-
 meters from Large Diameter Dug Well Pumping Tests, 1981,
 Vol. 19, n. 6, GR Water, pp 593-599
- Hoeks, J., Analytical Solutions for transport of conservation
 ... GR Water Systems, Wageningen, 16, 3, 1981, pp 339-350
- Hubbert, M.K., Darcy's law and the Field Equations of Under-
 Ground Fluids. Trans. Am. Inst. Min. Metall. Pet. Eng. n.
 27. 1956, pp 222-239

- / IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas - São Paulo, Aproveitamentos de pequeno porte dos recursos hídricos do Semi-Arido Nordestino, Relatório n. 20011, 1984, p. 91
- / Johnson, Filtros para poços, Division Well Screens, Boletim 469 P, 1969, p.18
- / Kinzelbach, W., Groundwater Modelling, An Introduction with Simple Programs in Basic, Development in Water Sciences, 26 - Elsevier, Amsterdam, 1986
- / Kozeny, J., Groundwater be Wegung Bei Freiem Speigel, Fluss and Kanal - Versickerung. Wasserkraft and Wasser Wirt Schaft n. 3, 1931
- / Leal, J.M., Construção de Poços Amazonas para Abastecimento Rural, DRN/SUDENE, Recife, 1980, p. 20
- / Linsley, R.K. e Franzini, J.B., Engenharia de Recursos Hídricos, Ed. McGraw-Hill, São Paulo, 1987, pp. 99-135
- / Machuca, M.M. y Casas, G.G., Aguas Subterrneas, II Curso Internacional de Ingenieria de Regadios - Programa Nacional de Regadios del Brasil (PRONI), 1987, p. 303
- / Manual do Engenheiro Globo, Enciclopédia das Ciências e Artes do Engenheiro e do Arquiteto, ed. Globo, Porto Alegre, 1976
- / Marino, M.A., Dynamic Response of Aquifers Systems to Localized Recharge, Water Resources Bull, Vol. 12, n. 1, Feb. 1976, pp 113- 129
- / Mishra, G.C. and Chachadi, A.G., Analysis of a Flow to a Large Diameter Well during the Recovery Period, 1986, vol 23, n. 5, pp 646-651, GR Water

- /Moura, M.N.P., - Noções Básicas de Hidrologia, Hidrogeologia do Polígono das Sêcas e Métodos de Perfuração de Poços - Curso de Reciclagem para Engenheiros do FIAS, Montes Claros, Minas Gerais, 1979
- /Moura, P.G.T., Efeitos de Fronteiras sobre a Vazão em Aquíferos Livres. Tese de Mestrado. UFPB-CCT, Campina Grande/Pb - Brasil. 1983, p. 69
- /Muskat, U., The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media. J. Inc. Ann. Arbor, Mich. 1946, p. 763
- /Palacios, Vélez O., Uso de la Analogía Eléctrica para el Estudio del Movimiento de Aguas Subterráneas. Escola Nacional de Agricultura - Chapingo, México - 1973, p. 46
- /Papadopoulos, I.S. and Cooper, H.H., 1967, Drawdown in a Well of Large Diameter, W.R.R., vol. 3, pp 241-244
- /Pavlovsky, M.N., The Theory of Ground Water Under Hydraulic Structures. Nauch Meliorasts. Inst. Petrograd. 1922, p. 752
- /Kochina, P.Ya. Polubarinova, Theory of Groundwater Movement. Translated by J.M. Roger de Wiest. Princeton, N. J. 1962 (Original Russo).
- /Prickett, T.A., Modeling Techniques for Groundwater Evaluation in Advances in Hydroscience, ed. por V.T.Chow, Academic Press. New York. 1975, pp 1-128
- /Radam Brasil, Folha SB. 24/25, Jaguaribe/NATAL Vol. 23 - Levantamento de Reservas Naturais, MME.SG, pp 570-572

- /Rebouças, A.C., Técnicas de Modelação Matemática de Uso Conjunto Água Superficial e Água Subterrânea, I Curso de Métodos Avançados em Hidrologia Aplicada, Campina Grande, 1987, p. 30
- /Ribeiro, J.P. e Albuquerque, G.A., Captação de Jericó, Pesquisa de Manancial Subterrâneo - Relatório Final, CDRM/CAGEPA, Campina Grande, 1988, p. 53
- /Rhuston, K.R. and Holt, S.M., Estimating Aquifer Parameters for Large Diameter Well, GR Water, vol. 19, pp 505-509
- /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, pp. 232-242
- /Sarma, S.V.K. e Silva, T.C., Uso de Elementos Finitos em Modelos de Resistores Capacitores de Barragem de Terra, VI Conf. Internacional de Elementos Finitos em Recursos Hídricos, Lisboa, 1985, pp. 325-336
- /Sarma, S.V.K. e Silva, T.C., Perdas da Água em Solos Extratificados, XII Congresso Latino Americano de Hidráulica, São Paulo, pp. 434-442
- /Sarma, S.V.K. e Silva, T.C., Resposta Hidráulica do Aquífero ao Bombeamento, ABAS, n. 11, 1987, pp 26-32
- /Soliman, M.M., Boundary Flow Considerations in the Design of Wells, Proceedings of the ASCE, Journal of the Irrigation and Drainage Division, vol. 91, pp. 159-177, 1965
- /S.R.H. - O homem, a água, a terra, a vida, Projeto Canaã, ex-Secretaria de Recursos Hídricos da Paraíba, 1982

- / S.R.H. - Implantação, Recuperação e Manutenção de Poços para Abastecimento D'água, João Pessoa, 1984
- / S.R.H. - Programa de Abastecimento de Água as Populações de Baixa Renda, Projeto Canaã, João Pessoa, 1983, p. 153
- / Silva, R.B.G., As Águas Subterrâneas: um valioso recurso que requer proteção, Lima, 1986, p. 25
- / Silva, T.C., Estudo de Problemas de Percolação e Drenagem em Estruturas Hidráulicas utilizando modelos eletro-analógicos dos tipos R e RC, Tese de Mestrado, UFPb - CCT, Campina Grande, 1986, p. 68
- / Sousa, M.F. et al, Aproveitamentos dos Aquíferos Aluvionares - Conceitos e Metodologias Básicas, CDRM, Campina Grande, 1986, p. 86
- / SUDENE, Águas Subterrâneas do Nordeste, Conhecimento e Uso, 1^o Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, Recife, 1980, p. 6
- / Terzaghi, K. Von: Der Grunbruch and Stauwerken und seine Verhutung, Die Wasserkraft. 1922.
- / Theis, C.V., The Relation Between the Lowering of the Piezometric Surface and the Rate and Duration Discharge of a Well Using Groundwater Storage. Am. Geophys. Union Trans. Vol. 16, 1935, pp. 519-524
- / Thiem, G., Hydrologische Methoden. Gerbhardt, Leipzig. 1906
- / Todd, D.K., Ground Water Hydrology. J. Wiley. New York, 1960, p. 559
- / Todd, D.K. and J. Bear. Seepage Through Layered Anisotropic Porous Media. J. Hydraulics. Div. Am. Soc. Civil Eng. n. 87 (Hy 3), 1961, pp 31-57

- USAID, Poços, Manual Técnico n. 3297 dos Departamentos do Exército e da Força Aérea Norte-Americanos, Rio de Janeiro, 1967, p. 262
- USAID - Brasil, Sistemas de Abastecimento de Água para Comunidades Rurais, 1970, p. 67
- Vargas, Jr. E.A., Estudo e Aplicações de um Modelo Eletroanalógico Simples a Problemas Práticos de Fluxo em Meios Porosos. Tese de Mestrado. PUC-RJ/ Brasil. 1975
- Wang, A., Introduction to Groundwater Modelling, Finite Difference and Finite Element Method, Freeman and Co. S. Francisco, 1982
- Wisler, C.O. and Brater, E.F., Hidrologia, Ed. Ao Livro Técnico S.A., 1959, p. 484
- Yeh, W.W.G., Review of Parameter Identification Procedures in Groundwater Hydrology: The Inverse Problem, Water Resources Research, V. 22, n. 2, p. 95-108, fev. 1986

A N E X O I

Parâmetros Hidrodinâmicos do Aquífero. Comparativo entre os valores de campo (teste de Aquífero) e calibragem no Modelo.

P A S S A G E M

Método	Prickett/Boulton/Jacob	Modêlo
Permeabilidade		
K (m/s)	2×10^{-3}	2.4×10^{-4}
Transmissividade		
T (m ² /d)	1109	130
Armazenamento		
S (%)	11	2.7

JERICÓ

Método	Prickett/Boulton/Jacob	Modêlo
Permeabilidade		
K (m/s)	2×10^{-3}	5.5×10^{-4}
Transmissividade		
T (m ² /d)	950	253
Armazenamento		
S (%)	Indefinido	Indefinido

A N E X O II

Aplicação do Método Numérico das Diferenças Finitas para solucionar a Equação de Dupuit para os Aquíferos Livres.

O método das diferenças finitas foi conhecido e estudado por cientistas como Newton, Gauss, Bessel e Laplace, para resolver equações diferenciais parciais, enquanto a aproximação através de elementos finitos teve um desenvolvimento relativamente recente. O que é fundamental para ambos, - usualmente utilizados para solucionar problemas relacionados com fluxo da água -, é o conceito de discretização, onde o domínio contínuo é representado por sub-áreas contínuas adjacentes, como mostrado na fig. 44. Enquanto nas diferenças finitas as aproximações para uma solução contínua são definidas através dos pontos isolados, em elementos finitos a solução é definida sob domínio inteiro (D), e, conseqüentemente é não necessário aplicar esquemas de interpolação adicional para obtenção da solução em qualquer ponto arbitrário de (D).

Discriminando os parâmetros de identificação dos modelos, W.W.G. Yeh citou o Método Numérico das Diferenças Finitas como o mais adequado para os Aquíferos Não Confinados, sob estado permanente e fluxo bi-dimensional, onde as informações necessárias para sua aplicação são medições pontuais de permeabilidade e carga hidráulica, no campo de estudo.

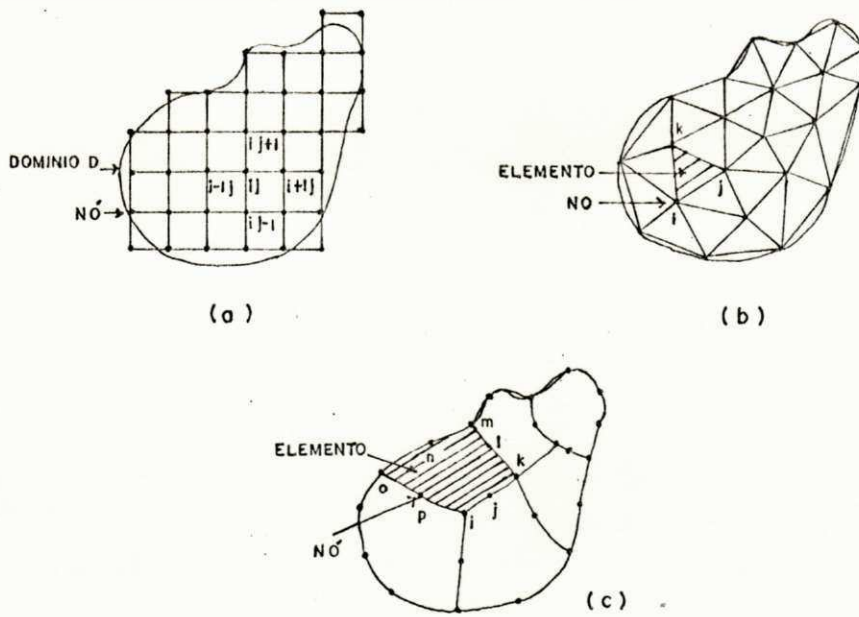


FIG. 44 - ESQUEMAS DE DISCRETIZAÇÃO - DIFERENÇA FINITA E ELEMENTO FINITO. (a) DISCRETIZAÇÃO USANDO REDE REGULAR P/ DIFERENÇA FINITA. (b) DISCRETIZAÇÃO USANDO ELEMENTOS FINITO TRIANGULARES (c) DISCRETIZAÇÃO USANDO ELEMENTOS QUADRÁTICO. ISOPARAMÉTRICOS.

Há inúmeras maneiras de resolução usando aproximações de diferenças finitas, empregadas para solucionar problemas com computação digital e que satisfazem as equações governantes do fluxo subterrâneo. A diferença básica está na representação do termo tempo, dependente, $S \cdot \partial h / \partial t$. Cada método (esquema) possui características diferentes sob os aspectos de:

- a - simplicidade do Programa;
- b - esforço computacional exigido;
- c - estabilidade e convergência;
- d - representação das margens interna e externa;
- e - equação governante do fluxo bi-dimensional, - onde os componentes verticais do fluxo são desprezíveis -, escrita sob a forma:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(T_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = S \frac{\partial h}{\partial t} - q \quad \dots \dots \dots (8)$$

onde:

$q = \text{inflow ao aquífero para área unitária (LT}^{-1}\text{)}$.

As extrações do poço são expressas como fluxo negativo e igual a extração real por área de grade em consideração.

Os programas de computação são analisados segundo a convergência e estabilidade do método usado, e, assim, temos os três principais métodos seguintes:

- método explícito (forward-difference approximation)
- método implícito (backward-difference approximation)
- método central (Crank-Nicholson method)

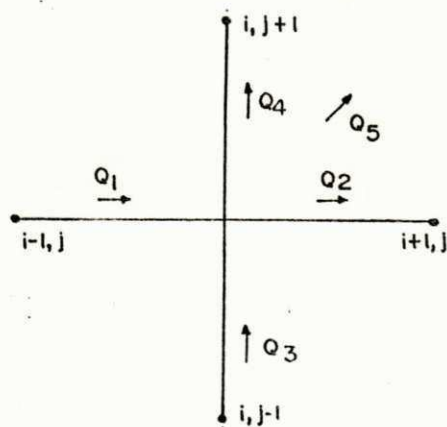
Em esquema explícito $Q_1^{t-1} \dots Q_4^{t-1}$ sendo taxas de in-out-flow, são consideradas relativas ao tempo passado, enquanto no esquema implícito $Q_1^t \dots Q_4^t$, são taxas correspondentemente relativas a um novo tempo, e, no esquema central (Crank-Nicholson scheme) $Q_1^{t-1/2} \dots Q_4^{t-1/2}$ são taxas de in-out-flow tratadas, relativas a um meio tempo, entre tempo passado e novo, com

$$h_{i-1}^{t-1/2} = (h_{i-1}^t + h_{i-1}^{t-1}) / 2$$

o que dá uma convergência mais rápida que o implicit e o explicit method.

Com a mesma nomenclatura apresentada acima, para taxas de in- e out-flow (fig. 45), a lei de Darcy pode ser escrita:

$$\begin{aligned} Q_1 &= T_{i-1/2,j} \cdot (h_{i-1,j} - h_{i,j}) \\ Q_2 &= -T_{i+1/2,j} \cdot (h_{i,j} - h_{i+1,j}) \\ Q_3 &= T_{i,j-1/2} \cdot (h_{i,j-1} - h_{i,j}) \\ Q_4 &= -T_{i,j+1/2} \cdot (h_{i,j} - h_{i,j+1}) \end{aligned}$$

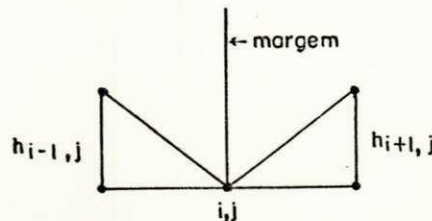


FLUXO BIDIMENSIONAL - esquema de discretização

$$\sum_{i=1}^4 Q_i = -Q_5$$

Na equação fundamental (8), q (inflow unitário) foi desprezado numa área de influência do poço, onde sempre se tem um abastecimento ao longo da periferia para manter o nível da água (exemplo, 5.5 m, no caso Jericó-poço pontual). O valor de S não entra, devido um artifício utilizado para conversão em aquífero livre. As condições de contorno exigem carga constante e sem fluxo nas proximidades das margens (fig.46). Assim:

$$h_{i-1,j} = h_{i+1,j}$$



Enquanto a convergência foi mais rápida na rede (13,15) para poço tubular pontual, contrariamente, mostrou-se lenta para poço Amazonas, malha (14,16), haja vista tratar-se de rede mais complicada no centro.

Uma modificação (artifício a que nos reportamos acima), foi feita na formulação apresentada por W. Kinzelbach para aquífero Confinado, resultante da equação de equilíbrio

$$Q = 2\pi T \frac{(h_1 - h_2)}{\ln(r_1/r_2)}$$

substituindo $T=KB$, onde $T=K$ para $B=1$, resulta:

$$\frac{2h}{AqCon} = h^2 \quad e, \quad h = \sqrt{\frac{2h_1}{AqCon}}$$

e assim, a equação na forma modificada estaria conforme com a equação para fluxo radial nos aquíferos livres:

$$Q = \frac{\pi K (h_1^2 - h_2^2)}{\ln(r_2/r_1)},$$

cuidadosamente convertidas as cargas obtidas com a lei de conversão acima.

Assim, uma carga de 5.5m representando espessura saturada inicial do aquífero (livre), resultará como $5.5^2/2=15.125$ m e, após obtenção das cargas, as mesmas serão reduzidas as cargas reais com mesmo artifício (reconversão). Por conseguinte, uma carga hidráulica resultante de 12.50m representa a carga real de $5m = \sqrt{2 \times 12.50}$.