



PROGRAMA
DAS NAÇÕES UNIDAS PARA O
DESENVOLVIMENTO
- U N D P -



UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS
HIDRÁULICAS



ORGANIZAÇÃO DAS
NAÇÕES UNIDAS PARA
EDUCAÇÃO, CIÊNCIA
E CULTURA
- UNESCO -

CENTRO DE HIDROLOGIA APLICADA

Estudo Hidrogeológico para a instalação de uma estação de
captagem de águas subterrâneas no arenito Botucatu,
Município de Alegrete (RS)

TRABALHO APRESENTADO COMO PARTE DOS REQUISITOS
PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE

MESTRE EM CIÊNCIAS EM
HIDROLOGIA APLICADA

OPÇÃO: HIDROGEOLOGIA

AUTOR: Gerhard Otto Schrader

ORIENTADOR: Prof. Pierre Coudert
Professor de Geologia e Hidrogeologia do
Centro de Hidrologia Aplicada

EXAMINADORES:

Prof. Eurico Trindade de Andrade Neves
Professor de Hidromecânica do Centro de Hidrologia Aplicada

Prof. Abrão Haussman
Professor

Prof. Pierre Coudert
Professor de Hidrogeologia e Geologia do Centro de Hidrologia Aplicada

Data do exame: 25.3.1970

Aprovação: ^{25/3/70}

Presidente do Banco

S U M Á R I O

	Pág
1. RESUMO	1
2. INTRODUÇÃO	2
3. CONDIÇÕES GEOLÓGICAS	3
4. AS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS	5
5. CARACTERÍSTICAS HIDRODINÂMICAS	6
6. CONCLUSÕES	12
7. ELEMENTOS PARA O CÁLCULO DAS CARACTERÍSTICAS REAIS DO AQUÍFERO	13
8. PROJETO DA ESTAÇÃO DE CAPTAGEM	17
8.1 Dimensionamento do Filtro	17
8.2 Dimensionamento do Poço	21
8.3 Determinação da Bomba	22
8.4 Equipamento e Desenvolvimento do Poço	24
9. CÁLCULO ECONÔMICO	26
9.1 Custos Unitários	28
9.2 Custos da Instalação	29
9.3 Custos de Operação, Energia Elétrica	30
10. CRONOGRAMA	31
11. BIBLIOGRAFIA	31

A N E X O S

LISTA DAS FIGURAS

	<u>Fig.</u>
Mapa topográfico, superfície piezométrica e corte geológico	1 (a, b, c)
Curvas granulométricas	2 (a, b)
Curvas de abaixamento dos poços AG-1, AG-2 e AG-3	3
Curvas de abaixamento-recuperação dos poços AG-4, AG-5 e AG-6	4
Curvas de abaixamento	5
Curva granulométrica	6
Evolução teórica do cone de abaixamento	7

1. RESUMO

No estudo para a instalação de uma estação de captação de água subterrânea, foi considerado o município de Alegrete, onde ocorrem os arenitos da formação Botucatu, subjacentes a uma espessa camada basáltica de 100m. É desconhecida a espessura do aquífero, sendo o seu valor estimado através de informações de regiões vizinhas.

A caracterização hidrodinâmica foi estabelecida a partir de testes rotineiros em poços efetuados pela companhia de Saneamento CORSAN. Utilizou-se o método de equilíbrio modificado e o de não equilíbrio de Theis-Jacob.

O projeto do poço foi efetuado para uma vazão de 1440 m³/dia em bombeamento contínuo de 6 dias/semana, acompanhado de um cálculo econômico.

2. INTRODUÇÃO

O presente estudo hidrogeológico tem por objetivo a instalação d'uma estação de captagem de águas subterrâneas no arenito Botucatú, município de Alegrete, situado a Sudoeste do Estado do Rio Grande do Sul.

Para a obtenção de dados e documentos existentes sobre a referida formação geológica, foram visitadas a Escola de Geologia de Porto Alegre, a Companhia de Perfuração T.Janer, a 1ª Divisão de Levantamento do Serviço Geográfico do Exército, o Departamento Nacional de Obras e Saneamento e a Companhia Riograndense de Saneamento - CORSAN.

A principal fonte de dados sobre as condições hidrogeológicas da área foi a CORSAN que, por intermédio da gentil e valiosa colaboração do Engº. Ery Blauth da Costa e do Geólogo Abrão Haussman, forneceu os elementos indispensáveis para possibilitar a caracterização do aquífero Botucatú. Os dados referem-se a perfis litológicos de seis poços com testes de bombeamento, localizados na cidade de Alegrete e imediações, conforme a fig.1-a, e que serviram de base para a determinação das constantes hidrodinâmicas do aquífero. Resumimos num quadro geral, alguns dados fornecidos pela CORSAN.

Nº do Poço	<u>Resumo de dados</u>		<u>Litologia</u>
		<u>m</u>	
G-150-AG-1 (sob pres- são)	cota: 87,00 m	0,00- 70	Basalto
	Prof: 141,40 m	70,00- 80,00	Arenito
	N.Est: 1,90 m	80,00- 114,00	Basalto
Em uso	Vazão: 94,7 m ³ /h	114,00- 141,00	Arenito
	N.DIN: 28,87 m		
G-151-AG-2 (sob pres- são)	cota: 105,00 m	0,00- 1,50	Solo Orgânico
	Prof: 87,00 m	1,50- 38,00	Basalto
	N.Est: 8,50 m	38,00- 58,00	Arenito
	Vazão: 50,9 m ³ /h	58,00- 87,00	Basalto
	N.DIN: 36,45 m		

G-222-AG-3	cota: 91,40 m	0,00-	3,00	Solo Argiloso
	Prof: 111,00 m	3,00-	17,00	Basalto
	N.Est: 8,20 m	17,00-	46,00	Basalto vesicular
Em uso	Vazão: 22,6 m ³ /h	46,00-	73,00	Basalto
	N.DIN: 10,9 m	73,00-	74,00	Basalto amigdalóide
		74,00-	103,00	Basalto
		103,00-	111,00	Arenito
G-241-AG-4	cota: 85,00 m	0,00-	9,00	Rocha alterada
	Prof: 118,00 m	9,00-	113,00	Basalto
	N.Est: 4,90 m	113,00-	118,00	Arenito
Em uso	Vazão: 14,4 m ³ /h			
	N.DIN: 16,75 m			
G-251-AG-5	cota: 89,00 m	0,00-	1,00	Solo Argiloso
	Prof: 62,00 m	1,00-	5,00	Basalto
	N.Est: 19,20 m	5,00-	7,00	Basalto amigdalóide
	Vazão: 7,5 m ³ /h	7,00-	47,00	Basalto
	N.DIN: 31,05 m	47,00-	50,00	Basalto amigdalóide
		50,00-	62,00	Arenito
G-317-AG-6	cota: 100,00 m	0,00-	16,00	Basalto amigdalóide
	Prof: 118,00 m	16,00-	35,00	Basalto
	N.Est: 12,20 m	35,00-	57,00	Basalto amigdalóide
	Vazão: 15,8 m ³ /h	57,00-	93,00	Basalto
	N.DIN: 28,35 m	93,00-	97,00	Basalto amigdalóide
		97,00-	105,00	Arenito
	105,00-	109,00	Basalto	
	109,00-	118,00	Arenito	

Para simplificar a indicação dos poços, utilizaremos no trabalho a nomenclatura AG...correspondente.

3. CONDIÇÕES GEOLÓGICAS

O planalto nas imediações de Alegrete é inteiramente coberto por rochas efusivas basálticas de idade cretácea que extravasaram em vários períodos sucessivos de derrames, cobrindo assim os arenitos eólicos da formação Botucatu imediatamente abaixo.

O contato do basalto com o arenito é por discordância de erosão, isto é, antes do derrame o sedimento apresentava uma superfície reesculturada, cujas depressões foram niveladas pelo basalto. Consequentemente, a espessura do basalto não é regular, variando de região para região, fato que também poderá ser atribuído às perturbações tectônicas que movimentaram todo o pacote Gondwânico, não desconsiderando as variações topográficas do maciço basáltico. Por conseguinte, a profundidade de perfuração na área é em torno de 100m.

Entre os diversos derrames, são frequentes as recorrências de sedimentação de modo que, às vezes ocorre entre duas corridas de lava um horizonte isolado de arenito em forma de lente; são os arenitos inter-trap. Tal fato pode ser constatado no corte geológico da fig. 1-c.

A cota do topo do arenito em contato com o basalto também é variável de região para região. Aqui no caso encontra-se aproximadamente a 20m.

Nem sempre os derrames apresentam a sua estrutura clássica de trap, onde a partir da base se sucedem um basalto amigdalóide pouco espesso, sobreposto por outra camada maciça e esta última coroada por uma capa de basalto amigdalóide ou vesicular. Às vezes, falta completamente a estrutura amigdalóide da base, passando diretamente para o basalto maciço. Em casos excepcionais, observa-se difusões de amígdalas globulares por toda a massa de um determinado derrame que se adensam para o topo, sem apresentar os "pipes" de ascendência dos gases.

Os arenitos da formação Botucatu, na área considerada, são constituídos de grãos foscos, de granulação fina, cuja gama de valores cai numa faixa estreita de 0,07 a 0,4 mm. É portanto um sedimento bem selecionado como pode ser verificado nas curvas granulométricas representadas na fig. 2. Entretanto é conveniente salientar, que pelos dados disponíveis das perfurações,

só temos informações até 27 metros dentro do arenito, aproximadamente. A espessura exata também é desconhecida.

As citações bibliográficas sobre outras regiões, indicam valores médios de 240m (Taquara-Rolante). Na cidade de Livramento que fica próximo a Alegrete, os perfis de poços, sem perfuração em basalto revelaram 85m de profundidade no arenito, sem considerar mais 15m até o contato com o basalto acima. Por conseguinte, em Alegrete, onde o arenito acha-se totalmente coberto por basalto e não tendo sofrido os efeitos da erosão, poderíamos admitir uma espessura de aquífero em torno de 100m.

O mergulho regional do arenito Botucatu varia de 2,7 m/km a 9,4 m/km para Norte, (citações bibliográficas).

4. AS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

Os basaltos não são considerados bons aquíferos, onde as condições de percolação são bastante diversificadas. Por exemplo, na zona espilítica, a circulação é quase nula, funcionando assim como capa impermeável. As juntas de resfriamento, por sua vez, apresentam percolação local e a maioria dos contatos entre os derrames apresentam uma aderência total entre uma capa superior e inferior. Resta portanto a circulação em diaclases originadas pela movimentação tectônica, as quais, quando expostas devido a erosão da superfície basáltica, podem dar origem a fontes.

A falta de intercomunicações entre derrames sucessivos não é rara, o que evidencia uma recorrência de níveis (falha na superfície piezométrica), o que podemos deduzir da fig.1-b entre os poços AG-2 e AG-5, onde o estreito afastamento das curvas isopiezométricas indica um acentuado gradiente hidráulico, bem diferente da parte leste do mapa. No poço AG-2, o nível d'água se encontra numa cota bem superior aos demais poços o que sugere a ocorrência de prováveis fontes na encosta topográfica a leste, no caso de existirem fissuras aflorantes.

De uma maneira geral, portanto, o sentido de escoamento das águas subterrâneas é para SE, com um gradiente hidráulico de 8‰., fig.1-b.

Pelas características estruturais, torna-se eviden-

te que o aquífero Botucatu na área de Alegrete, acha-se confinado pela capa impermeável basáltica.

5. CARACTERÍSTICAS HIDRODINÂMICAS

Para a determinação das constantes hidrodinâmicas (Transmissibilidade, permeabilidade e coeficiente de armazenamento), cujo conhecimento é indispensável para o estudo das reservas d'água, das quantidades que podem ser exploradas e a evolução destas no tempo, sob condições gerais de exploração pré estabelecidas, utilizamos os dados dos testes de bombeamento e efetuados pela CORSAN.

Dos seis poços em consideração, o AG-2 e o AG-5 não atingiram o aquífero principal, no entanto, atravessaram um inter-trap de 20 e 12 m respectivamente. Os demais foram concluídos com uma penetração parcial no arenito Botucatu.

A duração dos testes, com descargas variáveis, para cada poço, foi de 10 horas, em alguns com medições de abaixamento e recuperação do nível d'água. Nos poços AG-1, AG-2, e AG-3, somente foi testado o abaixamento. A estabilização do nível dinâmico foi mantida geralmente num tempo superior a 5 horas.

Nenhum teste foi acompanhado por medições em poço de observação sendo que os níveis registrados pela CORSAN, pertencem somente ao poço de bombeamento.

Para obter os valores da Transmissibilidade T, aplicamos inicialmente a fórmula de equilíbrio de Thiem para os níveis dinâmicos especificados no quadro anterior e adaptada para a avaliação de T a partir de testes rotineiros de produção em poços. Posteriormente comparamos os resultados com os cálculos pela fórmula de não equilíbrio modificado de Theis, Portanto a equação para aquíferos confinados será:

$$T = \frac{0,366 Q \log \frac{r_2}{r_1}}{(s_1 - s_2)} \quad (1)$$

Q - vazão em m³/s

s_1, s_2 - abaixamento às distâncias r_1 e r_2 do poço de bombeamento, respectivamente.

Considerando s_1 igual ao abaixamento junto ao poço e s_2 o ponto de abaixamento nulo, onde R é a distância do raio de influência, a expressão (1) transforma-se em:

$$T = \frac{0,366 Q \log R/r}{S}$$

Sendo S o abaixamento no poço de bombeamento e r o raio do poço.

Utilizando um valor aproximado para o $\log R/r$ igual a 3,32, que é o resultado médio da tabela apresentada por Roê e Smith da Divisão de Águas do Estado de Illinois - Estados Unidos, correspondente a 98 testes de vazão, (Ref:Connesp Sudene, especificações técnicas de perfuração - avaliação de T a partir de testes rotineiros de produção em poços). E a expressão acima fica:

$$T = \frac{1,22 Q}{S} \quad (2)$$

Com os valores dos dados anteriormente citados, teremos então os seguintes resultados:

Nº	T m ² /S	e m	K m/S	Observação
AG-1	1,2 x 10 ⁻³	37	3,2 x 10 ⁻⁵	Aren.inter-trap
AG-2	6,2 x 10 ⁻⁴	20	3,1 x 10 ⁻⁵	
AG-3	2,8 x 10 ⁻³	8	3,5 x 10 ⁻⁴	
AG-4	4,1 x 10 ⁻⁴	5	8,2 x 10 ⁻⁵	Aren.inter-trap
AG-5	2,2 x 10 ⁻⁴	12	1,8 x 10 ⁻⁴	
AG-6	3,3 x 10 ⁻⁴	17	2,0 x 10 ⁻⁵	

Num regime de não equilíbrio, utilizando a fórmula de aproximação logarítmica de Jacob-Theis, teremos:

$$s = \frac{0,183}{T} \frac{Q}{x^2 S} \cdot \log \frac{2,25 T t}{x^2 S} \quad (3)$$

s = abaixamento do nível d'água em metros

Q = vazão em m³/s

T = coeficiente de transmissibilidade.

t = tempo de duração do bombeamento em seg.

S = coeficiente de armazenamento

x = distância a partir do poço de bombeamento em metros.

Considerando o rendimento específico, teremos:

$$\frac{s}{Q} = \frac{0,183}{T} \cdot \log \frac{2,25 T t}{x^2 S}$$

Tirando o valor da variável t, a expressão acima fica:

$$\frac{s}{Q} = \frac{0,183}{T} \log \frac{2,25 T}{x^2 S} + \frac{0,183}{T} \log t \quad (4)$$

ou então:

$$\frac{s}{Q} = \text{cte} + \frac{0,183}{T} \log t$$

Em representação semi-logarítmica teremos uma reta, cujo coeficiente angular é:

$$a = \frac{0,183}{T} \quad \text{ou seja:}$$

$$T = \frac{0,183}{a} \quad (5)$$

O coeficiente de armazenamento é calculado para os pontos $s=0$ e $t = t_0$. Pela equação (4) teremos:

$$\log \frac{2,25 T}{x^2 S} + \log t_0 = 0$$

Transformando chegaremos a expressão:

$$S = \frac{2,25 T t_0}{x^2} \quad (6)$$

O valor da transmissibilidade também poderá ser calculado para os ensaios de recuperação dos níveis d'água. Assim, pelo princípio da superposição dos escoamentos podemos supor ao poço real de vazão $+ Q$, no instante da parada de bombeamento, uma vazão $- Q$ igual a $+ Q$.

Sendo t o tempo total de bombeamento e t' o tempo decorrido depois de cessado o mesmo, o abaixamento provocado no poço que bombeia a vazão $+ Q$, conforme a equação (3) será:

$$s = \frac{0,183 Q}{T} \cdot \log \frac{2,25 T t}{x^2 S} \quad (7)$$

O abaixamento provocado pela ação do bombeamento de vazão $- Q$ será:

$$s_1 = \frac{0,183 Q}{T} \cdot \log \frac{2,25 T t'}{x^2 S} \quad (8)$$

e teremos um abaixamento resultante de:

$$s_r = S + S_1 \quad (9)$$

Substituindo (7) e (8) em (9) e fazendo as devidas transformações, teremos:

$$s_r = \frac{0,183 Q}{T} \cdot \log \frac{t}{t'} \quad \text{ou seja:}$$

$$\frac{s}{Q} = \frac{0,183}{T} \cdot \log \frac{t}{t'}$$

Em representação semi-logarítmica teremos outra reta, cujo coeficiente angular tem por valor

$$a = \frac{0,183}{T} \quad \text{ou então:}$$

$$T = \frac{0,183}{a} \quad (10)$$

Com as equações (5), (6) e (10), utilizando os dados de abaixamento e recuperação nos poços de bombeamento, calculamos os valores de T e S a partir das curvas representadas nas fig.3 e 4. Uma vez, não existindo medições em poço de observação, para facilitar os cálculos, admitiu-se na determinação dos coeficientes de armazenamento um valor de $x = 1m$, correspondendo aproximadamente ao raio efetivo do poço.

Relacionamos abaixo os resultados:

Nº	Ta m ² /s	Tr m ² /s	S	Observação
AG - 1	8,0 x 10 ⁻⁴	-	2,7 x 10 ⁻⁴	Ar.inter-trap
AG - 2	3,7 x 10 ⁻⁴	-	4,5 x 10 ⁻⁴	
AG - 3	1,1 x 10 ⁻³	-	1,7 x 10 ⁻³	
AG - 4	1,2 x 10 ⁻⁴	4,2 x 10 ⁻⁴	4,6 x 10 ⁻³	Ar.inter-trap
AG - 5	-	1,0 x 10 ⁻⁴	-	
AG - 6	1,1 x 10 ⁻⁴	1,1 x 10 ⁻⁴	1,1 x 10 ⁻²	

Quando os testes não forem realizados em poço de observação, poderemos também determinar o coeficiente de armazenamento no poço de bombeamento, quando são disponíveis dois ensaios com vazões diferentes.

Por conseguinte, no poço que está sendo bombeado, há uma perda de entrada d'água que é proporcional ao quadrado da vazão, cujos abaixamentos são dados pela equação:

$$s = \frac{0,183 Q}{T} \times \frac{\log 2,25 Tt}{r^2 S} + c Q^2$$

Admitindo dois ensaios com vazão Q_1 e Q_2 e fazendo $S=0$ em cada equação, sendo t_1 e t_2 os valores dos tempos t_0 obtidos no corte do eixo das abcissas, teremos:

$$s_1 = \frac{0,183 Q_1}{T} \log \frac{2,25 T t_1}{r^2 S} = - c_1 Q_1^2$$

$$s_2 = \frac{0,183 Q_2}{T} \cdot \frac{\log 2,25 T t_2}{r^2 S} = c_1 Q_2^2$$

Dividindo membro a membro estas duas equações e reagrupando, teremos:

$$\log \frac{2,25 T t_1}{r^2 S} - \frac{Q_1}{Q_2} \log \frac{2,25 T t_1}{r^2 S} = 0$$

fazendo $\frac{Q_1}{Q_2} = h$ teremos:

$$\frac{\frac{2,25 T t_1}{r^2 S}}{\frac{2,25 T t_2}{r^2 S} \cdot h} = 1$$

$$S = \frac{2,25 \times T}{r^2} \times \frac{t_2}{t_1} \cdot h \left(\frac{1}{h-1} \right) \quad (11)$$

Portanto, utilizando os valores de dois testes do poço AG-4, representamos na fig. 5 os abaixamentos, s , em função do tempo t e conseguimos os seguintes valores:

$$h = \frac{Q_1}{Q_2} = 1,6 \quad t_1 = 42 \text{ seg} \quad t_2 = 1,3 \text{ seg}$$

Para um T médio de $2,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ e $r = 0,1\text{m}$, achamos um valor para o coeficiente de armazenamento $S = 2,3 \times 10^{-4}$.

A partir das curvas granulométricas, considerando os diâmetros efetivos dos grãos e aplicando a fórmula empírica:

$$\log K = 2 \log d_{10} + 2$$

determinamos os seguintes valores para a permeabilidade:

	d_{10} cm	K m/s
AG - 2	0,0085	$7,0 \times 10^{-5}$
a	0,01	$1,0 \times 10^{-4}$
AG - 2	0,012	$1,4 \times 10^{-4}$
b	0,015	$2,3 \times 10^{-4}$

6. CONCLUSÕES

Comparando os resultados calculados pela fórmula de Thiem e Thiess-Jacob, obteve-se valores bastante coerentes. Embora, as transmissibilidades calculadas em poços de penetração parcial do aquífero não correspondam à realidade, servem apenas para indicar uma aproximação e principalmente para o caso em que esta penetração não é igual de poço para poço. Entretanto considerando o arenito inter-trap do poço AG-2, o valor da permeabilidade $3 \cdot 10^{-5}$, é bastante real, uma vez que o inter-trap foi perfurado em toda a sua extensão.

Todavia, mesmo nos poços de pequena penetração parcial do aquífero principal, cuja espessura tem sido avaliada em 100m, existem transmissibilidades relativamente elevadas. Tal é o caso do poço AG-1 e AG-3, sendo que este último com apenas 8m de penetração no aquífero, forneceu um resultado de $2,85 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, o que sugere valores mais altos da permeabilidade do aquífero principal, em relação ao arenito inter-trap. As curvas granulométricas também reforçam esta conclusão.

Podemos assim admitir um valor de $5,0 \times 10^{-5}$ para a permeabilidade do aquífero principal, o que corresponde a uma média dos resultados obtidos.

Quanto ao coeficiente de armazenamento, os resultados divergem mais. Conseguimos um valor mínimo de $2,7 \cdot 10^{-4}$ no poço AG-1 e um máximo de $1,2 \cdot 10^{-2}$ no poço AG-6, quando consideramos para x a distância de 1 m. Entretanto através do ensaio no poço de bombeamento AG-4 com dois testes de vazão diferentes, obtivemos um resultado de $2,3 \times 10^{-4}$, portanto aproximando-se aos poços AG-1 e AG-2, cuja média com o valor anterior seria bastante razoável para o emprêgo em cálculos posteriores. Devido a insuficiência de dados, êste método não pôde ser utilizado nos demais poços.

Concluindo, resumimos abaixo as constantes hidrodinâmicas, para uma espessura de 100 metros do aquífero.

$$K = 5,0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$T = 5,0 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = 3,0 \times 10^{-4}$$

A permeabilidade K, portanto, caracteriza uma areia fina, cujo coeficiente de armazenamento S evidencia claramente um aquífero em carga.

7. ELEMENTOS PARA O CÁLCULO DAS CARACTERÍSTICAS REAIS DO AQUIFERO

As constantes hidrodinâmicas préviamente determina-

das deverão ser confirmadas mediante testes de bombeamento mais rigorosos, acompanhados pelo menos por um poço de observação.

A perfuração do poço de bombeamento deverá ser efetuada ao longo de toda a espessura do arenito, que ainda não é conhecida exatamente, de tal modo a fornecer uma perfilagem completa do aquífero. Assim será de fundamental importância o controle das variações do nível d'água durante a perfuração e retirada de amostras, cujas análises granulométricas são decisivas na escolha e posição da tela a ser empregada na conclusão do poço. Este deverá sofrer todas as técnicas necessárias para um bom desenvolvimento, a fim de se obter as melhores condições hidráulicas. A definição do poço teste, inicialmente terá como base os dados hidrogeológicos já levantados.

A fim de conseguir bons resultados para os valores das constantes hidrodinâmicas, a estação de ensaio deverá satisfazer as seguintes condições, na melhor das possibilidades:

- Homogeneidade do aquífero, para a melhor validade da aplicação das fórmulas de escoamento das águas subterrâneas.
- Gradiente hidráulico pequeno, pois as fórmulas são aplicadas a um horizonte aquífero sem escoamento.
- Terreno livre de barreiras, ou seja, evitar rios, lagos, etc... que possam contribuir para uma alimentação durante o teste.
- Condições de evacuação das águas subterrâneas para evitar uma alimentação artificial.

Por conseguinte, para determinar as constantes hidrodinâmicas reais do aquífero, durante os testes, faremos observações no poço de bombeamento e no poço de observação. Naquele os testes deverão permitir a construção de:

- gráficos descarga-nível em função do tempo de bombeamento, tendo em vista a aplicação da fórmula de Dupuit, ou seja o método de equilíbrio.
- Curva característica do poço (abaixamento - descarga) que permite definir as condições de captagem que se referem à vazão de exploração e à vazão es

pecífica, permitindo caracterizar as reações do tubo filtro para as condições hidráulicas impostas.

- Curva de recuperação, que fornecerá o valor do coeficiente de transmissibilidade.

Para os aquíferos em carga, os abaixamentos pequenos da curva característica determinam uma reta do tipo:

$$Q = c s^{\alpha}$$

e para abatimentos maiores a curva característica é uma parábola do tipo:

$$s = c Q + B Q^2 \quad (\text{curva de Jacob}) \quad \text{ou}$$

$$Q = c s^{\alpha} \quad (\text{fórmula mais geral - M.Gosselin})$$

que em representação bi-logarítmica é uma reta cujo coeficiente angular é α e o coeficiente linear é C .

Assim, para conhecer as características de um poço em aquífero confinado, é necessário efetuar um abaixamento superior àquele que determina uma função linear, a fim de obter os coeficientes B e C , que por sua vez são determinados através de dois testes com descargas diferentes. Estas curvas, portanto, caracterizam velocidades de escoamento muito elevadas para os filtros, devido as influências das perdas de carga, desaconselhando a exploração nestas condições.

O bombeamento é executado com descargas variáveis, numa duração de 72 horas, subdividido em três regimes, o 1º de 48 horas em média, seguido de dois de 12 horas.

O ritmo das descargas é imposto de acordo com a natureza do aquífero. Nos materiais de granulometria fina, a 1ª estabilização deve ser efetuada com uma descarga relativamente fraca para assegurar a formação do filtro e evitar a entrada de grãos pequenos, após aumenta-se a intensidade de bombeamento até chegar a um máximo. A descarga máxima deve ser mais ou menos igual aquela avaliada para a formação aquífera e superior à produção exigida.

Durante o ensaio deverão ser registrados os níveis d'água, com manômetro de depressão em se tratando do poço de bombeamento, devido a presença de turbulências e com medidores elétricos no poço de observação. Paralelamente são anotadas as descargas correspondentes mediante um dispositivo de medição: tonel de volume conhecido, vertedor ou diafragma. Para vazões elevadas, este último é mais recomendável.

Para conseguir informações mais precisas sobre as características do aquífero e a evolução do cone de depressão, seria necessária uma rede de vários poços de observação. Entretanto, devido a espessa capa basáltica, a construção desses tornará o estudo muito oneroso, de modo que o coeficiente de transmissibilidade e o coeficiente de armazenamento seriam determinados num único poço de observação pelos registros de abaixamento e recuperação do nível d'água.

Atualmente, os poços AG-1, AG-3 e AG-4 estão em exploração, com uma vazão de 7,7 l/s (N.D - 21,8 m), 5,5 l/s (N.D=13,7m) e 7,1 litros/seg (N.D=12,6m), respectivamente. O poço AG-2 está em obra, onde as perfurações estão sendo realizadas para atingir a espessura total do aquífero. Seria o poço de bombeamento, onde se faz necessário o isolamento do inter-trap, a fim de não influenciar o teste no aquífero principal. Todavia, estudos complementares nos demais poços seriam recomendáveis, aplicando as fórmulas de penetração parcial de Mahdi Hantush (Journal of the Hydraulic Division HY4 Julho de 1961 e HY5 setembro de 1961).

Através de cálculos efetuados com a equação exponencial integral

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad s = \frac{Q}{4\pi T} w(u)$$

o bombeamento de exploração do poço AG-3 não influenciará os testes a serem realizados no poço AG-2 com um piezômetro localizado a 30m para oeste. Neste teríamos um abaixamento de 7,4m para uma vazão de 50 l/s.

Para um cálculo aproximado da vazão máxima, consideramos um raio efetivo do poço de 0,30m e um abaixamento de 80m, sem que o nível d'água penetre no aquífero. Não levando em conta o inter-trap, achamos um valor de 272 l/s para 72 horas de bombeamento.

8. PROJETO DA ESTAÇÃO DE CAPTAGEM

A obra sendo dimensionada para uma entidade particular, certamente a construção de um poço de observação, para melhor caracterizar as constantes hidrodinâmicas, não seria aceita, em virtude dos custos adicionais. Entretanto uma entidade pública fiscalizadora deverá proceder no sentido de completar os estudos.

8.1 Dimensionamento do Filtro

Em formações não consolidadas, a admissão d'água ao poço e a sustentação do material adjacente à perfuração deverá ser feita mediante a colocação de tubos perfurados chamados filtros ou telas, que muitas vezes são revestidos por um anel cilíndrico ou pré-filtro de granulometria mais grosseira, cujo emprêgo se justifica nas seguintes condições:

- Em aquíferos formados de materiais de grãos finos, a partir dos quais é desejado uma produção máxima, para permitir o uso de aberturas maiores e uma percentagem de área aberta maior, com o fim de se obter um poço mais eficiente.
- Para estabilizar um aquífero de material bem graduado e com alta percentagem de partículas finas, a fim de evitar o bombeamento de areia.

Por conseguinte, o dimensionamento do filtro dependerá da análise granulométrica do material do aquífero. Quando for necessário o uso de pré-filtro, o desenvolvimento será artificial. Em caso contrário, teremos um desenvolvimento natural.

Considerando então, as especificações da Organiza-

ção Mundial de Saúde (O.M.S.-Prof. Walter Castagnino), semelhantes às da Johnson Inc., teremos os seguintes critérios baseados em experiências de campo e laboratório, levando em conta a percentagem de material que passa nas peneiras standard.

- Quando a granulometria da areia da formação é tal que:

$$T_{a-10\%} \geq 0,25$$

$$C_{u-A} = \frac{T_{A-60\%}}{T_{A-10\%}} \leq 2$$

não haverá necessidade de pré-filtro, se bem que um tratamento adequado não é inconveniente. $T_{A-10\%}$ é o tamanho efetivo do material da formação para os 10% que passam na peneira e C_{u-A} é o coeficiente de uniformidade. Em nenhum caso será conveniente um tratamento, quando o C_{u-A} é maior ou igual a 5, exceto quando se usa o pré-filtro como sustento da formação.

- A granulometria do material do pré-filtro deverá satisfazer as seguintes condições:

$$a) 4 \cdot T_{A-30\%} \leq T_{G-30\%} \leq 6 T_{A-30\%}$$

$$4 T_{A-50\%} \leq T_{G-50\%} \leq 5 T_{A-50\%}$$

$$b) C_{u-G} \leq 2,5$$

Para o caso em que as condições (a) não sejam satisfeitas simultaneamente, somente uma poderá ser usada.

- O tamanho da malha de abertura do tubo filtro será igual ao diâmetro efetivo do material pré-filtro.

$$\text{Abertura} = T_{E-G}$$

- A espessura do pré-filtro poderá variar entre 7,5 cm e 30 cm.
- O comprimento do tubo filtro será tal que esteja de acôrdo com a formação aquífera e que a velocidade média d'água através das aberturas não exceda 3cm/seg. Tal velocidade assegura uma boa eficiência do poço, evitando-se fluxo turbulento.

De acôrdo com estas condições teremos então os seguintes resultados, tomando valores na curva granulométrica de 96-98 m da fig. 2-b.

$$T_{A-10\%} = 0,12 \text{ mm}$$

$$4 T_{A-30\%} = 0,68 \text{ mm}$$

$$6 T_{A-30\%} = 1,02 \text{ mm}$$

$$4 T_{A-50\%} = 0,72 \text{ mm}$$

$$5 T_{A-50\%} = 0,9 \text{ mm}$$

Com estes resultados obtivemos a curva do pré-filtro nº 1 representada na fig. 6, cujo coeficiente de uniformidade é igual a $1,43 \leq 2,5$ e o tubo - filtro terá assim uma abertura de 0,74mm.

O Bureau of Reclamation (Denver-U.S.A.) usa os seguintes critérios gerais para determinar quando é necessário um pré-filtro e qual o tipo a ser empregado.

- Para um material de granulometria graduada, com um coeficiente de uniformidade maior do que 2 é recomendável um pré-filtro graduado com tamanho efetivo maior.
- Em material de classificação uniforme, com um coeficiente de uniformidade menor do que 2 e um tamanho efetivo menor que 0,3 mm, o emprêgo de um pré-filtro uniformemente classificado é conveniente.

- Quando o material é uniforme com um coeficiente de uniformidade menor do que 2 e o tamanho efetivo maior do que 0,3mm., não se emprega comumente pré-filtro.

Portanto, num pré-filtro de granulometria uniforme, teremos para o tamanho dos 50% os seguintes critérios:

$$5 T_{A-50\%} \leq T_{G-50\%} \leq 10 T_{A-50\%}$$

Representamos graficamente os produtos sobre a abcissa do 50% (fig 6 -2). A seguir traçamos curvas através de cada ponto, a proximadamente paralelas ao declive médio da curva de graduação do aquífero. Essas linhas constituirão os limites do pré-filtro mais satisfatório e a gradação ótima cairá entre elas com aproximadamente a mesma inclinação que a curva do aquífero. O coeficiente de uniformidade deverá ser menor do que 2,5.

A abertura do tubo filtro terá então um valor de:

$$\text{Abertura} = \frac{T_{G-85\%}}{2}$$

Finalmente, para maior segurança do projeto no sentido de evitar bombeamento de areia, escolhemos os valores da curva 1 da fig. 6., devido à granulometria fina e uniforme do aquífero Botucatu.

Para a abertura da malha de 0,74 mm poderemos utilizar uma tela Johnson de 30 slot (1 slot=0,0254mm).

Quando o material do pré-filtro não é disponível no local da obra, experiências de laboratório levadas a efeito pelo Bureau of Reclamation, indicaram que pedra britada poderia servir nos pré-filtros. Neste caso, as linhas de limite da graduação estão entre 9 e 30 vezes o tamanho dos 50% e 18 a 60 vezes o tamanho de 15% do material do aquífero. Entretanto a aplicabilidade destes valores ainda deverá ser confirmada para casos reais.

8.2 - Dimensionamento do Poço

Considerando as condições gerais de exploração pré-estabelecidas, ou seja, uma vazão de 50 l/s, num regime de 8 horas/dia e 6 dias/semana, teremos para o dimensionamento do poço uma vazão de 16,6 l/s (1440 m³/dia) em bombeamento contínuo, mais adequado para uma estabilidade maior do poço.

Com as características hidrodinâmicas previamente determinadas $T = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ (432 m²/dia) e $S = 3 \cdot 10^{-4}$, determinou-se para a capacidade específica máxima de penetração total um valor de:

$$\frac{Q}{S} = 230 \text{ m}^3/\text{dia}/\text{m}$$

Para o poço uma vez desenvolvido, supôs-se um raio efetivo de 0,15m para maior segurança e que a recarga provável tenha um lapso de tempo $t=120$ dias, correspondente ao período de escassez das chuvas no município de Alegrete.

Utilizando um filtro Johnson de 30 slot de aço inoxidável de 6" de diâmetro com 25% de área de abertura das ranhuras, teremos para uma velocidade de 3 cm/seg uma vazão de 14m³/h por metro linear de filtro.

Aplicando a fórmula de Kozeny para diversas penetrações parciais e disposições do tubo filtro ao longo do aquífero, teremos:

$$\frac{Q/s_p}{Q/s} = B \left(1 + 7 \sqrt{\frac{r}{2m_B}} \cdot \cos \frac{\pi B}{2} \right)$$

Q/s_p - capacidade específica da penetração parcial.

Q/s - capacidade específica máxima para a penetração total.

r - raio efetivo do poço

m - espessura do aquífero

B - comprimento do filtro como uma fração da espessura

do aquífero.

Tentando enquadrar o problema numa solução econômica, levando em conta principalmente o metro perfurado, características do tubo filtro e bomba, poderemos estabelecer as seguintes condições para o regime de bombeamento adotado:

- filtros colocados a partir do topo do aquífero numa seção simples.
- filtros colocados ao longo de todo o aquífero em seções múltiplas, eliminando assim os efeitos da penetração parcial.

	m	B	$\frac{Q/s_p}{230}$	Q/s _p	s _p metros
10 m de filtros simples	100	0,1	0,16	36,8	39
10 m de filtros em seções múltiplas de 2 m	20	0,1	0,23	52,9	27
20 m de filtros simples	100	0,2	0,28	64,4	22,5
20 m de filtros em seções múltiplas de 2 m	10	0,2	0,46	109,4	13,2

8.3 Determinação da Bomba

Para a exploração d'água, optamos pelas bombas submersas que, além de serem relativamente econômicas, apresentam as seguintes vantagens:

- Motor e bomba constituem um único bloco que fica totalmente submerso n'água.
- Exige condições menos rígidas para a verticalidade e alinhamento do poço.
- Instalação possível em profundidades maiores;

não há problemas de alongamento ou torção do eixo.

- Entretanto, o seu bom funcionamento exige água totalmente livre de areia. Eventuais regulagens só podem ser feitas com a bomba fora do poço.

Na escolha da bomba foram levadas em conta ainda as seguintes considerações para a determinação da altura de recalque.

caixa d'água	10 m
Nível estático:	
a) penetração simples	5 m
b) penetração múltipla	1 m
Perdas de carga:	
a) penetração simples	1 m
b) penetração múltipla	2 m
Comprimento da bomba	3 m

Assim relacionamos as seguintes bombas submersas, considerando uma marca local^(*) com suas respectivas alturas de recalque, para as condições anteriormente citadas, respectivamente:

- vazão 60 m³/h
- 60 ciclos
- peso aproximado 250 kg.

	HP	Ø	H
UPH - 293/3	25	8"	58 m
UPH - 293/2	17,5	8"	43 m (Condição 2 e 3)
UPH - 294/1	12,5	10"	29 m

(*) De acordo com as normas fornecidas pela representação KSB

A escolha do diâmetro é indiferente, podendo ser em 6", 8" ou 10", pois o nível de instalação da bomba permanecerá no basalto, onde o diâmetro do poço terá 16".

Na fig 7 está representada a evolução teórica do cone da depressão para uma penetração total do aquífero, importante para a previsão de interferência de outros poços nas imediações.

8.4 Equipamento e Desenvolvimento do Poço

Os poços perfurados podem ser construídos pelo método rotativo ou pelo método a percussão. Os méritos relativos aos métodos de perfuração são variáveis, sendo que nenhum deles é superior ao outro em absoluto. A utilização de um ou outro varia principalmente com os problemas litológicos.

Para a execução da estação de captagem, tendo em vista o equipamento disponível^(*) recomenda-se o método de percussão que vencerá com menor custo a resistente camada de basalto de 100 m, a ser perfurada antes de atingir o aquífero Botucatú, formado de sedimentos não consolidados.

A operação dessas máquinas é feita por 3 pessoas, ou seja, um sondador, um ajudante de sondador e um auxiliar, recebendo salários diferentes e decrescentes, respectivamente.

A perfuração será iniciada com uma ferramenta num diâmetro nominal de 16", permitindo assim uma redução ao encontrar camadas inconsolidadas (inter-trap) e compensar os desvios verificados no basalto.

No caso de haver solo residual proveniente da alte

(*) Equipamento de percussão utilizado no Estado:

- Bucyrus Erie - 22-W
- Prominas
- Juper - GP - 300 (fabricação local)

ração do basalto, é necessária a construção de um ante poço com coluna de cimento. O basalto sã não será revestido até alcançar o t^opo do arenito, desde que não ocorra uma camada inter-trapin consolidada. Em caso contrário, faz-se a redução para 14" e continua-se a perfuração.

O arenito, a partir do topo, é então sustentado por um tubo de manobra de 12" com um pequeno preenchimento lateral de brita do aquífero. Finalmente o poço será concluído com 6 po legadas, permitindo assim um pré-filtro de 3" de espessura.

Uma vez colocados os tubos filtros, de preferência com guias de centragem, iniciamos o preenchimento do pré-filtro. Este deverá ser feito mediante um tubo guia que conduzirá o material do envoltório até as partes mais profundas sem que haja a formação de vazios prejudiciais à eficiência do poço. A medida, que esta operação avança são retirados os tubos de manobra.

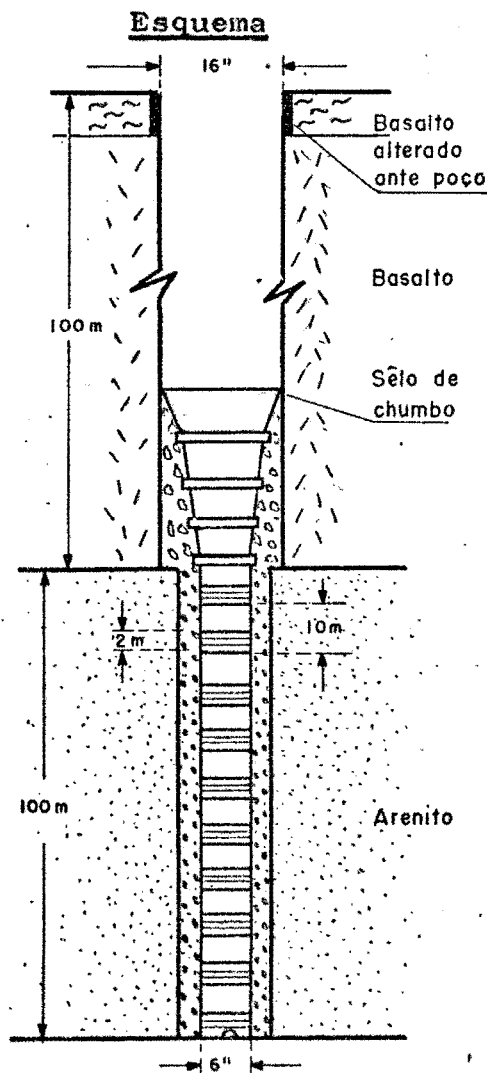


Fig. 8

A vedação no t^opo do arenito será realizada por um conjunto de tubos em formato telescópica, fazendo-se a selagem por meio de um anel de chumbo que é pressionado por uma ferramenta cônica até aderir às paredes do basalto, fig. 8 .

Não sendo disponível o anel no comércio, enrola-se um cabo de chumbo em volta do tubo entre dois flanges, sendo o inferior previamente soldado ao tubo. Posteriormente bate-se com o próprio trépano da máquina no flange superior, provocando assim a expansão do chumbo ao encontro das paredes laterais.

Uma vez terminada esta operação, processa-se o desenvolvimento do poço, mediante

um pistão de limpeza a fim de aumentar a permeabilidade e porosidade do envoltório. A agitação provocada n'água vai movimentar as partículas de areia mais finas, não permitindo que elas venham a formar pontezinhas umas com as outras e fechar deste modo, os espaços ou aberturas existentes entre os grãos maiores. De preferência, os pistões devem ser providos de válvulas para facilitar o fluxo d'água para dentro do poço.

É importante evitar o fluxo de material sólido no poço. Um teste de bombeamento posterior ao desenvolvimento, com uma vazão superior a exigida pela produção do poço deverá comprovar este fato.

9. CÁLCULO ECONÔMICO

Os preços básicos para o cálculo geral do custo da estação de bombeamento foram obtidos pelas informações da Companhia de Saneamento CORSAN, a partir do catálogo de preços das telas Johnson, representadas pela firma CORNER S/A. (Poços Artesianos, Indústria e Comércio) e na representação das bombas KSB. Alguns valores estão representados em ordem de grandeza sendo o custo do dólar Cr\$ 4,38 no câmbio oficial.

A mão de obra tem como preço os seguintes valores, pagos por mês mais um acréscimo de produção por poço concluído, indiferentemente da profundidade.

Salários

Sondador	-	Cr\$ 600,00/mês
Aj.de Sondador	-	Cr\$ 305,00/mês
Auxiliar	-	Cr\$ 185,00/mês

Acréscimo por produção

Sondador	-	Cr\$ 380,00/poço
Aj.de Sondador	-	Cr\$ 305,00/poço
Auxiliar	-	Cr\$ 280,00/poço

Fazendo os cálculos para dois meses, tempo médio pa

ra concluir 100m de perfuração aproximadamente, inclusive deslocamento, instalação da máquina e teste de bombeamento, teremos os seguintes preços por metro de perfuração, adicionando a inda 64% de encargos sociais sôbre o total:

Sondador	- Cr\$ 25,90
Aj.de Sondador	- Cr\$ 14,60
Auxiliar	- <u>Cr\$ 10,65</u>
Total	Cr\$ 51,15

Este resultado corresponde aproximadamente a 1/3 do valor global do preço cobrado no mercado, por metro de perfuração, isto é, Cr\$ 170,00. De acôrdo com o diâmetro de perfuração, existe uma diferença no preço (Cr\$ 210,00 em 8"), no entanto, permanece inalterado quanto ao tipo de rocha perfurada. Alega-se como justificativa a êste fato que para rochas consolidadas, não é necessário revestimento, ao contrário das rochas não consolidadas, onde é colocado um tubo crivado. Entretanto, os custos da perfuração deveriam variar, quando se substitui grande parte do tubo crivado galvanizado, por um filtro Johnson, por exemplo, cujo preço não está incluído no metro perfurado e que é muito mais elevado que o do tubo crivado.

O preço dos filtros Johnson, por metro, posto em São Paulo, apresenta a seguinte variação, dependendo do tipo de material a ser utilizado num diâmetro de 6" e que são fornecidos nos comprimentos de 0,5 - 1 - 2 - 3 - 4 - 5 e 6 metros.

	Cr\$ (por metro)
Aço duplo galvanização	- 1.197,00
ARMCO IRON 99,84% ferro puro	- 1.360,00
Aço Inoxidável	- 1.922,00
Bronze Everdur (liga alta qualidade)	- 2.052,00

No caso de importação direta dos filtros Johnson, êstes preços se reduzem em 50%.

Nos cálculos econômicos, utilizamos um filtro de aço inoxidável, mais resistente à corrosão.

9.1 Custos Unitários

Metro perfurado, mão de obra incluída	-	170,00 Cr\$/m
Filtro Johnson 6", aço inoxidável-local-	-	1.922,00 Cr\$/m
importado-	-	961,00 Cr\$/m
Tubo galvanizado	-	42,00 Cr\$/m
Tubo de recalque Manesmann 8" (sem cos-	-	80,00 Cr\$/m
tura)	-	
Areia para pré-filtro, 1 caminhão=4m ³ , aproveitável 1/4 em peneiramento seleti- vo.	-	15,00 Cr\$/m ³
Transporte	-	0,50 Cr\$/km
Bombas submersas KSB, impostos, acessó- rios, instalação incluída.		
uPH - 293/3 - 25 HP		-14.000,00 Cr\$
uPH - 293/2 - 17,5 HP		-12.700,00 Cr\$
uPH - 294/1 - 12,5 HP		-10.800,00 Cr\$

9.2 Custos da Instalação

	Solução 1		Solução 2		Solução 3		Solução 4	
Perfuração	110m	-18.000,00	200m	-34.000,00	120m	-20.500,00	200m	-34.000,00
Filtro*	10m	- 9.610,00	10m	- 9.610,00	20m	-19.220,00	20m	-19.220,00
Bomba	uPH-293/3-14.000,00		uPH-293/2-12.700,00		uPH-293/2-12.700,00		uPH-294/1 -10.800,00	
Tubo Galvanizado	-	-	90m	- 3.780,00	-	-	80m	- 3.360,00
Tubo de Recalque	58m	- 4.640,00	43m	- 3.840,00	41m	- 3.280,00	29m	- 2.320,00
Areia	0,6m ³	- 30,00	6m ³	- 360,00	1,2m	- 72,00	6m ³	- 360,00
Transporte	1.200km	600,00	1.200 km	- 600,00	1.200km	- 600,00	1.200km	- 600,00
Serviços Técnicos Profissionais.**	-	- 8.000,00	-	- 8.000,00	-	- 8.000,00	-	- 8.000,00
Total	Cr\$	55.580,00	Cr\$	72.890,00	Cr\$	64.372,00	Cr\$	78.660,00

Solução 1: 10m de filtro simples
 Solução 2: 10m de filtro múltiplo
 Solução 3: 20m de filtro simples
 Solução 4: 20m de filtro múltiplo

* Filtro importado

** Estimação

9.3 Custos de Operação

Energia Elétrica

O cálculo foi na base de 58m, 43m e 29m de elevação d'água respectivamente, com as perdas de carga incluídas. O rendimento suposto é de 74%.

O fornecimento de energia, considerado em alta tensão (22.000V) - classe industrial, tem como preço de consumo 0,1176 Cr\$/kWh e uma demanda por mês de 6,4 Cr\$/kW. Para instalações de serviço público, há uma redução aproximadamente de 50% no preço.

	Solução 1	Solução 2	Solução 3	Solução 4
Consumo anual (7.500h/ano)	$1,4 \cdot 10^5$ kWh	$9,8 \cdot 10^4$ kWh	$9,8 \cdot 10^4$ kWh	$7,0 \cdot 10^4$ kWh
Custo anual:				
a) Consumo	16.400,00	11.500,00	11.500,00	8.150,00
b) Demanda	<u>1.430,00</u>	<u>1.000,00</u>	<u>1.000,00</u>	<u>715,00</u>
Total-Cr\$	17.830,00	12.500,00	12.500,00	8.865,00
Custo anual por m ³ -Cr\$.	0,040	0,028	0,028	0,020

A solução 1 apesar de apresentar um custo fixo mais baixo que as outras, após o período de três anos, torna-se mais dispendiosa que a solução 4, devido aos custos de operação.

Considerando então como soluções favoráveis a 3 e a 4, a última pelo mesmo raciocínio anterior é a mais recomendável, pois ainda terá a vantagem de permitir uma ampliação da vazão a um custo compensador, pela simples troca da bomba.

Concluindo, o custo fixo da solução 4 seria então de Cr\$ 78.360,00.

10. CRONOGRAMA

Para a execução dos trabalhos da estação de captação, o cronograma abaixo, representa o tempo necessário para realizar as diversas fases que compõem a obra.

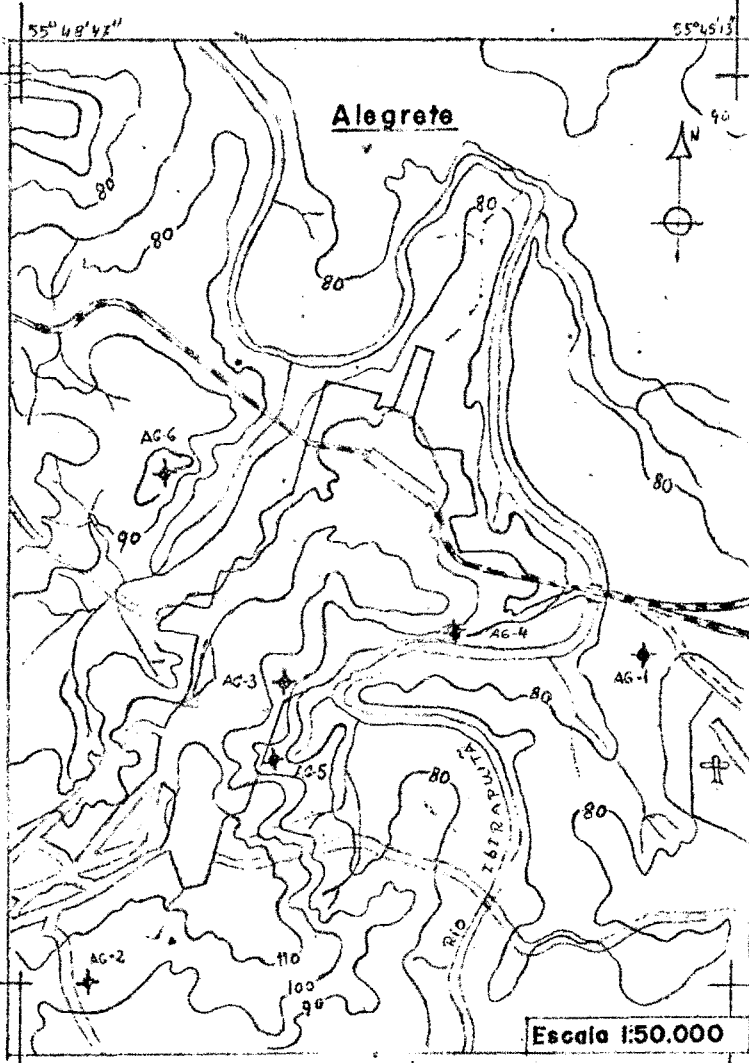
	<u>dias</u>
1. Transporte da máquina	2
2. Preparação do acesso	2
3. Instalação da obra.	3
4. Perfuração no Basalto	25
5. Perfuração no Arenito	12
6. Colocação dos filtros e revestimento definitivo com pré-filtro, retirada dos tubos de manobra e selagem.	6
7. Teste de verticalidade do poço	2
8. Desenvolvimento do poço ("surging").	5
9. Teste de bombeamento	5
10. Instalação da bomba definitiva	<u>3</u>
Total	65

A obra terá como visitas um Hidrogeólogo pelo menos em 3 ocasiões, isto é, na etapa 2, durante as etapas 5 e 6, a fim de coletar as amostras e realizar as análises necessárias. Por último, na etapa 9, acompanhando o teste de bombeamento.

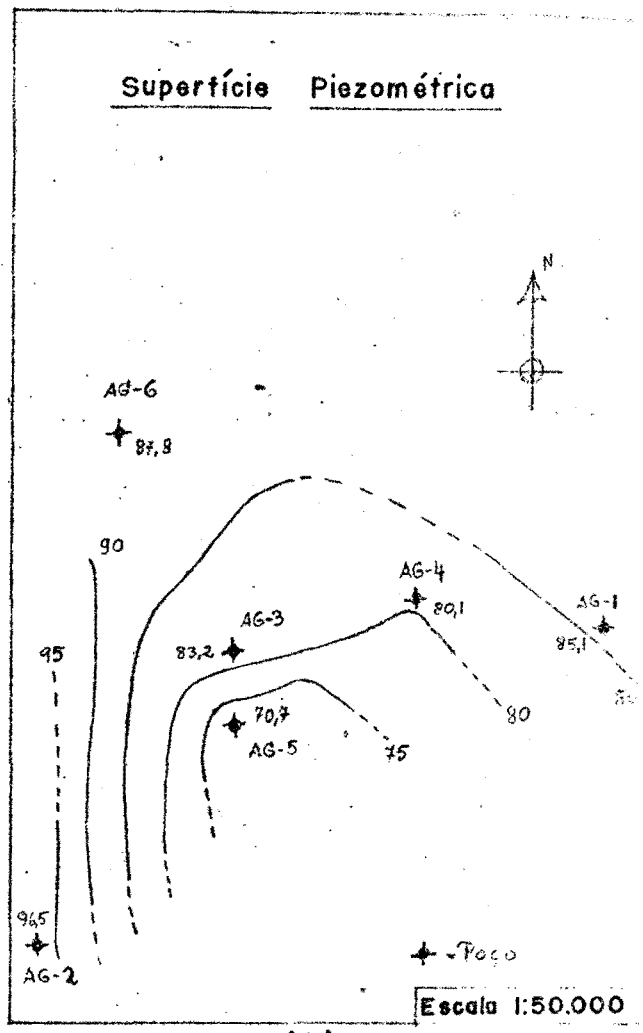
11. BIBLIOGRAFIA

1. Ahrens, T.P.- Projeto de um poço - especificações técnicas sôbre perfurações - Conesp.-Sudene.
2. Bogomolov,C. - Hidrologie et notions de geologie d'ingénieur-Ed. de la Paix - Moscou.
3. Castagny, G. - Traité pratique des eaux souterraines . Ed.Dunog Paris - 1967.
4. Castagny, G. - Prospection et exploitation des eaux souterraines;Dunod;Paris - 1967
5. Cederstrom, D.J. - água subterranea - Rio de Janeiro - 1964 Centro de publicações técnicas da Aliança.
6. Especificações técnicas sobre perfurações - Engenharia de poços - Conesp. Sudene.

7. Ground Water and Wells - published by Edward E. Johnson, Inc. 1966.
8. Hantush, Mahdi S. - Drawdown around a partially penetrating well - Journal of the Hydraulics Division, HY4 July 1961.
9. Hantush, Mahdi S. - Aquifer tests on partially penetrating wells - Journal of the Hydraulics Division , HY5 september 1961.
10. Leonards, G. - Foundation Engineering - Mc Graw Hill, 1962.
11. Logan, John - Desenvolvimento de poços, Edward E. Johnson Inc. 1961.
12. Logan, John - Avaliação da transmissibilidade a partir de testes rotineiros de produção de poços. Conesp. - Sudene, 1964.
13. Manual técnico nº 5 - 247 do Dpto. do Exército e da Força Aérea Norte Americana - USAID - 1957.
14. Neves, Eurico Trindade - Curso de Hidráulica - Ed. Globo-Pôrto Alegre, 1960.
15. Schneebeli, G. - Hidraulique Souterraine, - Ed. Eyrolles 1966.
16. Schoeller, H. - Les aux souterraines - Ed. Masson et Cie, 1962
17. Todd, David K. - Ground Water Hydrology - Wiley Ed. 1959.
18. Wisler, chester O. and Braker, Ernest F - Hidrologia - Ed. Livro Técnico S.A. - 1964.
19. Yassuda, E.R.; Nogami, P.S.; Montrigand, R.de - Poços profundos, manual técnico - U.S.P. - São Paulo, 1965.



(a)



(b)

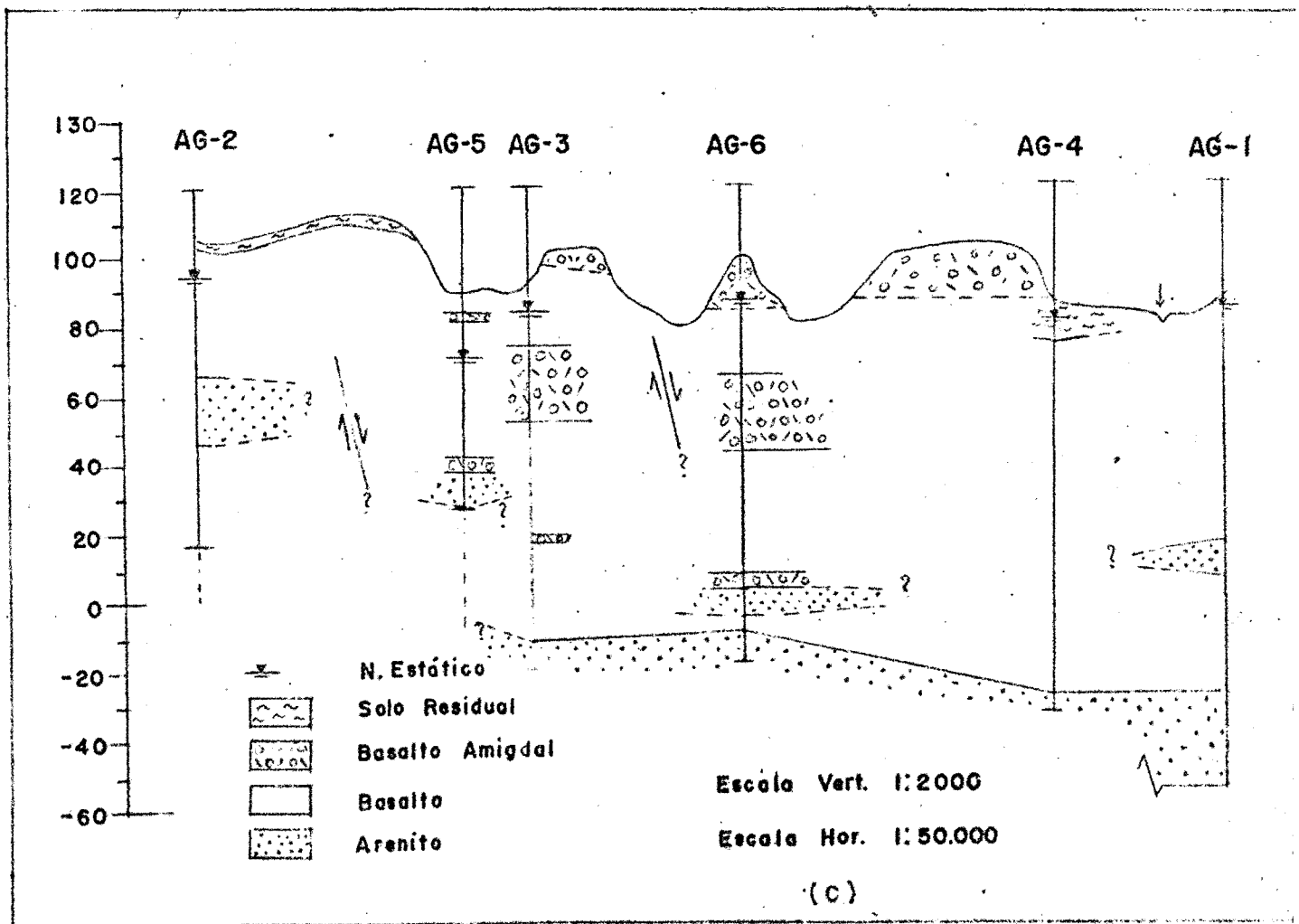
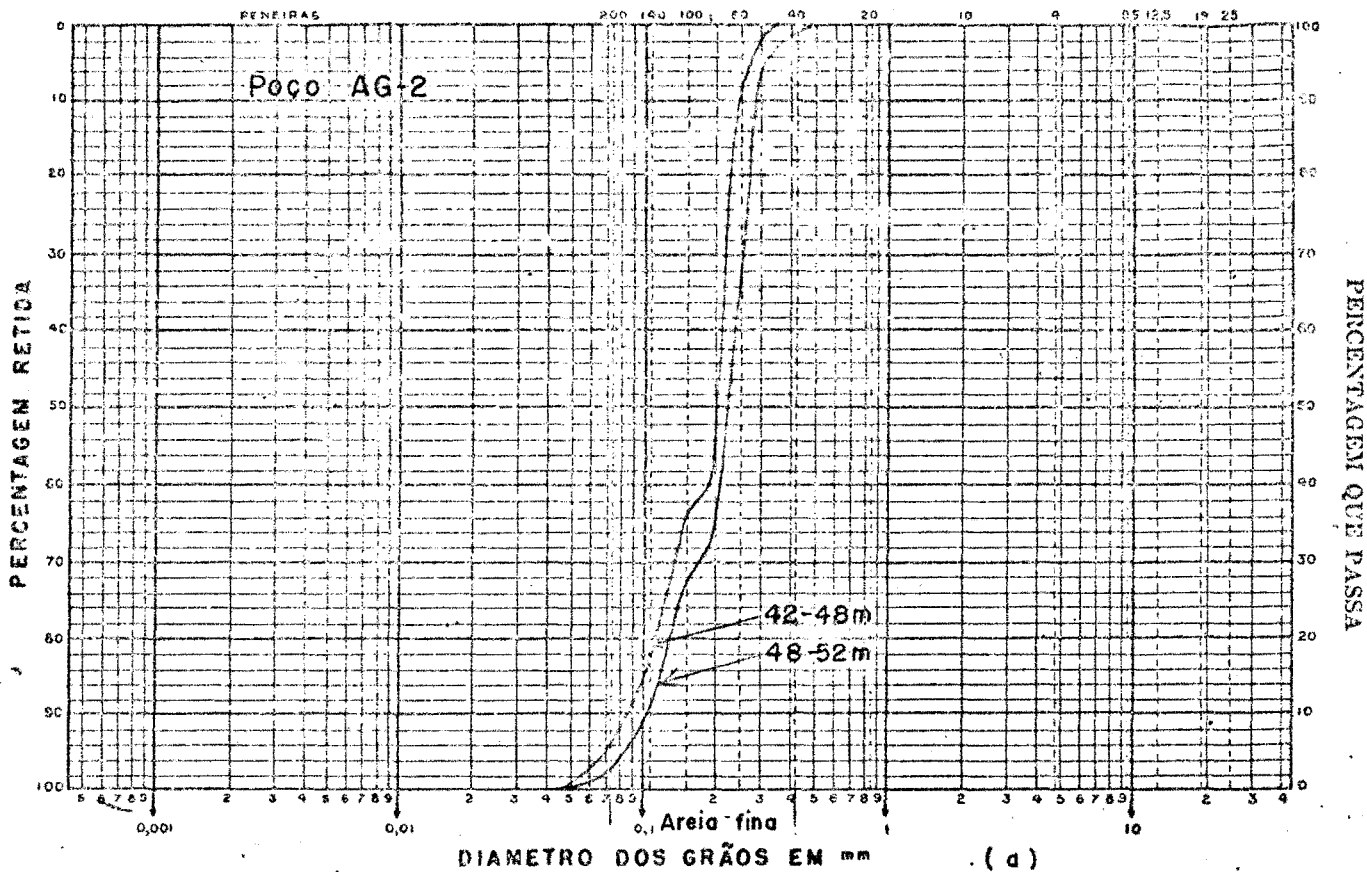


Fig: 1

CURVA GRANULOMÉTRICA



CURVA GRANULOMÉTRICA

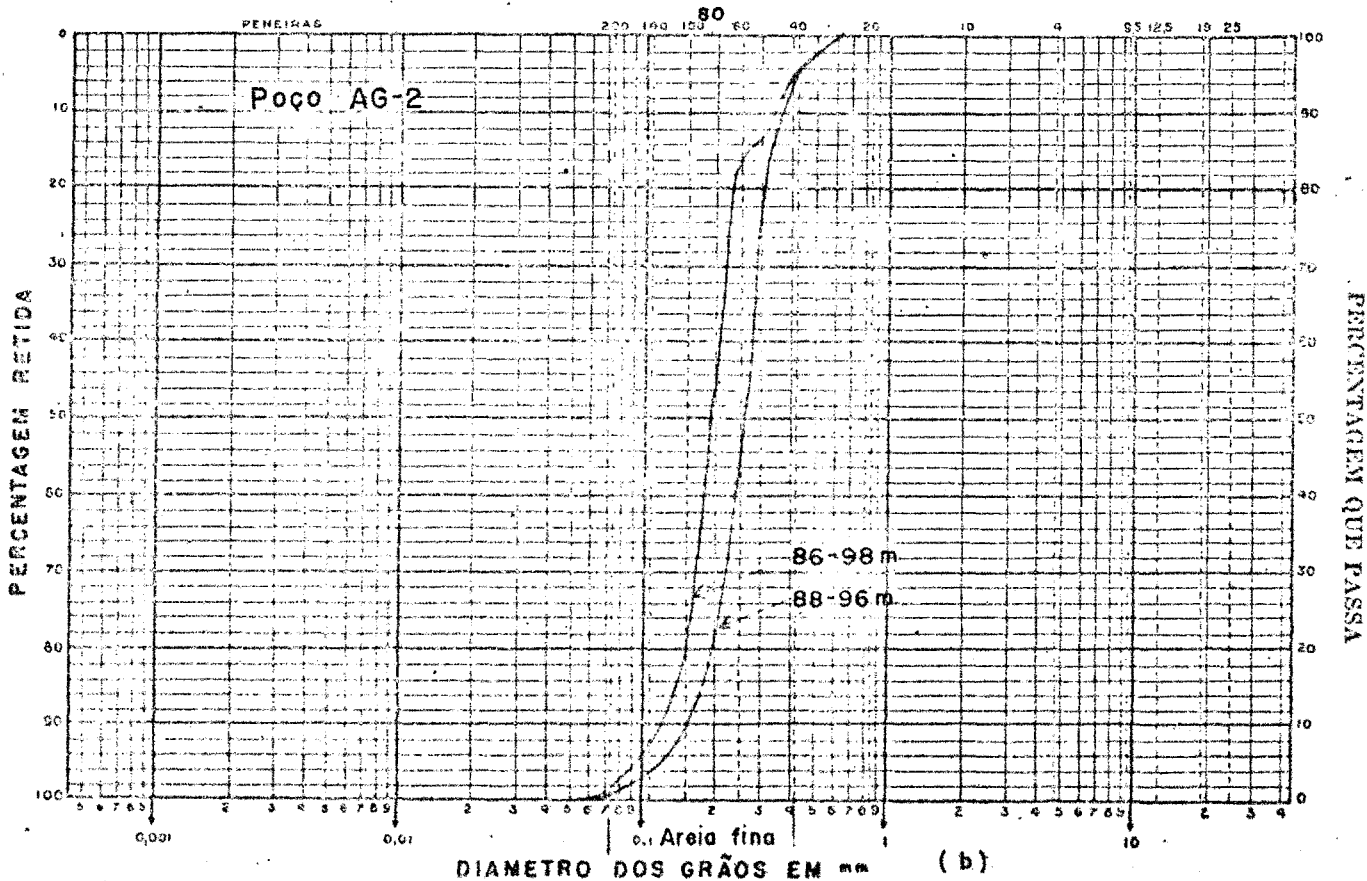


Fig. 2

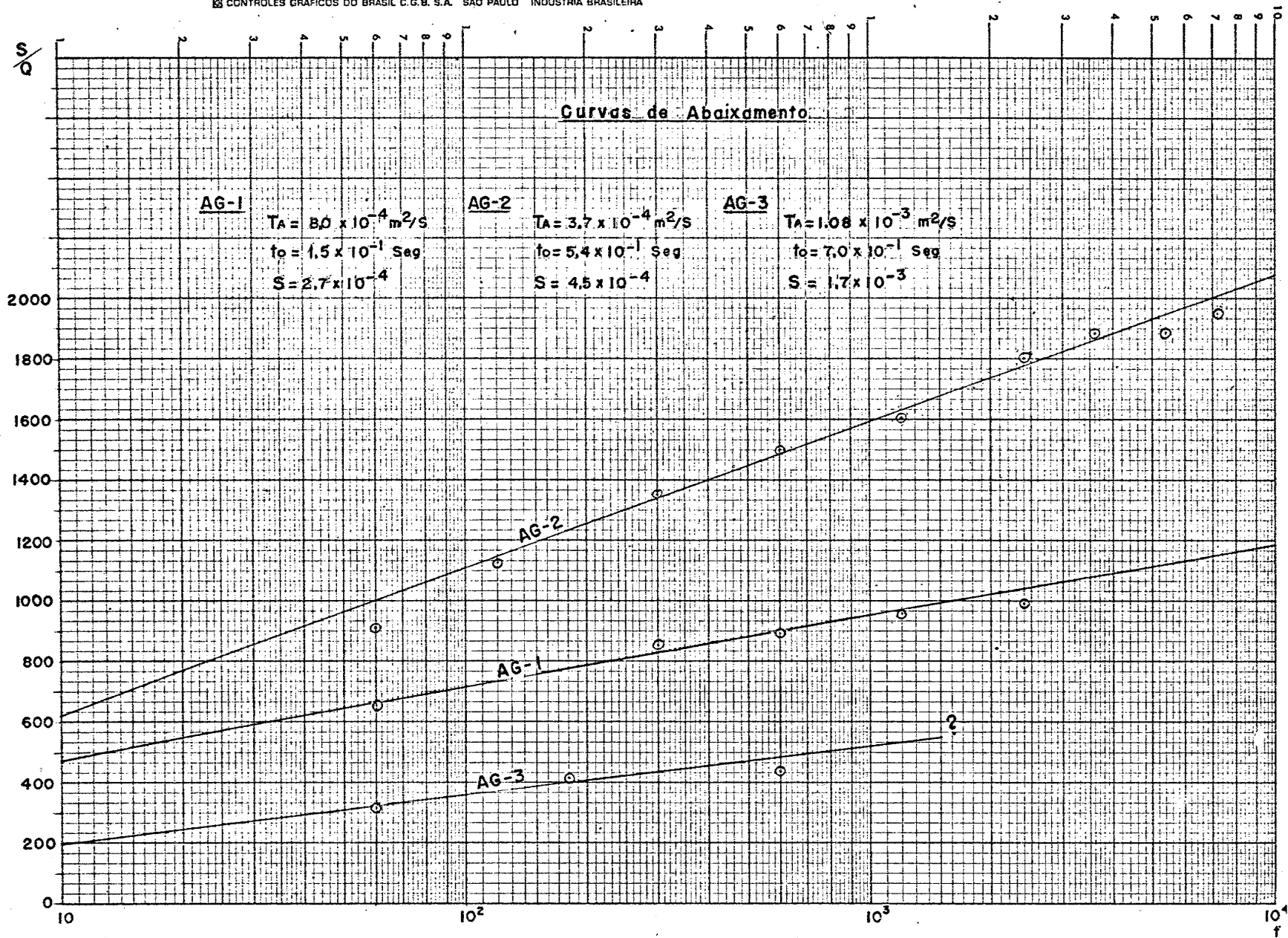


Fig: 3

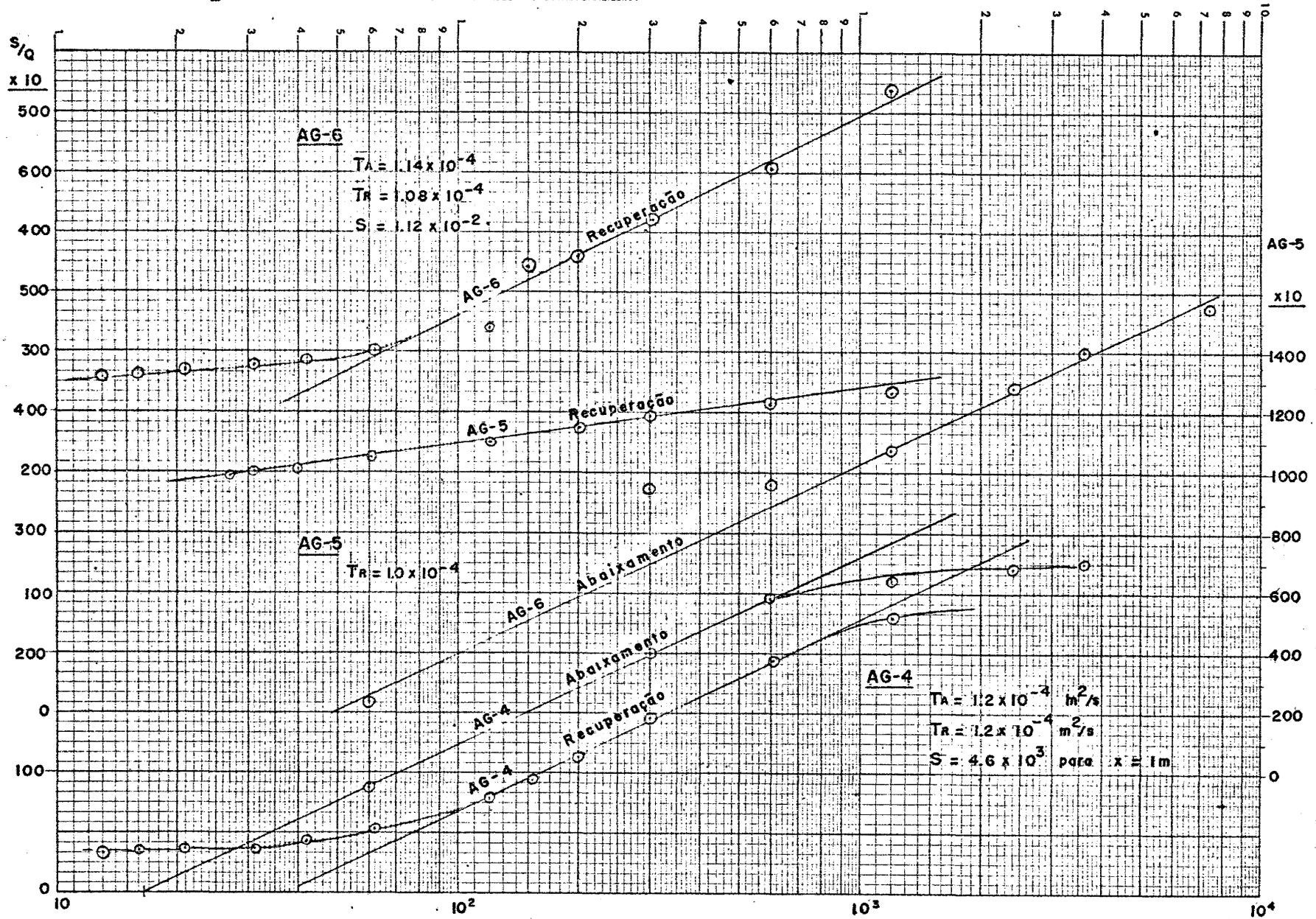


Fig. 4

$t, 1/t$

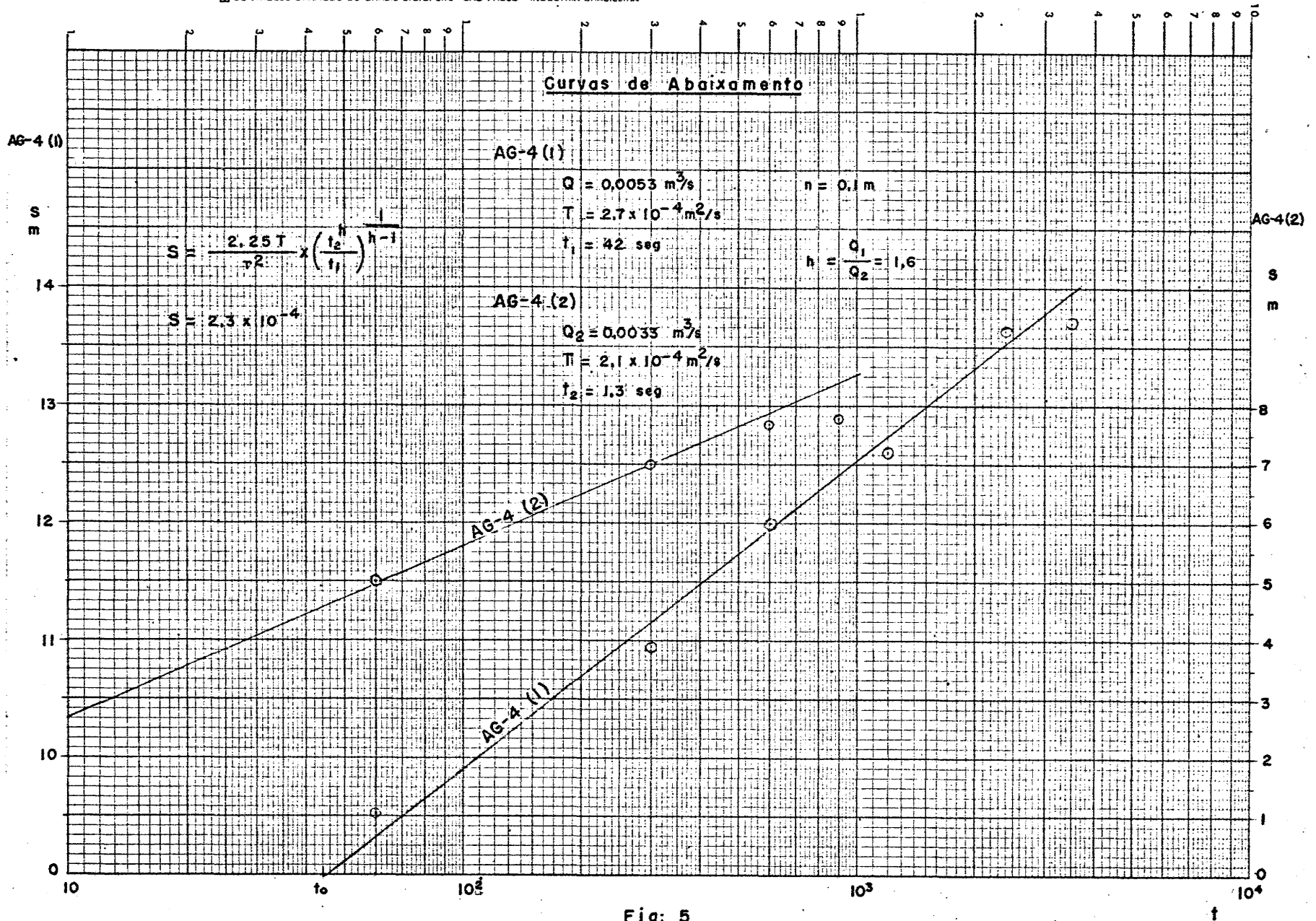
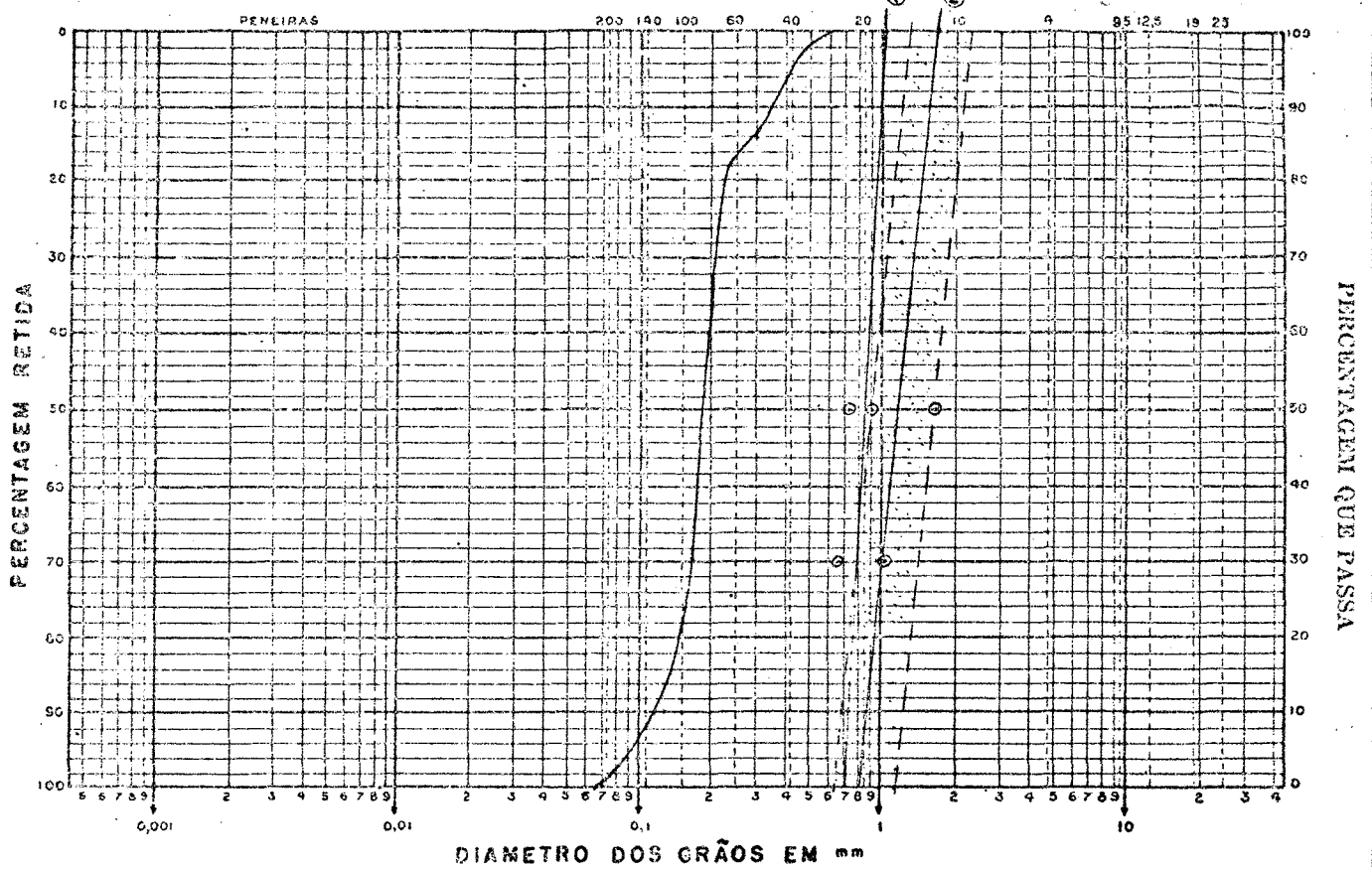


Fig: 5

CURVA GRANULOMÉTRICA



ARGILIA	SILTE	Areia Fina	Ar. Média	Areia Grossa	PEDREGULHO

Operador

Data

Observações:

$T_{A-10} = 0,12$	$T_{G-10} = 0,74 \text{ em } \textcircled{1}$
$T_{A-30} = 0,17$	$\frac{T_{G-85}}{2} = 0,75 \text{ em } \textcircled{2}$
$T_{A-50} = 0,18$	Tela
$T_{A-60} = 0,20$	USAB: 30 síof. = 0,76 mm
$Cu-A = \frac{T_{A-60}}{T_{A-10}} = 1,43$	(1 síof. = 0,0254 mm)

Fig: 6

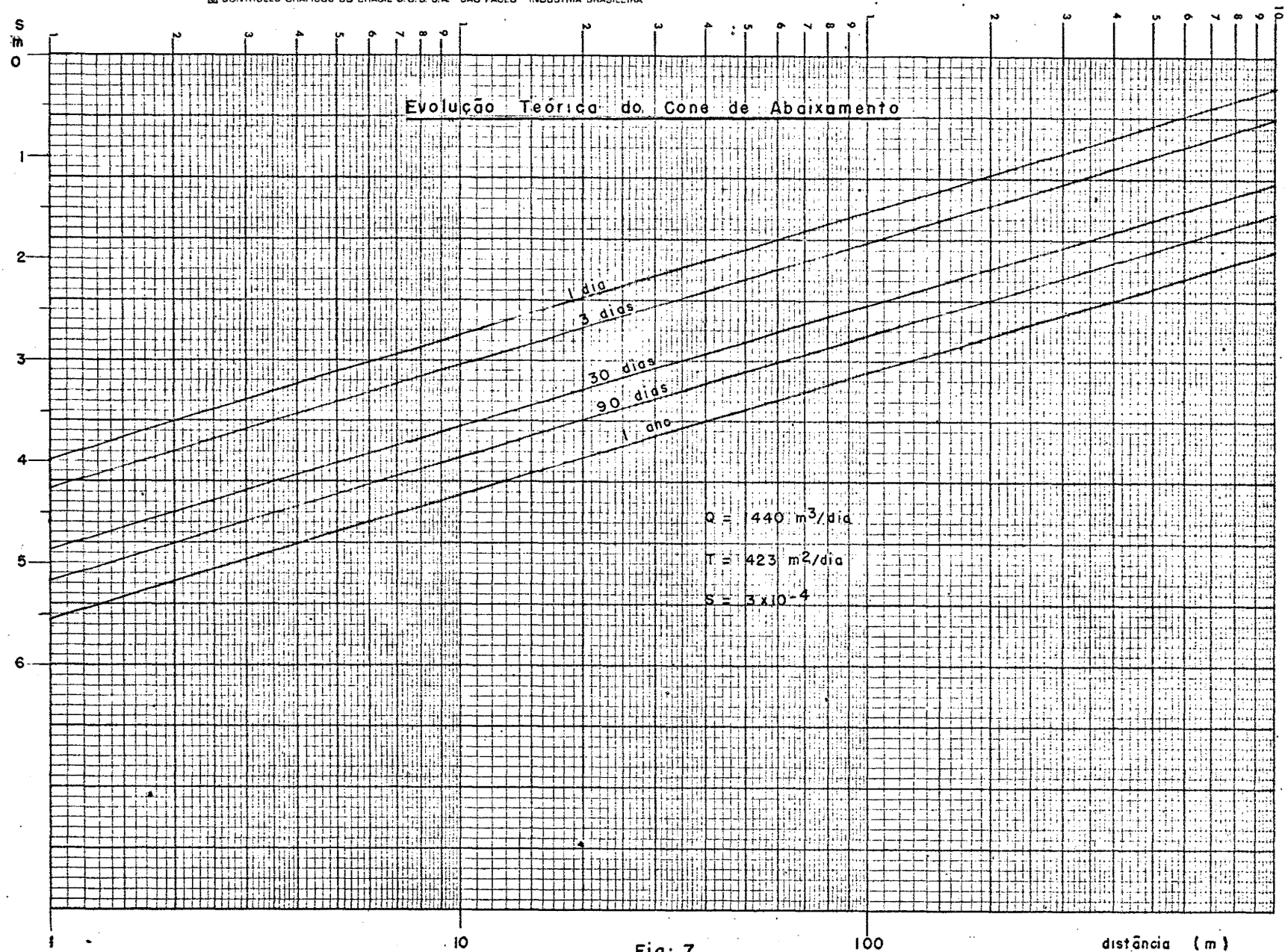


Fig: 7