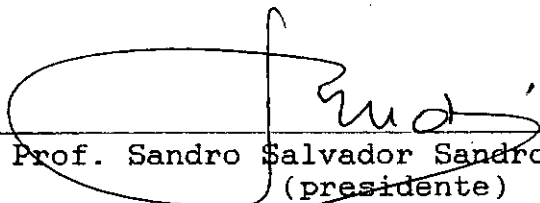


ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DE PERMEABILIDADE
DOS MACIÇOS ALUVIONARES

Carla Maria de Medeiros Pirá

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:



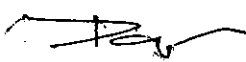
Prof. Sandro Salvador Sandroni, Ph.D.
(presidente)



Prof. Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.



Prof. Francisco Rezende Lopes, Ph.D.



Prof. Paulo Canedo de Magalhães, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 1990

PIRÁ, CARLA MARIA DE MEDEIROS

Estudo das Características de Permeabilidade dos Maciços
Aluvionares [Rio de Janeiro] 1990

xxv , 243 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Ci-
vil, 1990)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Mecânica dos Solos

I. COPPE/UFRJ

II. Título (série)

AOS MEUS PAIS, IVAR E ALBA.

ÀS MINHAS FILHAS, MARCELA E BRUNA.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Sandro Salvador Sandroni, pela orientação dada à este trabalho.

Ao professor Marcus Peigas Pacheco, pela colaboração e, por me fazer ver o caminho profícuo da pesquisa científica.

A UERJ, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, que através do PROCAD/SR-2 proporciona ao profissional docente a oportunidade de aperfeiçoamento e desenvolvimento.

A Faculdade de Engenharia da UERJ, pelo apoio recebido durante a execução deste trabalho.

Ao aluno Carlos Renato Antunes Lopes pelo apoio dado no desenvolvimento da rotina computacional utilizada neste trabalho.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

**ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DE PERMEABILIDADE
DOS MACIÇOS ALUVIONARES**

Carla Maria de Medeiros Pirá

Dezembro de 1990

Orientador: Sandro S. Sandroni

Programa: Engenharia civil

SINOPSE

O objetivo deste trabalho é a obtenção de informações sobre a hidrogeologia de depósitos aluvionares às margens dos rios, onde serão consolidadas obras civis.

É sabido que os ensaios realizados *in situ* fornecem dados qualitativos e, quantitativos mais realistas, em relação aos ensaios realizados em laboratório, não havendo necessidade de coleta de amostras e obtendo-se o coeficiente de permeabilidade analisando-se um fluxo, em geral estacionário, que é provocado no maciço que se estuda. Neste trabalho, busca-se analisar o fluxo transiente, provocado pelas variações periódicas nos níveis dos rios, que se estabelece

através dos aquíferos permeáveis situados às suas margens, para a determinação do coeficiente de permeabilidade k . Desta forma, pretende-se introduzir técnicas de campo buscando a obtenção deste parâmetro de permeabilidade, de forma abrangente e econômica.

A equação diferencial que rege tal fenômeno foi desenvolvida por Jacob, tomando por base um aquífero confinado por camada impermeável, semi infinito, totalmente saturado. Tais estudos foram também estendidos aos casos de aquíferos não confinados, onde a variação do nível d'água é desprezível em relação à espessura saturada e, também, onde o aquífero é limitado por parede impermeável.

As diversas condições de contorno e iniciais levaram a várias soluções da equação de Jacob. No desenvolvimento desse trabalho são reunidas as soluções da equação de Jacob dos autores, Ferris; Cooper e Rorabaugh; Pinder, Bredehoeft e Cooper; Mariño.

São, também, apresentados os resultados de uma análise experimental utilizando o modelo analógico de Hele-Shaw, feita por David K. Todd na qual, são comparados os resultados experimentais com a solução analítica de Cooper e Rorabaugh, comprovando-se a validade da teoria aos casos de aquíferos não confinados semi-infinitos ou seja, não limitados em extensão por parede impermeável. Baseado neste estudo em modelo pode-se estimar a extensão dos efeitos de uma cheia senoidal em um aquífero semi infinito. Classificando-se então, os aquíferos em limitados ou semi infini-

tos em função da distância da parede impermeável à margem do rio.

Das soluções apresentadas as de Cooper e Rorabaugh e de Mariño podem apenas prever os níveis d'água em qualquer ponto do aquífero, conectado hidráulicamente a um rio que sofre variações definidas do nível d'água, desde que conhecidas as características de permeabilidade do aquífero. As soluções de Ferris e de Pinder, Bredehoeft e Cooper, por outro lado, permitiram o desenvolvimento de metodologias baseadas nas variações observadas, por meio de piezômetros, no nível do aquífero durante as cheias do rio. Possibilitando, então, uma estimativa mais realista do respectivo coeficiente de permeabilidade, onerando muito pouco as etapas preliminares da investigação geotécnica em várias modalidades de obras civis. As soluções de Ferris e Pinder *et al* são comparadas, através da simulação de um aquífero com características que contemplam as condições iniciais e de contorno de ambas as soluções.

Os estudos aqui apresentados são estendidos ao caso de um depósito aluvionar brasileiro, onde foram observados os níveis do rio e do aquífero, obtendo-se o coeficiente de permeabilidade do solo local através dos métodos de Ferris e de Pinder *et al*.

Espera-se que estes procedimentos sejam incorporados às técnicas usuais em geotecnia para determinação de características hidrogeológicas do solo. Estas serão, certamente, de grande utilidade na fase de inventário e projeto

básico para obras de terra de grande porte, além de fornecer uma orientação segura para a programação de investigações geotécnicas.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as parcial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.).

ASPECTS OF PERMEABILITY CHARACTERISTICS
OF ALUVIONAR DEPOSITS

December, 1990

Thesis supervisor: Prof. Sandro Salvador Sandroni

Department: Civil Engineering

This work is concerned with the evaluation of the characteristics of permeability of aluvionar aquifers connected to rivers.

The analysis of transient flow due to periodic fluctuations of a river, the main objective of this work, is used to evaluate the permeability of an aquifer at the river's bank, with aid of simple piezometric observations.

The differential equation governing this type of transient flow was developed by Jacob, who assumed an semi infinite aquifer, completely saturated and confined by an extensive aquiclude. In this work, Jacob's equation is extended to the case of unconfined aquifers, when the range of water table fluctuation is small.

Depending on the initial and boundary conditions, different solutions may be obtained through Jacob's equation. In this

work the solutions proposed by Ferris; Cooper and Rora-
baugh; Pinder, Cooper and Bredehoeft; and Marino are pre-
sented.

A Brazilian aluvionar soil deposit was studied and observa-
tions of the river and aquifer's levels were made. The
coefficient of permeability of the deposit was then estima-
ted using the procedures proposed by Ferris and Pinder *et*
al, aiming at determination of the coefficient of permeabi-
lity k based on observations of the aquifer's level and ri-
ver fluctuations. Both methods were compared using compati-
ble initial and boundary conditions.

It is suggested that the procedures, for determination of
hydrogeological characteristics of aluvionar soils, as pre-
sented in this work, be incorporated to the conventional *in*
situ techniques used in civil engineering.

ÍNDICE

CAPÍTULO I: INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II: MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	8
II.1: GENERALIDADES	8
II.2: MÉTODOS PARA OBTENÇÃO DO k	13
II.3: MÉTODOS INDIRETOS	14
II.4: MÉTODOS DIRETOS	16
II.4.1: ENSAIOS DE LABORATÓRIO	16
II.4.2: ENSAIOS DE CAMPO	23
CAPÍTULO III: FLUXO DE ÁGUA ATRAVÉS DE MEIOS POROSOS	54
III.1: FLUXO ESTACIONÁRIO, EQUAÇÃO DE LAPLACE	54
III.2: FLUXO TRANSIENTE, EQUAÇÃO DE JACOB	61
III.2.1: PARÂMETRO DE COMPRESSIBILIDADE UNIDIMENSIONAL DO SOLO	69
III.2.2: COEFICIENTE DE TRANSMISSIBILIDADE E COEFICIENTE DE ARMAZENAMENTO DOS AQUIFEROS	74
CAPÍTULO IV: SOLUÇÕES DA EQUAÇÃO DIFERENCIAL DE	

JACOB PARA FLUXO TRANSIENTE ATRAVÉS DO SOLO	91
IV.1: SOLUÇÃO DE FERRIS	93
IV.2: SOLUÇÃO DE COOPER E RORABAUGH	99
IV.2.1: VERIFICAÇÃO DA EXTENSÃO DOS EFEITOS DA CHEIA EM AQUIFEROS NÃO CONFINADOS SUB- METIDOS A VARIAÇÕES SENOIDAIS DE NÍVEL D'ÁGUA	110
IV.3: SOLUÇÃO DE PINDER, BREDEHOEFT E COOPER	112
IV.4: SOLUÇÃO DE MARIÑO	117
 CAPÍTULO V: MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DE COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE BASEADOS EM FLUTUAÇÕES DO NÍVEL D'ÁGUA DOS AQUIFEROS	135
V.1: MÉTODO DE FERRIS	136
V.2: MÉTODO DE PINDER, BREDEHOEFT E COOPER	151
V.3: COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE FER- RIS E DE PINDER ET AL	157
 CAPÍTULO VI: APLICAÇÃO DE MÉTODOS PARA DETERMINA- ÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE k , BASEADOS EM OBSERVAÇÕES DAS VARIAÇÕES DE NÍVEIS D'ÁGUA EM SIS- TEMAS RIO - AQUIFERO.	179
VI.1: AQUIFERO AS MARGENS DO RIO PARAÍBA DO SUL	180
VI.2: COMPORTAMENTO HIDROLÓGICO DO RIO PARAÍBA DO SUL E CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO AQUIFERO ÀS SUAS MARGENS	181
VI.3: APLICAÇÃO DO MÉTODO DE FERRIS	184
VI.4: APLICAÇÃO DO MÉTODO DE PINDER ET	

AL	186
CAPITULO VII: CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	202
VII.1: CONCLUSÕES	202
VII.2: RECOMENDAÇÕES	206
BIBLIOGRAFIA	209
APENDICE A: HIDRÓGRAFAS	216
APENDICE B: PROGRAMA HEAD	224
APENDICE C: TABELAS AUXILIARES PARA USO DO MÉTODO DE FERRIS	230

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II

- Fig. II.1- Estimativa do coeficiente de permeabilidade k , para solos finos, através do ensaio de adensamento. 36
- Fig. II.2- Verificação experimental da proporcionalidade esperada entre k e, funções do índice de vazios das areias, TAYLOR (1966). 37
- Fig. II.3- Permeâmetro de carga constante. 38
- Fig. II.4- Permeâmetro de carga variável. 38
- Fig. II.5- Coeficiente de permeabilidade (k), obtido no permeâmetro x funções do índice de vazios (e), LAMBE (1951). 39
- Fig. II.6- Aparato usado no ensaio de capilaridade horizontal, TAYLOR (1966). 40
- Fig. II.7- Estágios do ensaio de capilaridade horizontal, TAYLOR (1966). 41
- Fig. II.8- Definição da equação básica de Hvorslev. 42

Fig. II.9- Cálculo de k, HVORSLEV (1951).	43
Fig. II.10- Coeficientes de condutividade (C_u , C_a).	44
Fig. II.11- Ensaio de infiltração em furos de sondagem.	45
Fig. II.12- Ensaio de infiltração em poços de prospecção.	46
Fig. II.13- Ensaio de bombeamento em furos de sondagem.	47
Fig. II.14- Ensaio de bombeamento em poços de prospecção.	48
Fig. II.15- Ensaio de rebaixamento em furos de sondagem.	49
Fig. II.16- (a) Ensaio de rebaixamento em poços de prospecção.	50
(b) Ensaio de recuperação em poços de prospecção.	50
Fig. II.17- Ensaio de recuperação em furos de sondagem.	51
Fig. II.18- Seção do poço de bombeamento e dos piezômetros de observação.	52

Fig. II.19- Ensaio Matsuo em cavas. 53

CAPÍTULO III

Fig. III.1- Fluxo através das faces de um prisma elementar de solo, segundo JACOB (1950). 86

Fig. III.2- Aquífero confinado de espessura constante d e, coeficiente de transmissibilidade T , FERRIS (1962). 87

Fig. III.3- Determinação do coeficiente de armazenamento S_t , segundo FERRIS (1962). 88

Fig. III.4- $SPT \times S_t/d$, para aquíferos confinados. 89

Fig. III.5- Gráfico $n \times S_t$, para diversos graus de saturação de aquíferos não confinados. 90

CAPÍTULO IV

Fig. IV.1- Esquema das condições assumidas por COOPER e RORABAUGH (1963). 126

Fig. IV.2- Diagrama do canal de Hele-Shaw, TODD (1955). 127

Fig. IV.3- Diagrama da seção longitudinal mos-

- trando as condições de campo simuladas no modelo analógico de TODD (1955). 128
- Fig. IV.4- Resumo dos dados obtidos na experiência de TODD (1955). 129
- Fig. IV.5- Relação adimensional entre o nível d'água do canal (H/H_0) e, o tempo (t/t_0) para diversas distâncias do reservatório, TODD (1955). 130
- Fig. IV.6- Comparação entre a solução analítica desenvolvida por Cooper e Rorabaugh e, o modelo analógico de David K. Todd, COOPER E RORABAUGH (1963). 131
- Fig. IV.7- Representação da superposição de efeitos considerada por PINDER, COOPER E, BREDEHOEFT (1969). 132
- Fig. IV.8- Aquífero semi infinito submetido a rebaixamento de nível d'água, MARIÑO (1973). 133
- Fig. IV.9- Aquífero semi infinito submetido a elevação do nível d'água, MARIÑO (1973). 133
- Fig. IV.10- Aquífero limitado por parede impermeável submetido a rebaixamento do nível d'água, MARIÑO (1973). 134
- Fig. IV.11- Aquífero limitado por parede imper-

meável submetido a elevação do nível d'água, MARI-
 ÑO (1973). 134

CAPÍTULO V

Fig. V.1- Arranjo proposto por Ferris. 166

Fig. V.2- Leituras realizadas no Rio Platte e no
 piezômetro P₁, FERRIS (1951). 167

Fig. V.3- Gráfico $H_p/2H_o$ versus x , para o aquife-
 ro às margens do Rio Platte. 168

Fig. V.4- Gráfico Δt versus x , para o aquífero
 às margens do Rio Platte. 169

Fig. V.5- Tabela dos valores de $H_p/2H_o$ observados
 para o caso do Rio Platte, FERRIS (1951). 170

Fig. V.6- Tabela dos valores de Δt observados
 para o caso do Rio Platte, FERRIS (1951). 171

Fig. V.7- Valores da oscilação do nível d'água do
 Rio Musquodoboit computados pela solução analíti-
 ca e, observados para o poço nº 3, PINDER *et al*
 (1969). 172

Fig. V.8- Ilustração da hidrógrafa do Rio Musquod-
 oboit, PINDER *et al* (1969). 173

Fig. V.9- Esquema do aquífero simulado para efeito de comparação entre os métodos de FERRIS (1951) e PINDER <i>et al</i> (1969).	174
Fig. V.10- Hidrógrafa senoidal simulada.	175
Fig. V.11- Previsão para a variação do nível d'água no piezômetro PZ-1, pelos métodos de Ferris e de Pinder <i>et al</i> .	176
Fig. V.12- Previsão para a variação do nível d'água no piezômetro PZ-2, pelos métodos de Ferris e de Pinder <i>et al</i> .	177
Fig. V.13- Previsão para a variação do nível d'água no piezômetro PZ-3, pelos métodos de Ferris e de Pinder <i>et al</i> .	178

CAPÍTULO VI

Fig. VI.1- Hidrógrafa do Rio Paraíba do Sul, 1º período de observação.	193
Fig. VI.2- Hidrógrafa do Rio Paraíba do Sul, 2º período de observação.	194
Fig. VI.3- Hidrógrafa do Rio Paraíba do Sul, 3º período de observação.	195
Fig. VI.4- Perfil geológico da seção estudada, do	

Rio Paraíba do Sul.	196
Fig. VI.5- Tabela de valores de $H_p/2H_o$ para o Rio Paraíba do Sul.	197
Fig. VI.6- Gráfico distância x , versus $H_p/2H_o$.	198
Fig. VI.7- Simulações feitas pelo método de Pinder <i>et al</i> e, leituras de campo para o MNA-2.	199
Fig. VI.8- Simulações feitas pelo método de Pinder <i>et al</i> e, leituras de campo para o MNA-4.	200
Fig. VI.9- Simulações feitas pelo método de Pinder <i>et al</i> e, leituras de campo para o MNA-6.	201

CAPÍTULO VII

Fig. VII.1- Resumo dos valores do coeficiente de permeabilidade, determinados para o solo de fundação da barragem de Jebba na Nigéria, segundo SOLYMAR e ILOABACHIE (1986).	208
---	-----

APÊNDICE A

Fig. A.1- Componentes de uma hidrógrafa natural, WILSON (1970).	220
Fig. A.2- Situações afluyente e efluente.	221

Fig. A.3- Hidrógrafa senoidal admitida por FERRIS
(1951). 222

Fig. A.4- Hidrógrafas admitidas por COOPER E RO-
RABAUGH (1963), para $\delta = 0$ e, $\delta = 2\pi/t_0$. 223

APÊNDICE B

Listagem do programa HEAD. 226

ÍNDICE DE TABELAS

Tab. C.1- Razão $H_p/2H_o$, para aquíferos confinados, $S_t= 0,00001$	232
Tab. C.2- Razão $H_p/2H_o$, para aquíferos confinados, $S_t= 0,0001$	233
Tab. C.3- Razão $H_p/2H_o$, para aquíferos confinados, $S_t= 0,001$	234
Tab. C.4- Δt , para aquíferos confinados, $S_t= 0,00001$	235
Tab. C.5- Δt , para aquíferos confinados, $S_t= 0,0001$	236
Tab. C.6- Δt , para aquíferos confinados, $S_t= 0,001$	237
Tab. C.7- Razão $H_p/2H_o$, para aquíferos não confinados, $S_t= 0,05$	238
Tab. C.8- Razão $H_p/2H_o$, para aquíferos não confinados, $S_t= 0,175$	239
Tab. C.9- Razão $H_p/2H_o$, para aquíferos não confinados, $S_t= 0,30$	240

Tab. C.10- Δt , para aquíferos não confinados, $S_t =$ 0,05	241
Tab. C.11- Δt , para aquíferos não confinados, $S_t =$ 0,175	242
Tab. C.12- Δt , para aquíferos não confinados, $S_t =$ 0,30	243

N O T A Ç Ã O

V - volume (índices: v-vazios ; s-seco ; t-total ; g-grãos ;
a-água)

H, h- altura de coluna d'água

Q - vazão

x - eixo cartesiano perpendicular ao curso do rio.

z - eixo cartesiano crescente na direção da profundidade do a-
quífero.

y - eixo cartesiano ortogonal a x e z .

v - velocidade

g - aceleração da gravidade

t - tempo

ÁGUA:

η - viscosidade da água

γ_a - peso específico da água

ρ - massa específica da água

C_w - compressibilidade da água

M_a - massa de água

SOLO:

n - porosidade ($n = V_v / V_t$)

e - índice de vazios ($e = V_v / V_s$)

S - grau de saturação ($S = V_a / V_v$)

k - coeficiente de permeabilidade

T - coeficiente de transmissibilidade ($T = k \times d$)

d - espessura do aquífero

S_t - coeficiente de armazenamento

E - módulo de elasticidade

ν - coeficiente de Poisson

m_v - coeficiente de compressibilidade unidimensional

σ' - pressão efetiva

σ_n - pressão neutra

σ_t - pressão total

SPT- número de golpes para a penetração dos 30 cm finais do a -
mostrador padrão na sondagem à percussão.

DR- densidade relativa $(DR = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{min}}})$

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

Na análise do fluxo transiente em meios porosos, como o que ocorre nos solos, existem inúmeras incertezas e dificuldades na obtenção dos parâmetros necessários ao desenvolvimento de um projeto de engenharia. O conhecimento das características de permeabilidade do maciço é um dos fatores básicos para previsão do comportamento do solo em muitas obras civis. É fato que os métodos usuais para estimativa do coeficiente de permeabilidade conduzem sempre a uma considerável dispersão de resultados, o que acarreta sérias dificuldades na sua interpretação, influenciando diretamente tanto em relação ao dimensionamento quanto à própria concepção das obras de terra, onde o controle do fluxo de água através do solo exerce influência decisiva. Portanto, a variabilidade na estimativa do coeficiente de permeabilidade combinada às incertezas contidas nos diversos métodos de obtê-lo, faz do estudo da percolação um campo inteiramente aberto às pesquisas.

Analizando-se a metodologia correntemente utilizada na determinação do coeficiente de permeabilidade k podem ser

distinguidos dois casos:

a) A determinação indireta desse parâmetro, através de correlações com outros parâmetros do solo que influenciam ou são influenciados pelo coeficiente k (Métodos Indiretos).

b) A determinação direta do k , mediante a observação e análise de um fluxo provocado através do solo. Nesse tipo de procedimento cabe ressaltar duas modalidades: Os ensaios realizados em amostras coletadas no campo e ensaiadas em laboratório, e a determinação do coeficiente de permeabilidade realizada no próprio local em estudo ou seja, ensaios *in situ* (Métodos Diretos).

Para os solos granulares, objeto deste trabalho, os métodos indiretos fornecem dados de permeabilidade baseados na granulometria e no índice de vazios. No primeiro caso, a aproximação sómente é satisfatória para solos que apresentem granulometria uniforme. Já no segundo caso, a estimativa baseada no índice de vazios é extremamente arbitrária, por ser muito dependente de uma determinação realista do índice de vazios *in situ*, bastante difícil no caso de solos granulares.

No caso dos métodos diretos, os ensaios de laboratório são realizados em aparatos denominados perméametros, onde o fluxo através do solo pode ter carga constante (o gradiente hidráulico responsável pelo fluxo que atravessa a amostra de solo é constante durante a realização do ensaio), ou pode ter carga variável (o gradiente hidráulico varia durante

o ensaio). Em geral, para os solos granulares, é indicada a realização de ensaios de carga constante (permeâmetros de carga constante).

Também utilizado para determinação do coeficiente de permeabilidade em laboratório é o ensaio de capilaridade horizontal, onde se determina a permeabilidade do material saturando-o por capilaridade. Este ensaio é mais aplicável aos solos com predominância siltosa, sendo uma solução intermediária entre os ensaios de carga constante e variável.

Uma das desvantagens dos ensaios em laboratório é a necessidade da coleta de amostras " indeformadas ", de extrema dificuldade de obtenção em se tratando de solos granulares. Outro inconveniente destes ensaios em amostras é o fato que a determinação da permeabilidade do solo fica restrita a um único ponto. Seria necessário então, a coleta de amostras em muitos pontos do terreno à ser analisado, em profundidades diversas. Aos valores de k , assim determinados, haveria de ser dado um tratamento estatístico para estimativa de um coeficiente representativo do terreno ou a definição de regiões com distintas características de permeabilidade.

Para observação direta do coeficiente de permeabilidade podem ser ainda utilizados os ensaios realizados *in situ*. Neste grupo situam-se os ensaios realizados em furos de sondagem, poços de inspeção, trincheiras e os ensaios efetuados em poços perfurados para esta finalidade, com a utilização de bomba de recalque.

Os ensaios de campo são normalizados pela ABGE (Associação Brasileira de Geologia de Engenharia) e a teoria na qual estão baseados os cálculos do coeficiente de permeabilidade é devida a HVORSLEV (1951) e ZANGAR (1953). Esses ensaios são classificados, conforme a maneira de realização, em ensaios a nível constante e ensaios a nível variável, além do diferencial de pressão, se positivo carga ou negativo descarga, aplicado ao aquífero. A classificação e nomenclatura dos ensaios proposta pela ABGE são apresentadas no Capítulo II.

Entre os vários fatores condicionantes da validade dos ensaios *in situ* destaca-se o regime de escoamento, que deve ser permanente de maneira a permitir o uso das fórmulas adotadas.

O regime de escoamento é controlado no campo através das medidas de vazão durante a execução dos ensaios. Quando estas vazões permanecem constantes ao longo do tempo, pode-se dizer que foi atingido o regime permanente ou estacionário de escoamento.

O regime permanente é atingido rapidamente em trechos ensaiados abaixo do nível do lençol d'água local, onde o solo se encontra saturado. Já em trechos ensaiados situados acima do nível d'água do aquífero é preciso dar mais atenção ao tempo envolvido no ensaio afim de se atingir o regime permanente, o que nem sempre é possível. Desta forma, a confiabilidade do valor de k determinado para os casos de so-

los parcialmente saturados é bem menor.

Deve-se também considerar as limitações das fórmulas utilizadas para o cálculo desses ensaios visto que muitas delas são empíricas. Ainda sob o aspecto de aplicabilidade das fórmulas, merece atenção a simplificação de se considerar o solo ensaiado como um material homogêneo e isotrópico, onde permanece válida a lei de Darcy.

Apesar de ser um procedimento largamente difundido em geotecnia, para determinação do coeficiente de permeabilidade k , os ensaios de campo trazem uma série de simplificações que distanciam o valor estimado do valor real. Além das imprecisões na determinação dos fatores de forma, ainda observam-se perdas hidráulicas próximas ao furo, alterando o valor do coeficiente de permeabilidade obtido através de ensaios de campo. Os resultados dos ensaios também são influenciados pelas perturbações impostas ao solo durante o avanço do processo de perfuração.

Muitas das hipóteses feitas na busca de uma metodologia mais confiável para a determinação de k podem ser eliminadas usando-se a observação direta das variações dos níveis do aquífero na natureza, em verdadeira grandeza. Neste caso, o valor obtido para o coeficiente de permeabilidade do maciço será um valor médio representativo onde todas as variáveis já estarão embutidas.

O estudo da cheia de um rio e a conseqüente influência dessa nos níveis d'água dos depósitos aluvionares permeáveis

marginais, pode trazer grandes contribuições para a determinação de características hidrogeotécnicas desses depósitos.

Verifica-se através de piêzômetros(*) instalados nas margens, que quando o nível de um rio flutua, uma onda é transmitida através do aquífero, sendo a sua influência sobre o nível d'água local decrescente com a distância à margem do rio.

Para avaliação desse fenômeno, utilizar-se-á neste trabalho a equação diferencial que rege o fluxo transiente da água através dos meios porosos e suas soluções para algumas condições iniciais e de contorno.

Do registro de níveis e tempos em piezômetros, é possível a obtenção de melhores informações sobre as características de permeabilidade do maciço poroso, utilizando-se as características específicas de cada sistema rio-aquífero quando da solução da equação diferencial para as diversas condições iniciais e de contorno.

(*) Por piezômetro entende-se um aparato introduzido no solo com a extremidade porosa cercada por areia, assumindo-se esta extremidade como tendo permeabilidade infinita.

Salienta-se uma vez mais que o procedimento proposto não onera nem o projeto, como um todo, nem a etapa das investigações geotécnicas, já que são utilizados apenas equipamentos extremamente simples, como piezômetros e registradores de nível d'água. Espera-se portanto, que esta pesquisa amplie os conhecimentos do engenheiro sobre o estudo dos solos, fornecendo dados mais realistas para que os respectivos projetos sejam cada vez mais aprimorados.

CAPÍTULO II

MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

II.1: Generalidades

Os fundamentos da hidráulica teórica definem que um fluxo de água pode assumir dois estados, no que concerne ao movimento de suas partículas:

a) Fluxo laminar, quando cada uma das partículas tem sua trajetória definida e nunca intercepta a trajetória das outras.

b) Fluxo turbulento, quando as trajetórias são irregulares, interceptando-se randômicamente.

A lei que define o tipo de estado num determinado fluxo é devida a Osborne Reynolds, VENNARD (1975) e foi obtida experimentalmente. Reynolds observou que abaixo de uma determinada velocidade das partículas do fluido, o fluxo em condutos tendia a tornar-se laminar. Reynolds considera esta velocidade inversamente proporcional ao diâmetro do tubo e propôs a seguinte expressão para qualquer fluido em movimento em qualquer sistema de unidades:

$$v_c \cdot D \cdot \gamma_a / \eta \cdot g = 2000$$

Onde :

D= diâmetro do tubo

g= aceleração da gravidade

v_c = velocidade crítica

η = viscosidade da água à 20° C

Na expressão acima 2000 é o número de Reynolds para o limite inferior da velocidade crítica v_c . Para o fluxo onde a velocidade das partículas é menor que a velocidade crítica v_c , fica estabelecido o regime laminar de escoamento. Para velocidades maiores que v_c , fica caracterizada a passagem para o regime turbulento.

O fluxo de água livre através dos poros dos solos (que em geral, possuem diâmetro reduzido) tem características de fluxo laminar, salvo nos casos de solos de granulação muito grossa, onde pode ser estabelecido um fluxo turbulento. Para os propósitos deste trabalho, admite-se que o fluxo através das fundações e pelo maciço das barragens de terra, salvo nos enrocamentos, é um fluxo laminar, sendo aplicável a lei de Darcy.

A lei experimental desenvolvida por Darcy, TAYLOR (1966), correlaciona a velocidade aparente das partículas do fluido com o gradiente hidráulico, através da expressão :

$$v = k \cdot i \quad (\text{eq. II.1})$$

Onde :

$i = \Delta H / \Delta L$, gradiente hidráulico

$k =$ coeficiente de proporcionalidade

O gradiente hidráulico i é a variação da carga total H (energia total, expressa em termos de coluna d'água) que provoca o fluxo, em relação a trajetória L , percorrida pelo fluxo em determinada direção.

Como o fluxo que escoar através dos vazios do solo sofre grandes variações em sua trajetória, devido ao tamanho irregular de seus poros, define-se a proporcionalidade de Darcy para a velocidade aparente do fluxo v , considerando a área total, sem descontar a área ocupada pela parte sólida por onde não ocorre o fluxo.

A velocidade real do fluxo pode ser relacionada à velocidade aparente através de :

$$v_{\text{real}} = v/n \quad (\text{eq. II.2})$$

Considerando um fluxo tridimensional, a lei de Darcy pode ser generalizada fornecendo as expressões :

$$v_x = -k_x \cdot \partial H / \partial x \quad (\text{eq. II.3})$$

$$v_y = -k_y \cdot \partial H / \partial y \quad (\text{eq. II.4})$$

$$v_z = -k_z \cdot \partial H / \partial z \quad (\text{eq. II.5})$$

onde a carga total H é dada por :

$$H = h_p + h_e \quad (\text{eq. II.6})$$

onde:

h_p , é a carga piezométrica, expressa como altura da coluna d'água que resultaria numa pressão igual à pressão aplicada pela água neste ponto, isto é:

$$h_p = \sigma_n / \gamma_a \quad (\text{eq. II.7})$$

σ_n , é a pressão neutra no elemento considerado, admitindo-se o fluido como incompressível.

γ_a , é o peso específico da água.

h_e , é a elevação do elemento do fluido, contada a partir de

um referencial arbitrado, que traduz o potencial gravitacional do elemento em questão.

O sinal negativo nas expressões de Darcy indica que a velocidade é medida positivamente na direção da pressão decrescente.

Em mecânica dos solos, as constantes k_x , k_y , k_z são chamadas coeficientes de permeabilidade do solo, sendo expressas por:

$$k_x = \gamma_a \cdot K_x / \eta \quad (\text{eq. II.8})$$

$$k_y = \gamma_a \cdot K_y / \eta \quad (\text{eq. II.9})$$

$$k_z = \gamma_a \cdot K_z / \eta \quad (\text{eq. II.10})$$

onde o coeficiente K é uma função sómente do meio poroso, γ_a é o peso específico da água e η a sua viscosidade ambos na temperatura de 20°.

Na prática de engenharia, o coeficiente de permeabilidade do solo é k (membro esquerdo das equações acima), onde as características do meio e do fluido são levadas em consideração implicitamente.

A determinação do coeficiente de permeabilidade k , para fins práticos, é feita através de experimentos, isto é, pela simulação de um fluxo através do meio poroso observado e analisado.

Dentre os fatores dos quais depende o coeficiente de permeabilidade dos diversos tipos de solo, incluem-se características do solo (índice de vazios, distribuição granulométrica, composição mineralógica, grau de saturação, etc.) e, características do fluido (viscosidade, peso específico, etc.).

II.2: Métodos para a obtenção do k

Os métodos para estimativa do coeficiente de permeabilidade k podem ser classificados em:

- a) Indiretos, quando utiliza-se outras propriedades do solo para a previsão do coeficiente de permeabilidade tais como a granulometria, o coeficiente de adensamento, etc.
- b) Diretos, quando utiliza-se a simulação de fluxo, através de amostras em laboratório ou através do próprio maciço (ensaios de campo ou *in situ*).

As características, vantagens e desvantagens de cada um dos procedimentos foram discutidas no Capítulo I.

II.3: Métodos Indiretos

Embora não seja objeto deste trabalho, uma maneira indireta de se determinar a permeabilidade dos solos finos é através do ensaio de adensamento realizado em amostras indeformadas. A determinação é feita em cada estágio de carregamento, definindo uma relação linear entre o logaritmo do coeficiente de permeabilidade e o índice de vazios correspondente ao final do estágio, toma-se para o cálculo de k a expressão:

$$k = m_v \cdot C_v \cdot \gamma_a \quad (\text{eq. II.11})$$

onde m_v é o índice de compressibilidade do solo e C_v o coeficiente de adensamento. A figura II.1 mostra uma curva típica deste procedimento.

Para os solos granulares, que constituem os aquíferos que serão estudados neste trabalho, uma forma indireta para obtenção de k foi proposta por Allen Hazen, TAYLOR (1966). Hazen, analisando filtros de areia, propôs uma aproximação para o coeficiente de permeabilidade baseada na granulometria destes materiais:

$$k = 100 D_{10}^2 \quad (\text{eq. II.12})$$

onde D_{10} corresponde ao valor do diâmetro equivalente, na curva granulométrica do material, abaixo do qual existem 10 % de material em peso, ou seja corresponde a 10 % de material passando. O coeficiente de permeabilidade k é dado em cm/s.

As observações de Hazen foram realizadas em amostras de areia, cujos diâmetros efetivos se situavam na faixa de 0.1 a 3 mm, tendo coeficientes de desuniformidade menores que 5, denotando areias uniformes. O coeficiente 100 é uma média de muitos valores num intervalo entre 41 e 146, onde a maior frequência se deu para a faixa situada entre 81 e 117. Torna-se claro, que a fórmula empírica de Hazen sómente pode ser aceita como uma aproximação do coeficiente de permeabilidade, no caso de areias uniformes.

Existem outras fórmulas, baseadas na granulometria de areias, de autores alemães como Sichardt e Beyer para estimativa da permeabilidade (WEBER e RAPPERT, 1966).

Outra maneira de se estimar o coeficiente de permeabilidade, indiretamente, é dada por TAYLOR (1966), que apresenta algumas tentativas de aproximar o coeficiente k , das areias, a funções unicamente do índice de vazios, e . A figura II.2 mostra a proporcionalidade de k com as funções $e^3/1+e$ e, com e^2 . Ressalta-se que, as determinações feitas pelos métodos indiretos servem apenas para aproximações, necessitando-se de estudos mais apurados para a definição do coeficiente de permeabilidade do solo em estudo.

II.4: Métodos Diretos

Neste grupo situam-se os ensaios realizados em amostras levadas ao laboratório ou realizados diretamente no maciço em estudo ou seja, *in situ*.

II.4.1: Ensaaios de laboratório:

Os ensaios de laboratório são realizados em aparatos denominados permeâmetros. Os mais comuns são:

- a) Ensaaios de carga constante,
- b) Ensaaios de carga variável,
- c) Ensaaios de capilaridade horizontal.

Os ensaios de carga constante e variável diferem quanto ao diferencial hidráulico aplicado à amostra de solo. No primeiro caso este diferencial ou gradiente é constante, medindo-se a vazão durante o experimento. No segundo, o gradiente é variável com o tempo, tomando-se medidas de alturas e intervalos de tempo.

O ensaio de capilaridade horizontal é realizado também em permeâmetros, observando-se um fluxo horizontal através da

amostra de solo provocado por forças de capilaridade.

Uma descrição suscinta dos três tipos de ensaios relacionados acima é apresentada a seguir:

a) Ensaio no permeâmetro com carga constante:

A figura II.3 mostra um esquema do permeâmetro de carga constante. O ensaio é realizado sempre sob o regime permanente de escoamento, devendo-se assegurar a saturação total da amostra. A determinação do coeficiente de permeabilidade em amostras parcialmente saturadas tende a fornecer valores inferiores deste parâmetro.

Durante a realização do ensaios são medidas a vazão constante Q , que atravessa a amostra, e a temperatura da água que altera suas propriedades físicas. Adota-se para os cálculos do ensaio a temperatura padrão de 20° .

Tomando-se a vazão Q , medida durante o ensaio, e aplicando-se a lei de Darcy tem-se:

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

$$i = \Delta H / \Delta L \text{ ou seja,}$$

$$k = QL/HA \quad (\text{eq. II.13})$$

onde A , é a área total da amostra de solo atravessada pelo fluxo.

O ensaio de carga constante deve ser utilizado, preferencialmente, em amostras de solos granulares com permeabilidade alta. Como é extremamente difícil a coleta de amostra indeformada deste material, o ensaio é realizado com alguns valores de índices de vazios da areia e o coeficiente k é estimado através de correlações com o índice de vazios. O valor de k a ser adotado como representativo do maciço é então obtido a partir do índice de vazios atribuído ao solo *in loco*, por interpolação entre os valores simulados no laboratório.

O resultado destes testes realizados no permeâmetro geralmente são apresentados sob a forma de gráficos, onde se expressa o coeficiente de permeabilidade k como função do índice de vazios. A figura II.5 mostra que a relação é aproximadamente linear e pode ser tomada com $e^3/1+e$, $e^2/1+e$, e com e^2 . A relação $k \times e^3/1+e$ é considerada por LAMBE (1951), a que melhor expressa a variação do coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios no caso de solos granulares.

b) Ensaio no permeâmetro com carga variável:

É mostrado na figura II.4 um desenho esquemático de um permeâmetro de carga variável. Como no caso anterior, este ensaio é também realizado após ser instaurado o regime permanente de escoamento, sendo necessário saturar-se totalmente a amostra de solo, expulsando todo o ar dos vazios.

Durante a evolução do ensaio são observados o nível d'água decrescente, e intervalos de tempo correspondentes a estas variações do nível d'água.

Tomados as alturas (H_0 , H_1) e os tempos correspondentes (t_0 , t_1) contados a partir do início do ensaio, após atingida a saturação da amostra, calcula-se o coeficiente de permeabilidade do solo através da lei de Darcy, igualando-se a vazão no tubo, de seção transversal de área a , à vazão que percola pela amostra de solo, isto é:

$$-a \cdot dH/dt = k \cdot H/L \cdot A$$

Onde A é a área da seção transversal da amostra ensaiada.

Integrando-se, obtém-se:

$$-a \int_{H_0}^{H_1} dH/H = k \cdot A/L \int_0^t dt \quad e,$$

$$k = (a \cdot L/A \cdot t_1) \cdot (\ln H_0/H_1) \quad \text{ou,}$$

$$k = (2.3 a.L/A.t_1) \cdot (\log H_0/H_1) \quad (\text{eq. II.14})$$

Este procedimento é recomendável quando se tratar de solo fino pouco permeável, pois utilizando o ensaio anteriormente descrito, de carga constante, neste material as vazões apreciadas seriam muito pequenas. Isto se deve a baixa velocidade de percolação através da amostra de solo fino, salientando-se também, o efeito da evaporação que nestes casos pode exercer influência considerável. Existe ainda, no caso de solos finos, o permeâmetro tipo Mitchell que satura a amostra por contra pressão através de ar comprimido (SILVEIRA, 1979). Para os ensaios de carga variável a preocupação maior reside na observação da ocorrência de fenômenos capilares no tubo fino, de área a , que podem levar a erros nas leituras das alturas H_0 e H_1 .

c) Ensaio de capilaridade horizontal;

Esta modalidade de ensaio de laboratório é indicada para os casos de solos com predominância siltosa, podendo ser interpretado como de utilização intermediária entre os ensaios no permeâmetro de carga constante e de carga variável.

O ensaio é realizado através da observação da saturação de uma amostra, considerada seca, por capilaridade. Deve-se ter cuidados adicionais pois é difícil assegurar a plena saturação da amostra do solo por este processo e, como é sabido, o grau de saturação tem influência sobre o valor de

k, sub avaliando-o em relação ao valor real.

O aparato mostrado em esquema na figura II.6, permite a realização do ensaio. Considera-se que a distribuição do índice de vazios é constante para toda a amostra ensaiada.

Sendo A, a área da seção transversal da amostra e, n sua porosidade. Observa-se a evolução da linha de saturação no interior da amostra colocada em um tubo de vidro. Neste caso, a energia devida à tensão superficial que aparece entre o solo e a água, proporcional ao diâmetro dos vazios, é a responsável por este fenômeno.

Na figura II.6 no ponto O, a carga de elevação é $-h_o$, a piezométrica é $+h_o$ e carga total H_o é igual a zero. No ponto O', a carga de elevação é $-h_o$, a piezométrica é $-h_c$ e a total é, $H_o' = -(h_o+h_c)$, sendo a perda de energia entre os dois pontos O e O', igual a :

$$H = h_o + h_c$$

Os piezômetros colocados nos pontos O e O' mostram as respectivas colunas d'água, que diferem em $H = h_o + h_c$, isto será válido se prevalecer a lei de Darcy para qualquer valor de x e, se for admitida a saturação total do material. Segue que :

$$n.v_r = k.i$$

$n.dx/dt = k.(h_c+h_o)/x$, expressando a velocidade em função da trajetória do fluxo.

Considerando dois pontos x_1 e x_2 , observados respectivamente nos tempos t_1 e t_2 e, integrando-se nestes limites obtém-se :

$$(x_2^2 - x_1^2)/(t_2 - t_1) = 2k.(h_c+h_o)/n \quad (\text{eq. II.15})$$

Mostrando existir uma relação não linear entre a extensão saturada x e o tempo t .

Observando-se os valores de x e t a medida que a frente de saturação avança, pode-se traçar o gráfico x^2 versus t como exemplificado na figura II.7, obtendo-se uma reta cuja inclinação expressa o lado esquerdo da equação II.15.

Torna-se, então, necessária uma outra equação para que se tenha a solução deste problema, visto que existem duas incógnitas a serem determinadas h_c e k . Para tal realiza-se outro estágio do ensaio aumentando-se o valor de h_o .

O ensaio seria então conduzido da seguinte forma:

-1º estágio: Estará concluído quando a amostra estiver com

50% de sua extensão saturada por capilaridade.

-2º estágio: A amostra será então submetida a um valor maior de h_0 e novas leituras de x e t serão realizadas.

O resultado dos dois estágios fornece o número de equações para a solução do problema determinando-se h_0 e k .

II.4.2: Ensaio de campo

No campo, os ensaios são realizados geralmente, em função do programa de investigações geotécnicas utilizando-se os furos de sondagem, poços de inspeção e as cavas ou trincheiras. A nomenclatura usada para a designação dos diversos tipos de ensaios de campo é devida a ABGE, que os classifica segundo o diferencial de pressão aplicado em:

a) Ensaio de nível constante:

a1) Ensaio de infiltração: Quando a pressão hidráulica aplicada ao solo é constante e positiva. Podem ser realizado em furos de sondagem, poços de inspeção ou cavas sem o auxílio de bomba injetora, em trechos acima ou abaixo do nível d'água local.

a2) Ensaio de bombeamento: Quando a pressão hidráulica aplicada é constante e negativa. Podem ser realizados em sondagens e poços de inspeção e é necessário a utilização de bomba de recalque. Este ensaio só admite ser efetuado

nos trechos saturados do maciço, ou seja abaixo do nível d'água local.

b) Ensaios de nível variável:

b1) Ensaio de Rebaixamento: Quando a pressão hidráulica aplicada ao solo é variável e positiva. Podem ser realizados em sondagens e poços sem auxílio de bombas e em trechos acima ou abaixo do nível d'água local.

b2) Ensaio de Recuperação: Quando a pressão aplicada ao trecho ensaiado é variável e negativa. É necessária a utilização de bomba e só podem ser realizados em trechos de sondagens ou poços que estejam abaixo do nível d'água local.

Cabe ainda ressaltar na prática de ensaios de campo:

c) Ensaios de bombeamento em poços totalmente penetrantes: Neste ensaio o poço é perfurado de forma a atravessar totalmente o aquífero em estudo, tomando-se no cálculo da área de infiltração a espessura total do aquífero, e não apenas um trecho com nos casos descritos anteriormente.

d) Ensaio em cavas ou Ensaio Matsuo: Este ensaio foi especialmente desenvolvido, MATSUO (1953), para cavas de forma regular, é realizado com aplicação de diferencial hidráulico constante positivo, assemelhando-se ao ensaio de infil-

tração.

O trabalho de HVORSLEV (1951) foi o pioneiro na determinação da permeabilidade de solos obtida *in situ*, baseando sua teoria na observação do tempo necessário para a equalização das pressões dentro e fora de um piezômetro.

A figura II.8 mostra o esquema usado na definição da equação básica admitida por Hvorslev. Definindo-se F , como um fator de forma função da área de infiltração do fluxo, pode-se determinar a vazão de entrada, no piezômetro, num determinado tempo t , através da equação:

$$Q = k \cdot F \cdot H \quad \text{ou}$$

$$Q = F \cdot k \cdot (z - y)$$

O volume admitido no furo seria dado por:

$$Q \cdot dt = A \cdot dy \quad \text{ou}$$

$$dy / (z - y) = (F \cdot K / A) \cdot dt$$

O volume total V , para a equalização das pressões é:

$$V=A.H$$

Considerando que :

$$T=V/Q$$

então,

$$T=A.H/(F.k.H) \quad \text{ou}$$

$$T=A/(F.k)$$

Fazendo-se as substituições necessárias chega-se a expressão seguinte para a equação diferencial deste fluxo mostrado na figura II.8:

$$dy/(z-y)=(F.k/A).dt \quad (\text{eq. II.16})$$

Ao fator T, Hvorslev deu a denominação de *basic time lag* . Para uma carga constante H, responsável pelo fluxo e para uma vazão também constante Q, pode-se calcular o coeficiente de permeabilidade k pela expressão :

$$k=Q/(F.H)$$

Onde F é o fator de forma de Hvorslev que pode ser calculado através da solução da equação II.16 para as variadas condições iniciais e de contorno ou usando-se o conceito do *basic time lag*.

Na figura II.9 estão resumidos alguns casos possíveis de fluxos em poços ou furos feitos no terreno, com a formulação necessária ao cálculo dos coeficientes de permeabilidade k_v e k_h , na direção vertical e horizontal respectivamente.

Caso A: fluxo pelo fundo do furo com fronteira impermeável;

Caso B: fluxo pelo fundo do furo em solo uniforme permeável;

Caso C: fluxo através de solo acumulado dentro do furo, com fronteira impermeável;

Caso D: fluxo através de solo acumulado dentro de furo feito em solo uniforme permeável;

Caso E: fluxo pelo fundo e área lateral do furo, com fronteira impermeável;

Caso F: fluxo pelo fundo e área lateral em solo uniforme permeável.

Hvorslev chama especial atenção para o cálculo dos fatores de forma pois, em alguns casos a solução matemática da

equação diferencial não foi possível e, a determinação do fator de forma foi obtida experimentalmente. Ressalta-se também a influência de perturbações inerentes à perfuração, sedimentação ou remoção de partículas finas do material, acumulação de bôlhas de ar, como fontes de erro na determinação do coeficiente de permeabilidade. Na formulação apresentada na figura II.9 é assumido que o aquífero permeável é de espessura infinita, que os coeficientes k_v e k_h são constantes, que as perdas hidráulicas são irrisórias e que, nos casos D e E o coeficiente de permeabilidade do solo que se encontra dentro do furo k_v' é que governa o fluxo.

a) Ensaio de nível constante:

a₁) Ensaio de infiltração:

O nível d'água é elevado até a boca do furo de sondagem ou poço por adição de água limpa e, mantido constante durante a realização do ensaio, mediante alimentação permanente. A vazão admitida no furo ou poço é medida a intervalos pré estabelecidos de tempo.

É aconselhado o traçado da curva vazão x tempo para garantir o estabelecimento do regime permanente, antes da adoção do valor da vazão a ser utilizada no cálculo do coeficiente de permeabilidade.

a₂) Ensaio de Bombeamento:

Neste ensaio a água é bombeada do furo ou poço até que se

estabeleça uma vazão constante capaz de manter o nível d'água dentro do furo estável, abaixo do nível d'água local. Este procedimento sómente pode ser usado nos trechos ensaiados que se situam abaixo do nível d'água.

Para garantir o regime permanente, premissa básica para o cálculo do coeficiente de permeabilidade, é aconselhável o traçado de curvas vazão x tempo e rebaixamento x tempo, que possibilitam a observação da estabilização do nível d'água e a correspondente vazão, dado necessário para a estimativa de k .

O cálculo do coeficiente de permeabilidade baseado nos ensaios de carga constante proposto pela ABGE é originário do trabalho de ZANGAR (1953), onde a área de infiltração é expressa através de um coeficiente C , denominado coeficiente de condutividade. C será igual a C_u quando o solo ensaiado não estiver totalmente saturado e, será igual a C_s , caso o trecho ensaiado se situe abaixo do nível d'água ou seja totalmente saturado. A figura II.10 reproduz o ábaco de Zangar para o cálculo do coeficiente de condutividade.

Nas figuras II.11 e II.12 são apresentados os esquemas de campo e o formulário para os ensaios de infiltração realizados em furos de sondagem e poços de inspeção. As figuras II.13 e II.14 mostram os ensaios de bombeamento efetuados em furos de sondagem e poços de inspeção respectivamente.

Nas fórmulas apresentadas, ABGE (1981), H é a diferença de carga total existente entre o exterior e o interior do furo

de raio r , nos ensaios com área lateral de infiltração a altura do trecho lateral é designada por L , os demais símbolos estão explicitados nas figuras correspondentes aos ensaios.

b) Ensaios de carga variável:

b₁) Ensaio de rebaixamento:

O ensaio de rebaixamento consiste em acompanhar-se a descida do nível d'água dentro do furo de sondagem ou poço de inspeção, que foi previamente elevado até a boca do furo e então, interrompido o fornecimento.

O coeficiente de permeabilidade neste caso, é calculado tomando-se tempos t , e níveis H , dentro do furo ou poço a intervalos pré estabelecidos. A ABGE recomenda que se mantenha o nível d'água na boca do furo por cerca de 10 minutos, antes de se iniciar o rebaixamento, para se tentar assegurar, ao máximo, que o solo esteja saturado, caso o trecho ensaiado situe-se acima do nível d'água local. Na figura II.15 é mostrado o esquema e a formulação necessária para o cálculo do coeficiente de permeabilidade através deste tipo de ensaio efetuado em furos de sondagem, na figura II.16 tem-se este ensaio realizado em poços de inspeção.

b₂) Ensaio de recuperação:

O ensaio de recuperação é realizado esgotando-se por bombeamento o furo de sondagem ou poço até que o nível d'água

atinga uma cota inferior à cota do nível água local, este bombeamento deve ser mantido até ser atingido o regime permanente de escoamento. Isto ocorre quando a vazão Q , e o nível H dentro do furo são constantes.

Após a estabilização do nível dentro do furo ou poço, é cessado o bombeamento e, acompanha-se a recuperação do nível original do furo. O coeficiente de permeabilidade é calculado em função das medições tomadas da recuperação do nível água H e, dos intervalos de tempo observados. A figura II.17 mostra o procedimento para o cálculo de k para o ensaio realizado em furos de sondagem e, a figura II.16 mostra o procedimento para o caso de poços de prospecção.

Este grupo de ensaios de carga constante e variável, normalizados pela ABGE, realizados em furos de sondagem ou poços de prospecção tem como característica comum serem ensaios onde a determinação do coeficiente k , fica restrita à região em torno do ponto ensaiado. Esta característica, inerente ao tipo de investigação geotécnica associada, é devida ao fato destes ensaios não promoverem fluxo ao longo de toda a espessura do aquífero em estudo e sim, apenas pelo fundo do furo ou pelo fundo e área lateral.

A escolha entre os tipos de ensaios apresentados é condicionada à disponibilidade de equipamentos, o que normalmente faz recair a escolha sobre os ensaios de carga positiva, infiltração e rebaixamento. O tipo de material de que se constitui o sub solo é fator condicionante também, da escolha do tipo de ensaio. Deve-se atentar ainda, a possibili-

dade de ocorrência de desmoronamento das paredes laterais e, limitar o uso dos ensaios de carga negativa (bombeamento e recuperação) aos trechos dos furos ou poços que estejam abaixo do nível d'água.

c) Ensaio de bombeamento em poços totalmente penetrantes:

A principal vantagem deste tipo de ensaio sobre os anteriormente apresentados, é o fato de se considerar o fluxo d'água através de toda a espessura do aquífero ensaiado. Para tal, é necessário que o ensaio seja realizado em um poço que penetre toda a espessura do aquífero. Estabelecendo-se então, um rebaixamento do nível d'água local em regime estacionário e, determinando-se a vazão Q .

Para observação da evolução do nível d'água posicionam-se, estrategicamente, dois ou mais piezômetros próximos ao poço.

Este ensaio proposto por THEIM & THEIS (1935), admite para o cálculo do coeficiente de permeabilidade a lei de Darcy e também, a lei de Dupuit que considera o gradiente hidráulico constante para toda a espessura do aquífero e, numericamente igual à inclinação da superfície freática formada pelo bombeamento. Observando-se a figura II.18 é possível obter-se o valor de k através da seguinte formulação matemática:

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot H \cdot k \cdot dH/dr$$

$$Q \int_{r_1}^{r_2} dr/r = 2 \cdot \pi \cdot k \cdot \int_{H_1}^{H_2} H dH$$

$$Q \cdot \ln(r_2/r_1) = \pi \cdot k \cdot (H_2^2 - H_1^2)$$

logo:

$$k = \{2,3 \cdot Q \cdot \log(r_2/r_1)\} / \{\pi \cdot (H_2^2 - H_1^2)\}$$

Nota-se que o valor de k, assim estimado, representa um valor médio de todo o aquífero e não, apenas de um ponto como no caso dos ensaios efetuados em furos de sondagem e poços de prospecção. O custo deste ensaio certamente é mais elevado do que daqueles feitos em sondagens pois, o poço deve ser perfurado em toda a extensão do aquífero, devem ser instalados piezômetros de observação e, utiliza-se bomba de recalque visto que, o ensaio é realizado com diferencial constante negativo de carga hidráulica.

d) Ensaios em cavas ou Ensaio Matsuo:

Esta modalidade de determinação do coeficiente de permeabilidade foi desenvolvida por MATSUO (1953), especialmente para aplicação em cavas rasas de forma regular e, seção transversal trapezoidal. O ensaio é realizado com aplicação de diferencial hidráulico constante e positivo ou seja, ensaio de infiltração, sempre para cotas acima do nível d'água.

A realização do ensaio é feita em duas etapas, na primeira a cava tem dimensões $B \times L$, como mostra a figura II.19. A cava é cheia com água até o nível do ensaio e alimentada ininterruptamente para que o nível permaneça constante, a vazão Q_1 constante é então determinada. Aconselha-se o traçado do gráfico que relaciona as vazões absorvidas pelo solo com o tempo para assegurar o estabelecimento do regime estacionário. A segunda etapa consiste em se fazer a mesma operação contudo, alterando-se a geometria da cava. Essa passa a ter um comprimento maior e uma nova determinação da vazão Q_2 , é realizada.

As fórmulas para o cálculo de k , estão apresentadas na figura II.19. É recomendada a execução de um furo à trado próximo a cava para a determinação do nível d'água do terreno.

Neste ensaio são necessários cuidados especiais com a evaporação, que pode ser expressiva devido a extensão da superfície de água exposta. Este fato pode acarretar erros nas determinações das vazões admitidas. A quantificação da vazão evaporada é feita através da taxa de evaporação (volume evaporado de um volume conhecido, dividido pelo intervalo de tempo considerado e pela área da superfície exposta) e, seu efeito deve ser descontado das vazões medidas Q_1 e Q_2 .

O presente trabalho propõem-se a somar a estas práticas habituais de determinação do coeficiente de permeabilidade, um método capaz de determinar esse coeficiente através de um ensaio de campo baseado na observação das variações do

nível d'água do próprio aquífero. Obtendo-se, desta forma, informações que além de representativas de toda a massa de solo, ainda tem como vantagem a observação em verdadeira grandeza do fenômeno, não sendo necessária a simulação do fluxo. Relevando-se, também, a extrema facilidade de execução e, o baixíssimo custo deste procedimento que é apresentado nos capítulos que se seguem.

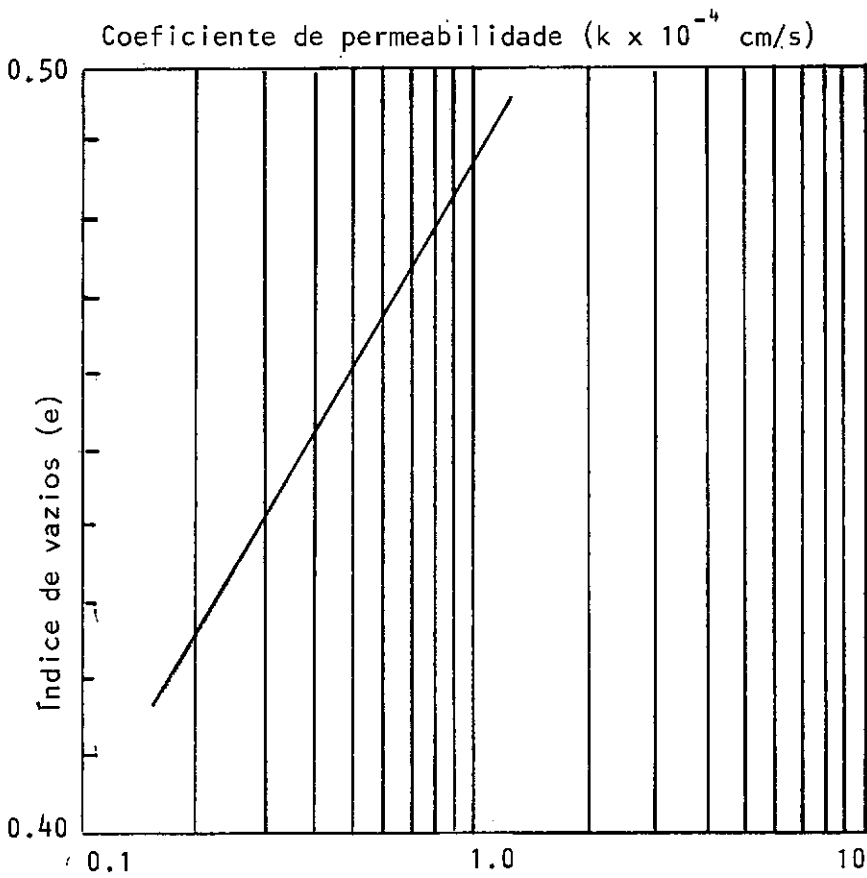


Fig. II.1 - Estimativa do coeficiente de permeabilidade k , para os solos finos, através do ensaio de adensamento

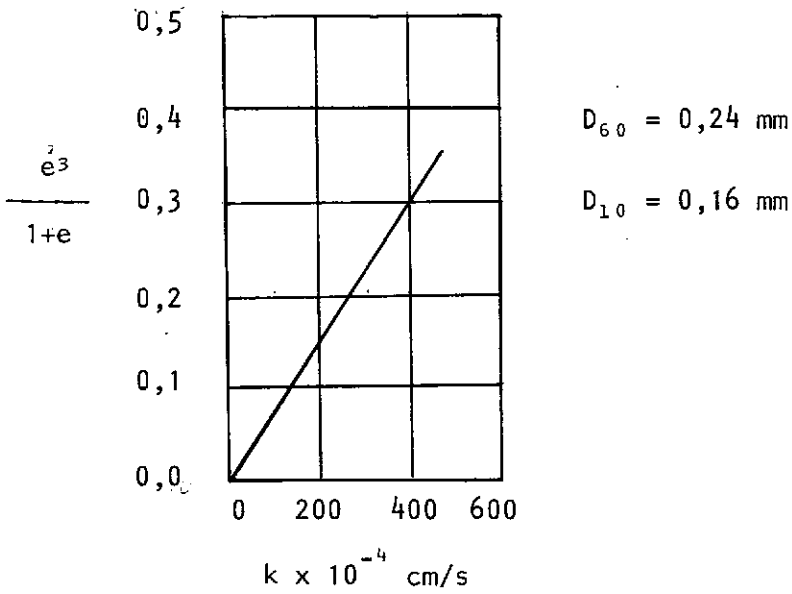
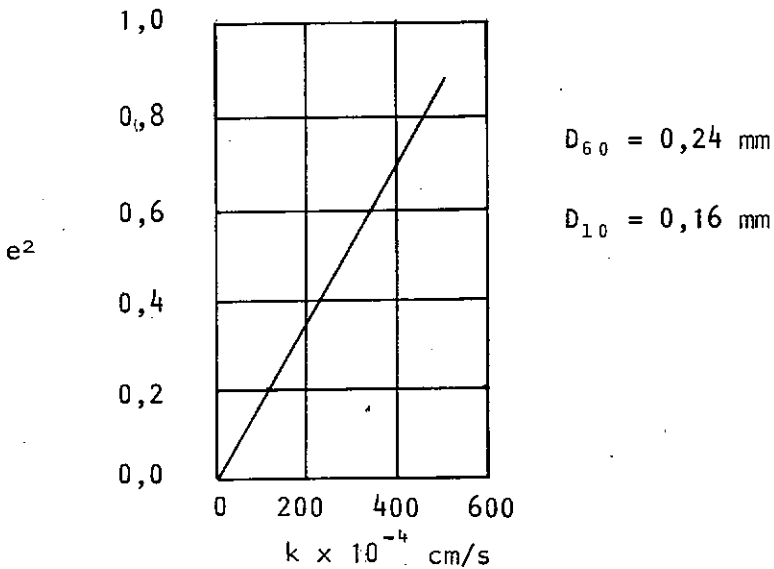
(a) $k \times e^3 / 1 + e$ (b) $k \times e^2$ 

Fig. II.2 - Verificação experimental da proporcionalidade esperada entre k e funções do Índice de vazios das areias, TAYLOR (1966)

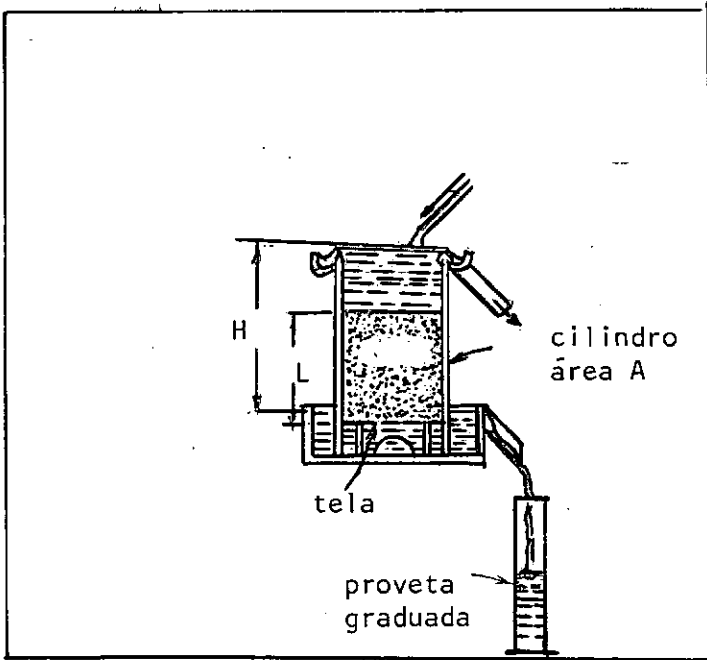


Fig. II.3 - Permeâmetro de carga constante

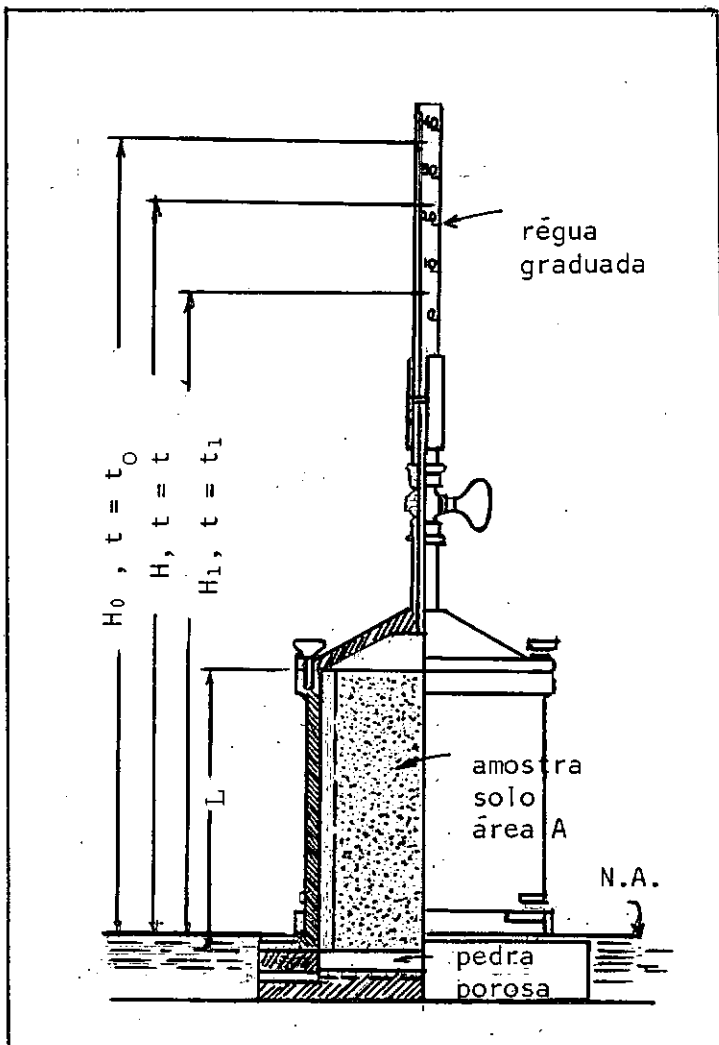


Fig. II.4 - Permeâmetro de carga variável

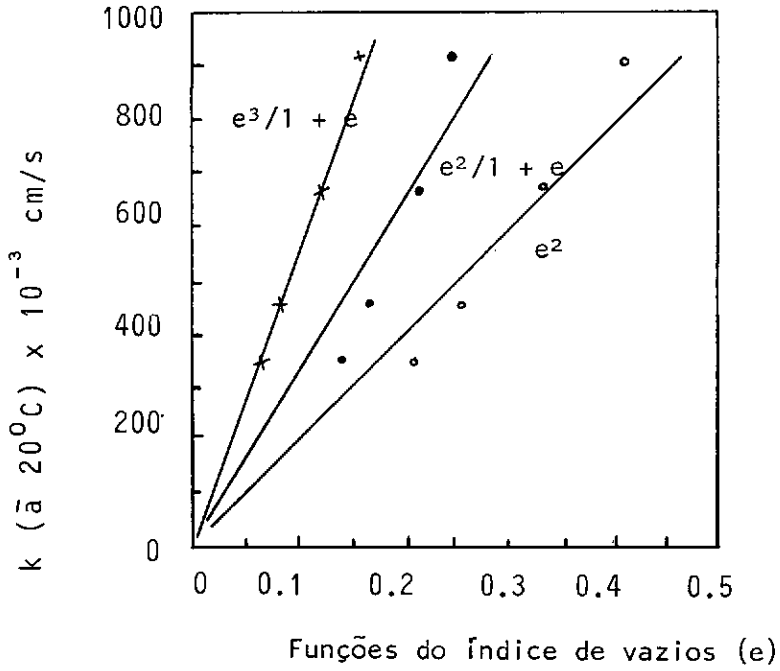


Fig. II.5 - Coeficiente de permeabilidade (k), obtido no permeâmetro x funções do índice de vazios (e), LAMBE (1951)

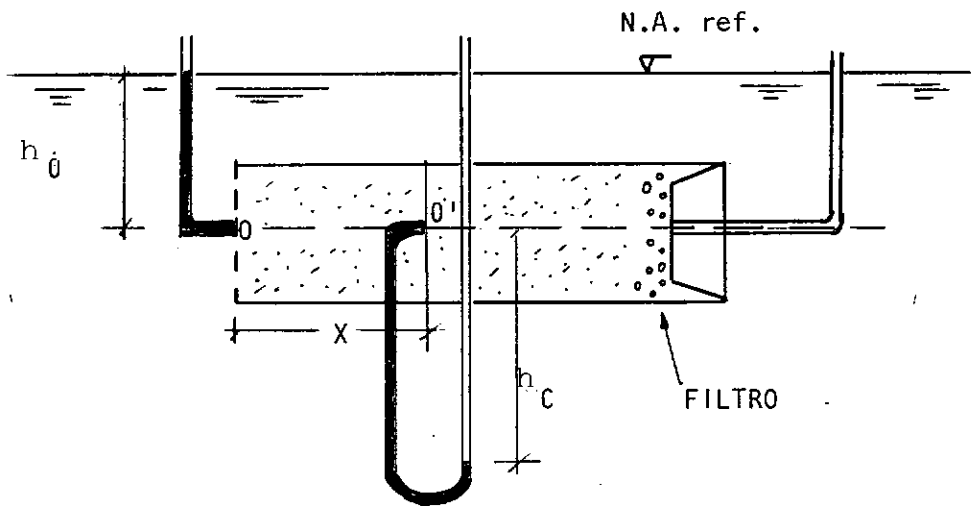


Fig. II.6 - Aparato usado no ensaio de capilaridade horizontal, TAYLOR (1966)

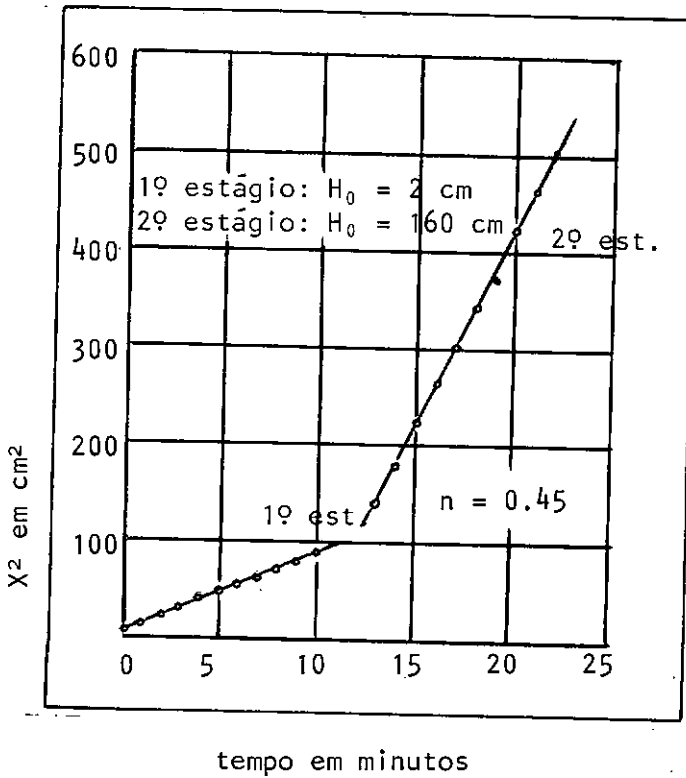


Fig. II.7 - Estágios do ensaio de capilaridade horizontal, TAYLOR (1966)

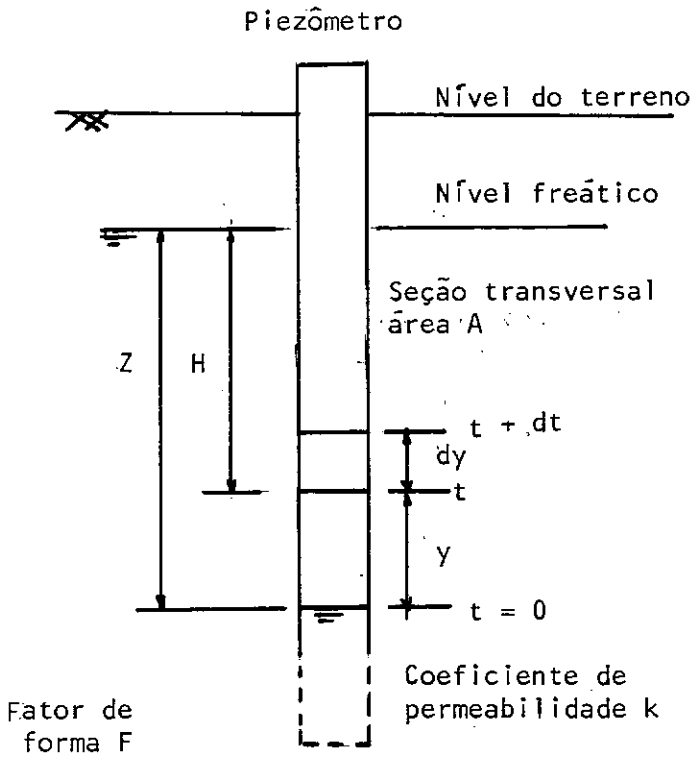


Fig. II.8 - Definição da equação básica de Hvorslev

Q (vazão em cm^3/s)

H_1 e H_2 . (alturas), H_c = carga piezométrica constante

t_1 e t_2 . (tempos)

$k_m = \sqrt{k_v \cdot kh}$, $m = \sqrt{kh/k_v}$

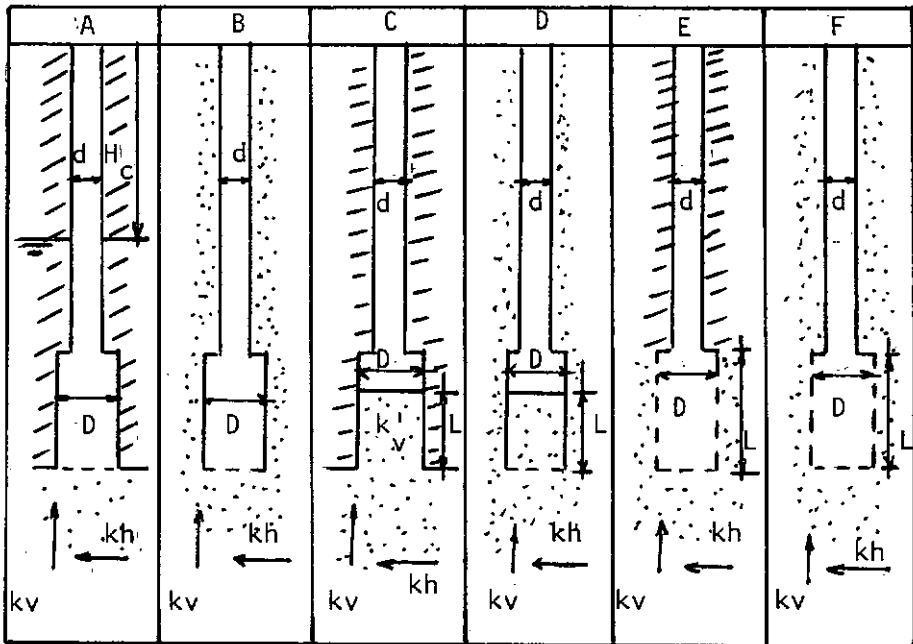


Fig. II.9 - Cálculo de k , Hvorslev (1951)

CASO	CARGA CONSTANTE	CARGA VARIÁVEL
A	$k_m = \frac{Q}{2 D H_c}$	$k_m = \frac{\pi d^2}{8D(t_2-t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$
B	$k_m = \frac{Q}{2,75 H_c D}$	$k_m = \frac{\pi d^2}{11D(t_2-t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$
C	$k'_v = \frac{4Q \left[\frac{\pi k'_v D}{8 k_v m} + L \right]}{\pi D^2 H_c}$	$k'_v = \frac{\pi k'_v D}{D (t_2-t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$
D	$k'_v = \frac{4Q \left[\frac{\pi k'_v D}{11 k_v m} + L \right]}{\pi D^2 H_c}$	$k'_v = \frac{d^2 \left[\frac{\pi k'_v D}{11 k_v m} + L \right] \ln \frac{H_1}{H_2}}{D^2 (t_2-t_1)}$
E	$k_h = \frac{Q \ln \left[\frac{2mL}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{2mL}{D} \right)^2} \right]}{2 \pi L H_c}$	$k_h = \frac{d^2 \ln \left[\frac{2mL}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{2mL}{D} \right)^2} \right] \ln \frac{H_1}{H_2}}{8 L (t_2-t_1)}$
F	$k_h = \frac{Q \ln \left[\frac{mL}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{mL}{D} \right)^2} \right]}{2 \pi L H_c}$	$k_h = \frac{d^2 \ln \left[\frac{mL}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{mL}{D} \right)^2} \right] \ln \frac{H_1}{H_2}}{8 L (t_2-t_1)}$

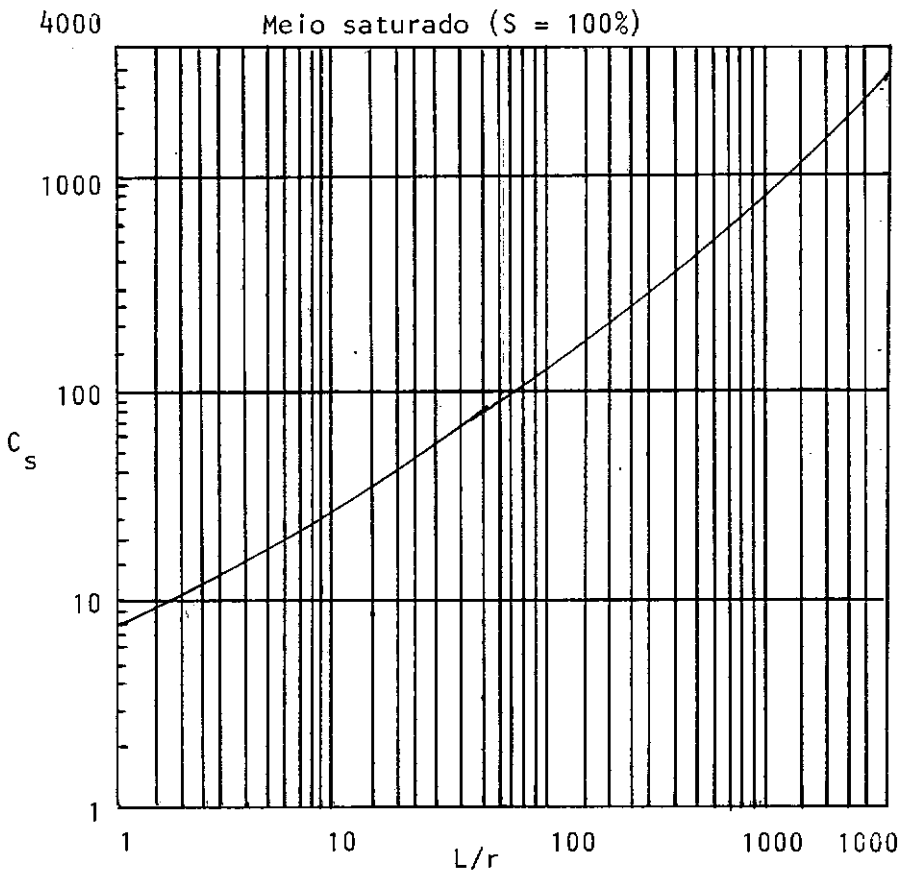
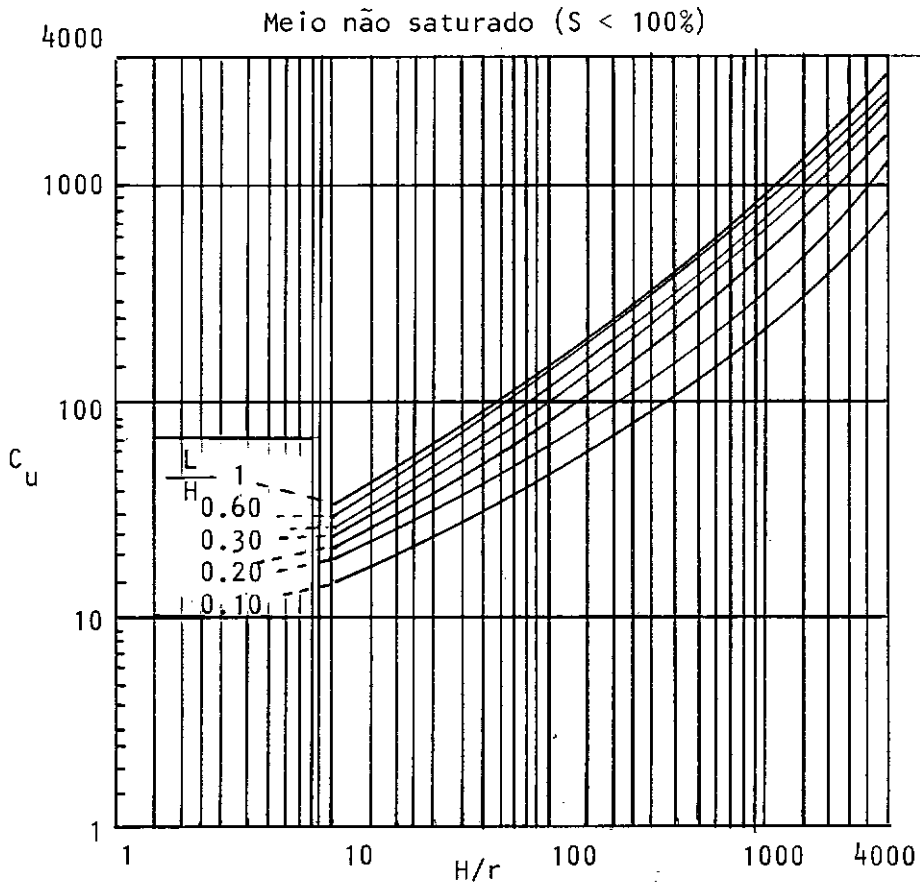


Fig. II.10 - Coeficientes de condutividade (C_u , C_s)

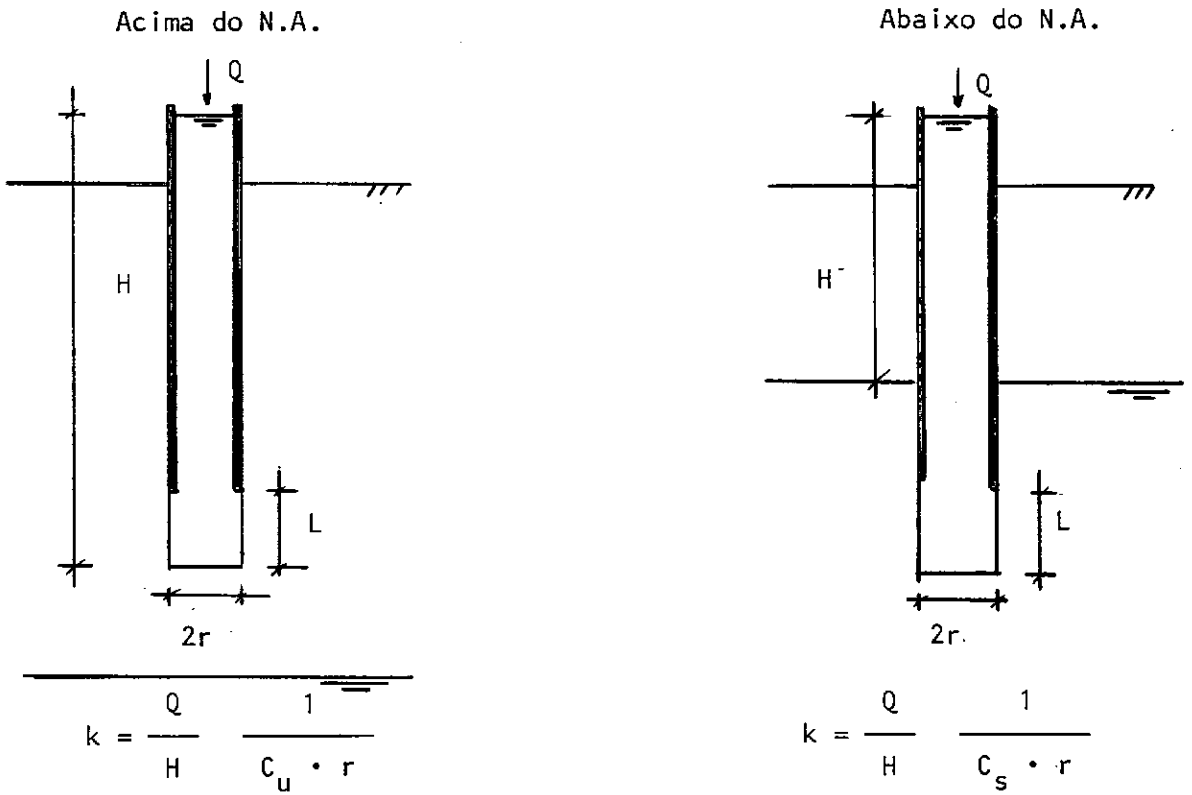


Fig. II.11 - Ensaio de infiltração em furos de sondagem

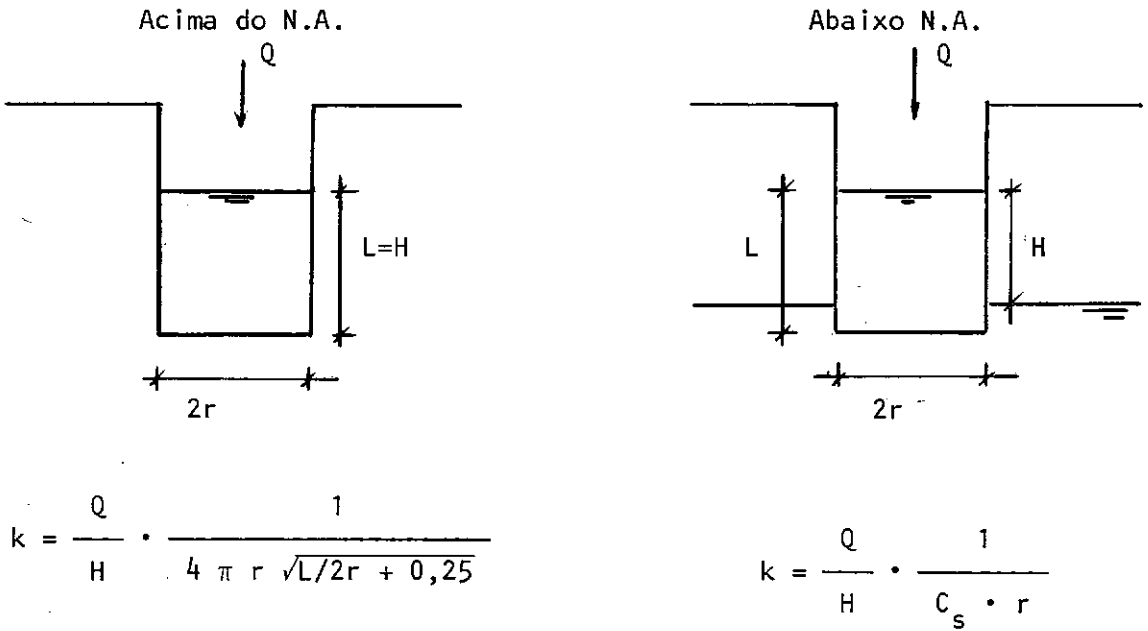
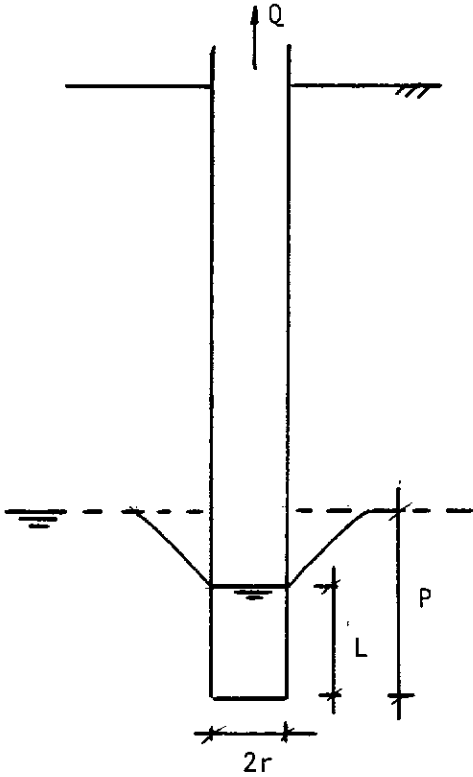


Fig. II.12 - Ensaio de infiltração em poços de prospecção

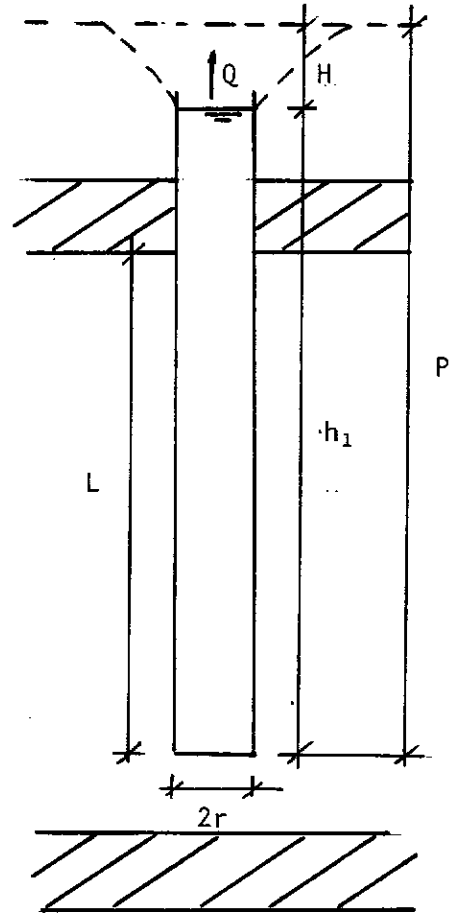
Lençol livre



$$k = \frac{Q}{H} \cdot \frac{1}{C_s \cdot r}$$

$$H = \frac{P^2 - L^2}{2P}$$

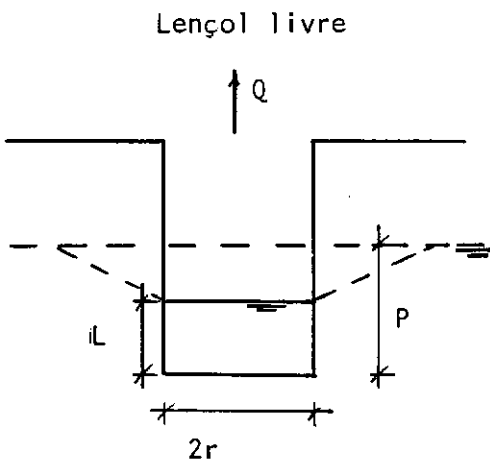
Lençol confinado



$$k = \frac{Q}{H} \cdot \frac{1}{C_s \cdot r}$$

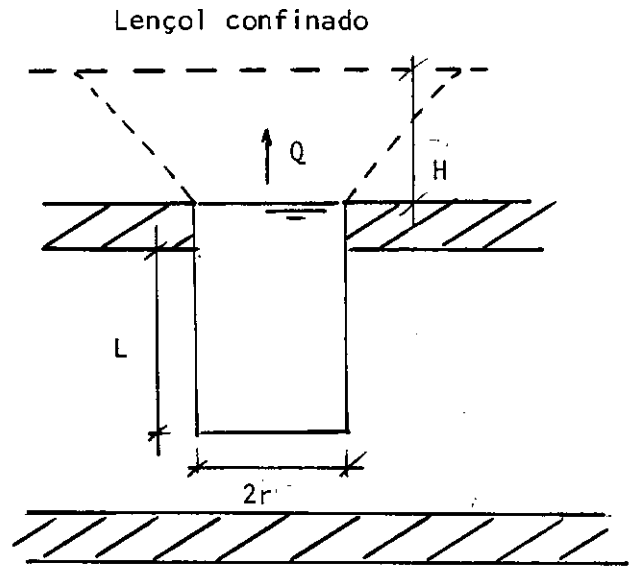
$$H = P - h_1$$

Fig. II.13 - Ensaio de bombeamento em furos de sondagem



$$H = \frac{P^2 - L^2}{2P}$$

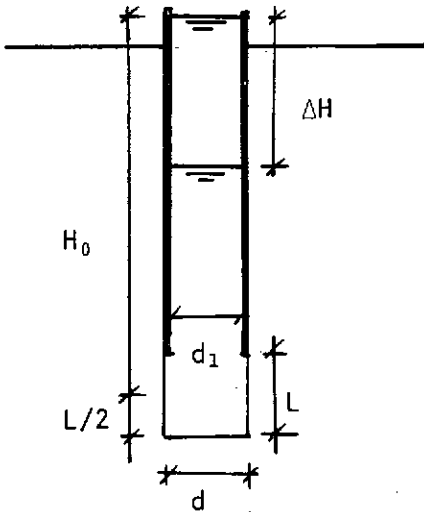
$$k = \frac{Q}{H} \cdot \frac{1}{C_s \cdot r}$$



$$k = \frac{Q}{H} \cdot \frac{1}{C_s \cdot r}$$

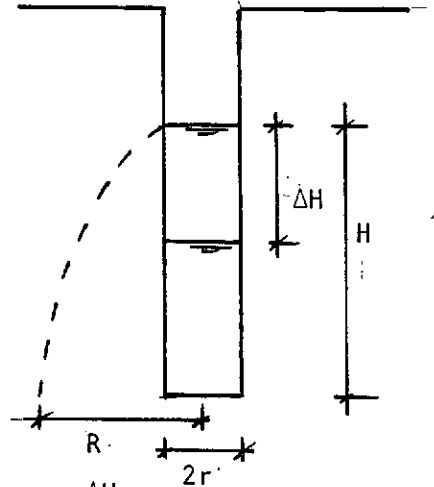
Fig. II.14 - Ensaio de bombeamento em poços de prospecção

Acima do N.A.



$$k = \frac{\Delta H}{\Delta t} \cdot \frac{d_1^2}{8 H_0 \sqrt{d \cdot L}}$$

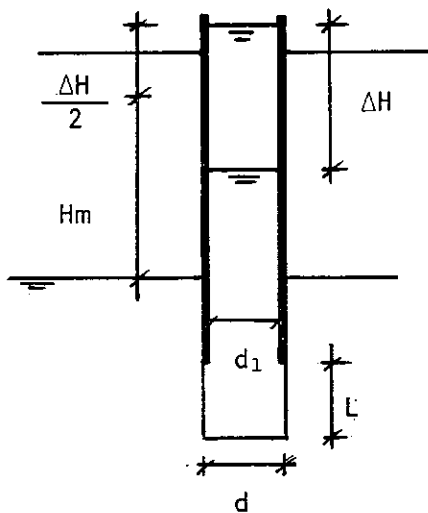
Com revestimento



$$k = \frac{\Delta H}{\Delta t} \cdot \left(\frac{r}{R}\right)^2$$

Sem revestimento

Abaixo do N.A.



$$k = \frac{\Delta H}{\Delta t} \cdot \frac{d_1^2}{4 H_m \left(\frac{2L}{6,2} + d\right)}$$

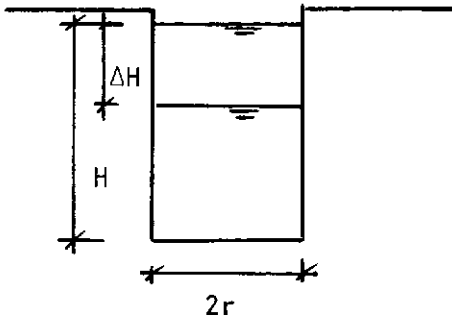
$$\text{se } L = 0, k = \frac{\Delta H}{\Delta L} \cdot \frac{d}{8 H_m}$$

Fundo impermeável

$$k = \frac{\Delta H}{\Delta t} \cdot \frac{6,2 d_1^2}{8 L H_m}$$

Fig. II.15 - Ensaio de rebaixamento em furos de sondagem

Ensaio de rebaixamento



Acima do N.A.

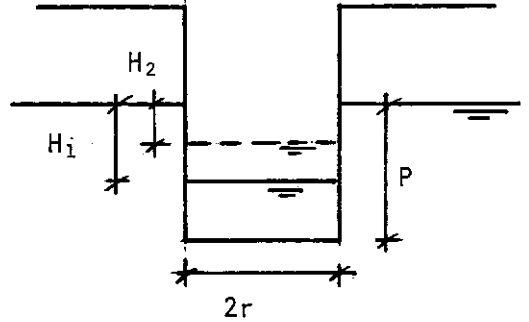
$$k = \frac{\Delta H}{\Delta t} \cdot \frac{t}{i \left(\frac{2H}{r} + 1 \right)}$$

$$0,2 < h < 0,3 \text{ m}$$

$$i = 3 \text{ a } 5$$

(a)

Ensaio de recuperação



Abaixo do N.A.

$$k = \frac{2,3 r \cdot S}{(2P + r) \Delta t} \cdot \log \frac{H_1}{H_2}$$

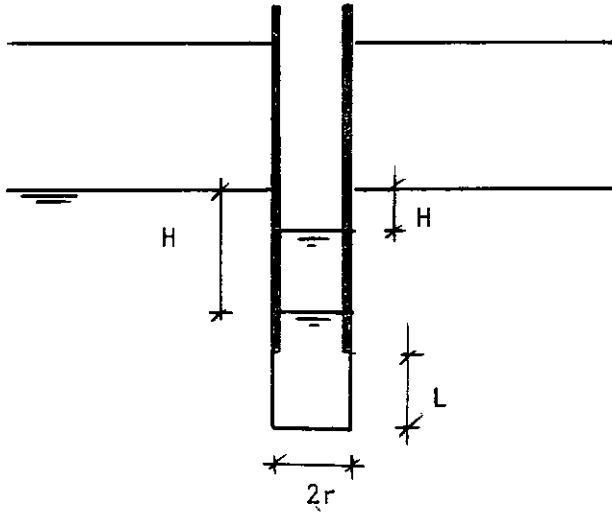
$$S = \frac{rP}{19} \quad (\text{em cm})$$

Fundo impermeável

$$k = \frac{2,3 r \cdot S}{2P \Delta t} \log \frac{H_1}{H_2}$$

(b)

Fig. II.16 - (a) Ensaio de rebaixamento em poços de prospecção
 (b) Ensaio de recuperação em poços de prospecção



$$k = \frac{\pi r^2}{S \Delta t} \cdot \ln \frac{H_1}{H_2}$$

L/r	1	2	3	4	5	6	7	8
S/r	9	12	15	17	19	21	23	25

(S, determinado por analogia elétrica)

Fig. II.17 - Ensaio de recuperação em furos de sondagem

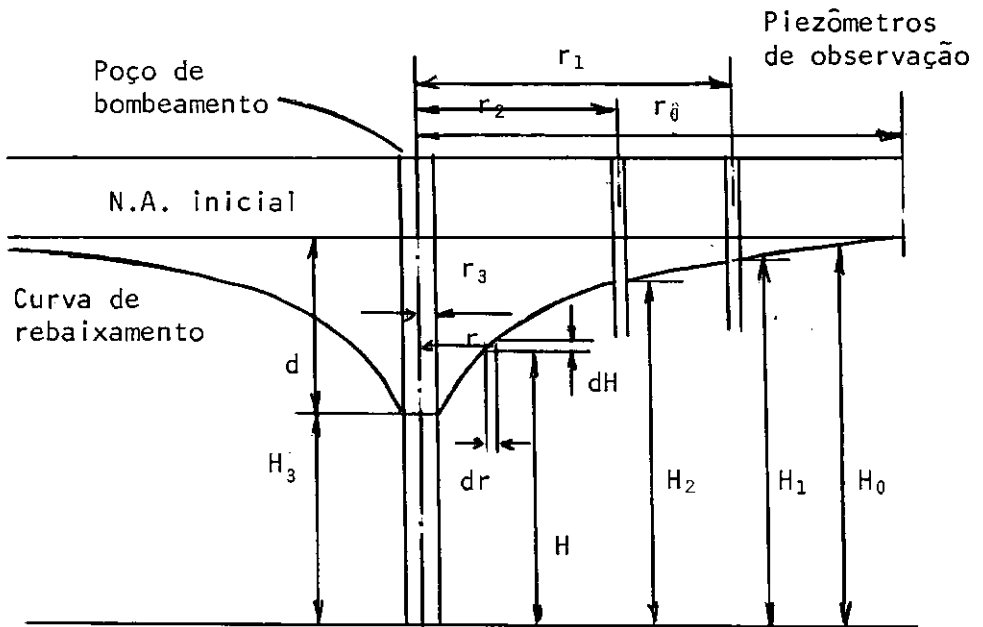


Fig. II.18 - Seção do poço de bombeamento e dos piezômetros de observação

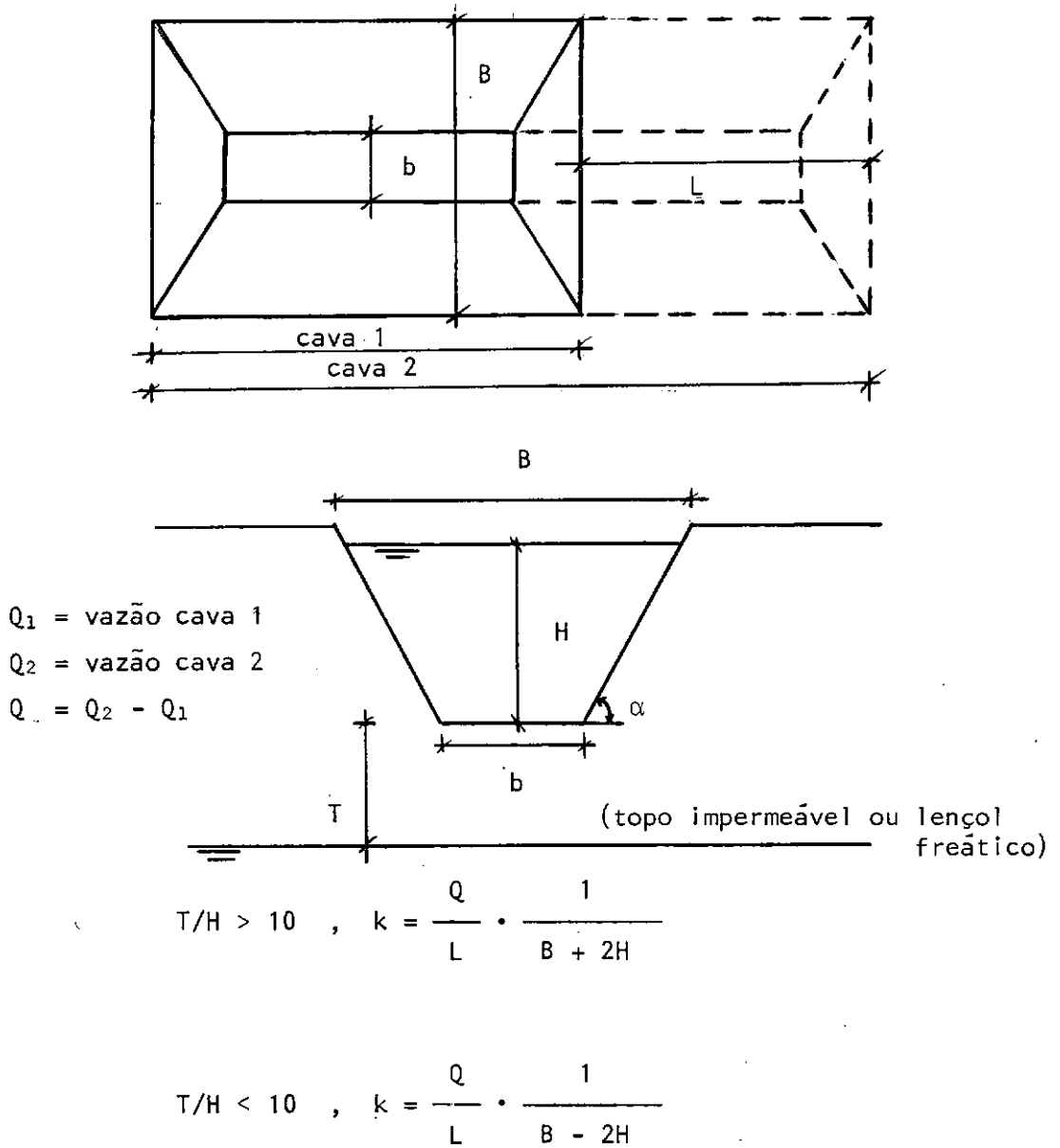


Fig. II.19 - Ensaio Matsuo em cavas

CAPÍTULO III

FLUXO DE ÁGUA ATRAVÉS DE MEIOS POROSOS

III.1: Fluxo estacionário, equação de Laplace

A água que se movimenta através dos poros do solo, sob um determinado gradiente, forma um importante campo de pesquisa em mecânica dos solos. Sob o ponto de vista profissional, as pressões e vazões na água que circula dentro e pelas fundações de barragens, muros de arrimo, obras de fundações, camadas compressíveis do solo etc, são fatores determinantes no projeto destas estruturas, sendo a sua quantificação sujeita a diversas fontes de incerteza.

Segundo SCOTT (1963), devem ser analisados os seguintes aspectos para a compreensão e formulação completa da equação do fluxo de água através de um meio poroso, como é o caso dos solos:

a) Aspectos relativos ao fluido:

á1) Condição de continuidade:

O fluxo de água através de um prisma elementar de solo, como o mostrado na figura III.1, pode ser direcionado para

dentro ou para fora do elemento e, desta forma, existe a possibilidade da água ser estocada (positiva ou negativamente) no solo, durante um intervalo de tempo, devido à compressibilidade da água, dos gases presentes no solo, dos grãos sólidos e, do esqueleto sólido. Pode-se então, afirmar que:

A quantidade de água (peso ou massa) que flui para dentro do elemento de solo, menos a quantidade de água que sai do elemento, é igual à quantidade de água armazenada, ou liberada, do elemento num determinado intervalo de tempo. No caso em que a quantidade de água que entra é igual a quantidade que sai, ou seja, não havendo armazenamento de água no elemento, o fluxo estabelecido é dito, fluxo estacionário. Se esta diferença for diferente de zero, então, o fluxo estabelecido é denominado transiente.

az) Equação de estado do fluido:

O fluido considerado, no caso água, tem suas características físicas variando com a temperatura e pressão. Desta forma, é necessário conhecer a relação entre pressão, densidade e, temperatura do fluido.

as) Condições dinâmicas:

A reação do fluido às forças aplicadas deve ser descrita por uma reação análoga a lei de Newton da proporcionalidade entre força e aceleração. O fluido se movimenta devido ao surgimento de um gradiente de pressão interna que, em ge-

ral, nos problemas de engenharia, acontece sob a ação da gravidade, sendo este movimento resistido pela viscosidade do fluido.

A combinação destes fatores, gradiente de pressão, ação da gravidade e viscosidade, deu origem a equação de Navier-Stokes, cuja formulação pode ser encontrada na literatura especializada na área de mecânica dos fluidos, VENNARD (1975). Estas equações, em número de três, expressam a derivada da velocidade do fluido nas três direções coordenadas. A solução destas equações só foi possível para um reduzido número de casos, onde as condições de contorno eram simples, como o caso de tubos circulares de seção constante, equação de Hagen-Poiseuille.

Nota-se, então, que para o fluxo através do meio poroso, fica difícil o estabelecimento desta equação dinâmica. Das diversas tentativas, analíticas e experimentais, salienta-se a solução proposta por Darcy, que partindo de um fluxo unidimensional pôde generalizar para o fluxo tridimensional em meios porosos. Sua solução é conhecida como a lei de Darcy que foi descrita neste trabalho no Capítulo II, item II.1.

b) Aspectos relativos ao solo:

b₁) Condição de continuidade:

O balanço do fluxo de partículas sólidas que entram e que saem do volume elementar de solo, em um determinado inter-

valo de tempo, deve ser igual ao armazenado ou à perda de sólidos neste volume elementar no intervalo considerado. Analizando-se, porém, a lei de Darcy, verifica-se que esta pressupõe que o fluxo se dá através do meio poroso considerado estacionário, sendo as velocidades aparentes v_x , v_y e v_z determinadas em relação ao esqueleto sólido. Caso haja movimentação de grãos sólidos a equação de Darcy deverá ser modificada. Existem estudos que consideram a movimentação dos grãos sólidos porém, como a velocidade destes é infinitamente menor do que a velocidade das partículas do fluido, que como já visto no item II.1, é muito baixa no fluxo através dos solos, no escopo deste trabalho não se considera o fluxo de partículas sólidas, admitindo-se que os grãos do solo estão estáticos.

b2) Equação de estado das partículas sólidas e da estrutura do solo:

Considera-se que a estrutura do solo sofre deformações quando submetida a pressões então, é necessário formular-se expressões que relacionem pressões com deformações. Nota-se também, que para os problemas usuais na engenharia civil, a gama de pressões normalmente trabalhada não leva em consideração a compressibilidade dos grãos individualmente e, a quebra de grãos.

Descritos os itens acima, com respeito ao fluido e aos sólidos, deve ser estabelecida uma relação entre os esforços desenvolvidos no fluido e no solo, quando o sistema é submetido à ação de pressões externas, como é o caso do pro-

cesso de adensamento nos solos.

Considerando-se o fluxo através do prisma elementar da figura III.1 e, levando-se em conta as premissas de Scott, com algumas simplificações mencionadas, pode-se determinar uma equação para o caso onde o fluxo estabelecido através do solo seja estacionário (ou seja, a vazão que atravessa o prisma elementar permanece constante com o tempo). Neste caso, tem-se que a vazão admitida é igual a vazão que sai do elemento de solo:

$$Q_{entra} = Q_{sai}$$

Identificando, assim, o fluxo estacionário através do meio poroso. Em cuja formulação considera-se, ainda, que o índice de vazios é constante, portanto o esqueleto sólido é incompressível, o grau de saturação é admitido constante igual a 100%, desprezando-se a equação de estado do fluido, isto é, considerando a água como incompressível. Resolvendo-se a igualdade postulada acima, tem-se:

$$v_x \cdot dy \cdot dz + v_y \cdot dx \cdot dz + v_z \cdot dx \cdot dy = (v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx) \cdot dy \cdot dz + (v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dy) \cdot dx \cdot dz + (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz) \cdot dx \cdot dy$$

Neste caso a igualdade pode ser simplificada para:

$$(\partial v_x / \partial x + \partial v_y / \partial y + \partial v_z / \partial z) \cdot dx \cdot dy \cdot dz = 0$$

ou,

$$\partial v_x / \partial x + \partial v_y / \partial y + \partial v_z / \partial z = 0 \quad (\text{eq. III.1})$$

Expressando a velocidade aparente do fluxo pela lei de Darcy, fica:

$$v_x = -k_x \cdot \partial H / \partial x$$

$$v_y = -k_y \cdot \partial H / \partial y$$

$$v_z = -k_z \cdot \partial H / \partial z$$

Considerando o solo um material homogêneo, isotrópico e, tomando-se k , como o valor médio expressivo deste maciço, é possível escrever:

$$\partial v_x / \partial x = -k \cdot \partial^2 H / \partial x^2$$

$$\partial v_y / \partial y = -k \cdot \partial^2 H / \partial y^2$$

$$\partial v_z / \partial z = -k \cdot \partial^2 H / \partial z^2$$

Substituindo na equação III.1 :

$$-k. (\partial^2 H / \partial x^2 + \partial^2 H / \partial y^2 + \partial^2 H / \partial z^2) = 0 \quad \text{ou,}$$

$$\partial^2 H / \partial x^2 + \partial^2 H / \partial y^2 + \partial^2 H / \partial z^2 = 0 \quad (\text{eq. III.2})$$

A equação III.2 é a equação de Laplace para fluxo estacionário através do solo saturado, com esqueleto e, grãos incompressíveis, homogêneo e, isotrópico com coeficiente de permeabilidade k , sendo o fluido também considerado incompressível.

A equação de Laplace pode ser resolvida por diversos processos dentre eles destacam-se: métodos numéricos, com auxílio do método de elementos finitos; soluções através de analogias com os fluxos estacionários de calor e eletricidade, que obedecem a mesma equação diferencial; e ainda, através de método gráfico, que consiste no traçado da rede de fluxo para cada problema apresentado. CEDERGREEN (1967) e SHERARD (1967) .

O caso de fluxo estacionário, representado pela equação de Laplace, não atende às premissas deste trabalho, que se propõem a analisar o fluxo provocado pelas cheias dos rios nos aquíferos a eles conectados. Nesta situação, o que se estabelece é um fluxo transiente como é demonstrado no item III.2, a seguir.

III.2: Fluxo transiente, equação de Jacob

O movimento de subida e descida do nível de um rio em cujas margens encontra-se um depósito aluvionar arenoso permeável, confinado por uma camada sobreposta impermeável e totalmente saturado, altera as pressões totais e efetivas, provocando deformações decorrentes da compressibilidade do esqueleto sólido e da água. Determina-se, assim, a resposta desse aquífero às ondas de cheia do rio à ele conectado hidráulicamente. Estabelece-se, portanto, uma diferença conceitual entre este fenômeno e o fluxo estacionário regido pela equação de Laplace. Para a compreensão do fenômeno descrito, faz-se uso da formulação de JACOB (1950), onde é introduzido o conceito de compressibilidade do fluido (água) e do esqueleto sólido do solo, diferentemente da equação de Laplace onde considera-se a incompressibilidade de ambos.

A equação estabelecida por Jacob é baseada no balanço entre as quantidades de água, que entra e que sai do elemento de solo representado pelo prisma elementar da figura III.1, incluindo o efeito da compressibilidade dos materiais envolvidos. Estando, por hipótese, o material do aquífero com grau de saturação 100% e confinado por camada impermeável como é esquematizado na figura III.2.

O balanço das quantidades de água é feito considerando-se a variação da massa de água acumulada ou liberada do volume elementar de solo num período de tempo, daí:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \Delta M_a}{\partial t} &= \{\rho \cdot v_x - (\rho v_x + \frac{\partial \rho v_x}{\partial x} \cdot \Delta x)\} \cdot \Delta y \cdot \Delta z + \\
&+ \{\rho v_y - (\rho v_y + \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} \cdot \Delta y)\} \cdot \Delta x \cdot \Delta z + \\
&+ \{\rho v_z - (\rho v_z + \frac{\partial \rho v_z}{\partial z} \cdot \Delta z)\} \cdot \Delta y \cdot \Delta x = \\
&= -(\frac{\partial \rho v_x}{\partial x} + \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} + \frac{\partial \rho v_z}{\partial z}) \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \quad (\text{eq. III.3})
\end{aligned}$$

onde ρ é a massa específica da água.

Como admite-se que o elemento de solo está totalmente saturado, a massa de água contida no volume elementar é dada por:

$$\Delta M_a = \rho \cdot n \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z$$

A variação desta quantidade de água é dada pela sua derivada em relação ao tempo. Nota-se, porém, que Jacob considera a massa específica da água ρ e a porosidade do solo n , como grandezas variáveis com o tempo pois decorrem da hipótese da compressibilidade do fluido e do esqueleto sólido.

Jacob considera que há somente variação da dimensão vertical Δz , do elemento submetido ao fluxo, sendo as variações em outras dimensões desprezíveis. Admitindo-se, desta forma, que há um perfeito confinamento lateral do elemento em questão, a variação da quantidade de água com o tempo fica então determinada por:

$$\begin{aligned} \partial \Delta M_s / \partial t &= dn/dt \cdot \rho \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z + dp/dt \cdot n \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z + \\ &+ d\Delta z/dt \cdot n \cdot \rho \cdot \Delta x \cdot \Delta y = \\ &= (n \cdot dp/dt \cdot \Delta z + \rho \cdot dn/dt \cdot \Delta z + \rho \cdot n \cdot d\Delta z/dt) \cdot \Delta x \cdot \Delta y \quad (\text{eq. III.4}) \end{aligned}$$

Notando-se que a altura do volume elementar varia com a componente vertical da tensão efetiva (σ'_z) atuante no elemento, pode-se expressar esta variação em função do coeficiente de compressibilidade m_v , isto é:

$$m_v = - (d\Delta z / \Delta z) / d\sigma'_z$$

então:

$$d\Delta z = -m_v \cdot \Delta z \cdot d\sigma'_z \quad \text{e,}$$

$$d\Delta z/dt = -m_v \cdot \Delta z \cdot d\sigma'_z/dt \quad (\text{eq. III.5})$$

Considerando, ainda, que o volume de material sólido V_s , no elemento permanecerá constante e admitindo que a compressibilidade dos grãos sólidos é desprezível em relação à compressibilidade do esqueleto sólido, pode-se afirmar que :

$$\Delta V_s = (1-n) \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z = \text{constante} \quad \text{então,}$$

$$d(\Delta V_s) = \{(1-n) \cdot d\Delta z - \Delta z \cdot dn\} \cdot \Delta x \cdot \Delta y = 0 \quad \text{ou,}$$

$$dn/(1-n) = d\Delta z/\Delta z$$

Derivando em relação ao tempo, obtem-se:

$$dn/dt = (1-n)/\Delta z \cdot d\Delta z/dt$$

Substituindo $d\Delta z/dt$ pela expressão obtida na eq.III.5, tem-se:

$$dn/dt = -m_v \cdot (1-n) \cdot d\sigma'_z/dt \quad (\text{eq.III.6})$$

Jacob adverte que a compressibilidade do solo tem importância apenas no caso de estar o material totalmente saturado, situação que ocorre quando o aquífero permeável está confinado por uma camada de baixa permeabilidade a ele sobreposta. Por outro lado, caso o aquífero não esteja saturado, a compressibilidade do esqueleto sólido e da água serão desprezíveis em relação às variações de volume de água que acompanham as flutuações verticais do lençol d'água subterrâneo, sob condições transientes. Neste trabalho se dará a denominação "confinado" ao aquífero saturado permeável sobreposto por camada impermeável, e ao aquífero permeável que possui nível freático e tem parte de sua espessura saturada dar-se-à a designação "não confinado".

No que concerne ao sistema confinado, sabe-se que a pressão vertical efetiva (σ'_z) e a pressão na água (σ_n) estão em equilíbrio com as forças que agem na interface de contato entre a camada impermeável e a camada permeável. Portanto, a pressão na água pode ser considerada como agindo sobre o volume total. Como se cada grão pudesse ser visto como um corpo imerso, com as forças de superfície em equilíbrio. Desta forma, a soma ($\sigma_n + \sigma'_z$) é igual a pressão total no plano de contato, representando o peso próprio do material subjacente por unidade de área do plano de contato. Isto equivale a:

$$\sigma_n + \sigma'_z = \text{constante} \quad \text{ou,}$$

$$d\sigma'_z = -d\sigma_n \quad (\text{eq. III.7})$$

Como a pressão na água varia a uma razão $d\sigma_n/dt$ com o tempo, então, o termo $d\rho/dt$ da equação III.4 é considerado, por Jacob, como igual a:

$$d\rho/dt = C_w \cdot \rho \cdot d\sigma_n/dt \quad (\text{eq. III.8}),$$

onde C_w , é a compressibilidade da água definida pela razão:

$$C_w = (\Delta V/V)/\sigma_n$$

sendo C_w , a compressibilidade da água tomada à pressão at-

mosférica e V o volume de água. Tomando-se o valor de C_w , igual a $4,6925 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{kN}$, JACOB (1950).

Substituindo a equação III.7 na equação III.5 e na equação III.6, obtem-se as expressões:

$$d\rho z/dt = m_v \cdot \Delta z \cdot (d\sigma_n/dt) \quad \text{e,} \quad (\text{eq. III.9})$$

$$dn/dt = m_v \cdot (1-n) \cdot d\sigma_n/dt \quad (\text{eq. III.10})$$

Rearranjando a equação III.4 em função das expressões III.8, III.9 e III.10 fica:

$$\partial \Delta M_a / \partial t = \{ n \cdot C_w \cdot \rho_0 \cdot d\sigma_n/dt \cdot \Delta z + \rho \cdot m_v \cdot (1-n) \cdot d\sigma_n/dt \cdot \Delta z + \rho \cdot n \cdot m_v \cdot d\sigma_n/dt \cdot \Delta z \} \cdot \Delta x \cdot \Delta y$$

Simplificando, reduz-se a expressão :

$$\partial \Delta M_a / \partial t = (n \cdot C_w \cdot \rho_0 + \rho \cdot m_v) \cdot d\sigma_n/dt \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \quad (\text{eq. III .11})$$

Igualando-se a equação III.3, que define a continuidade do fluxo, à expressão deduzida na equação III.11, considerando desprezível a pequena diferença existente entre ρ e ρ_0 , tem-

se:

$$-\rho.(\partial v_x/\partial x + \partial v_y/\partial y + \partial v_z/\partial z) \cdot (-v_x.\partial\rho/\partial x - v_y.\partial\rho/\partial y - v_z.\partial\rho/\partial z) = n.\rho.(C_w + m_v/n) \cdot d\sigma_n/dt$$

Aplicando a lei de Darcy, a equação acima torna-se:

$$k.\rho.(\partial^2 H/\partial x^2 + \partial^2 H/\partial y^2 + \partial^2 H/\partial z^2) + k.\rho^2.C_w.g\{(\partial H/\partial x)^2 + (\partial H/\partial y)^2 + (\partial H/\partial z)^2 - \partial H/\partial z\} = n.\rho.(C_w + m_v/n) \cdot d\sigma_n/dt$$

(eq. III.12)

Tomando-se, na equação III.12, os componentes do gradiente de densidade em termos do gradiente hidráulico de Darcy, como sugere Jacob :

$$\partial\rho/\partial x = \rho.C_w. \partial\sigma_n/\partial x = \rho^2.C_w.g.\partial H/\partial x$$

$$\partial\rho/\partial y = \rho.C_w. \partial\sigma_n/\partial y = \rho^2.C_w.g. \partial H/\partial y$$

$$\partial\rho/\partial z = \rho^2.C_w.g.(\partial H/\partial z - 1)$$

Jacob sugere que sejam tomados como valores muito pequenos os termos $(\partial H/\partial x)^2$, $(\partial H/\partial y)^2$ e $(\partial H/\partial z)^2$, especialmente se o fluxo for tal que $\partial H/\partial z \ll 1$ ou seja, aproximadamente zero,

ficando a equação III.12 reduzida a:

$$k(\partial^2 H / \partial x^2 + \partial^2 H / \partial y^2 + \partial^2 H / \partial z^2) = n \cdot (C_w + m_v/n) \cdot d\sigma_n / dt$$

(eq. III.13)

Tomando-se a pressão σ_n como função da carga piezométrica no elemento considerado tem-se:

$$\sigma_n = \gamma_a \cdot H$$

Então a equação III.13 fica:

$$\partial^2 H / \partial x^2 + \partial^2 H / \partial y^2 + \partial^2 H / \partial z^2 = n \cdot \gamma_a / k \cdot (C_w + m_v/n) \cdot \partial H / \partial t$$

(eq. III.14)

A equação III.14 é a forma aproximada da equação diferencial que governa o fluxo transiente através de um aquífero compressível permeável, segundo Jacob . Nota-se que esta equação é análoga a equação deduzida por Terzaghi-Frolich SCOTT (1963) para descrever o fenômeno de adensamento nos solos, a menos da consideração feita por Jacob sobre a compressibilidade da água. Verifica-se ainda, que na hipótese de se considerar o esqueleto sólido e a água como incompressíveis e ainda admitindo que $\partial H / \partial t$ seja nulo, tem-se a equação III.14 reduzida a expressão de Laplace para fluxo estacionário, equação III.2.

Cabe aqui uma reflexão a respeito da dedução de Jacob, que é análoga às equações dos fluxos transientes de calor e eletricidade. Na dedução da equação III.14, Jacob assume simplificações que excluem o caso dos aquíferos não confinados. Neste caso o que comandaria a equação da continuidade seria a variação do grau de saturação do material, situado acima do nível freático, aliada à compressibilidade do esqueleto sólido e da água. Este efeito de compressibilidade, no entanto, seria desprezível em presença do volume de água armazenado ou liberado pela oscilação do nível d'água.

Considerando o exposto acima, verifica-se que a equação de Jacob (eq. III.14) só se aplica ao caso de aquíferos confinados, onde o armazenamento ou liberação do volume de água decorrente de flutuações do nível d'água local é função da compressibilidade da água e do esqueleto sólido do solo. Contudo, Jacob admite a equação III.14 como sendo uma boa aproximação para fluxos transientes através de aquíferos não confinados, quando a variação do nível d'água for inferior a 2% da espessura saturada do aquífero.

III.2.1: O parâmetro de compressibilidade unidimensional do solo

Na equação de Jacob (III.14) o coeficiente $n_s \gamma_w / k$ ($C_w + m_v / n$), no lado direito da equação, exprime a compressibilidade e a permeabilidade dos materiais envolvidos.

A compressibilidade do esqueleto sólido é dada pelo parâmetro m_v , coeficiente de compressibilidade unidimensional, que pode ser determinado de através de correlações ou através de ensaios do solo em estudo.

Para a obtenção deste parâmetro, em laboratório, utiliza-se a realização de ensaios de compressão confinada lateralmente, em amostras indeformadas retiradas do maciço. Esta prática é muito usada no caso de solos argilosos onde se realizam tais ensaios no oêdometro. Porém, no caso dos solos não coesivos, como as areias, a obtenção de amostras indeformadas é de extrema dificuldade.

Uma opção para a determinação deste parâmetro nas areias é a utilização de ensaios *in situ* cuja escolha, modernamente, tem recaído sobre o dilatômetro de Marchetti, MARCHETTI (1980, 1981). O dilatômetro proporciona uma aquisição sistemática de dados em várias profundidades, simulando o efeito da histerese, compressão e descompressão dos solos. Este efeito é sentido pelo maciço de solo quando submetido à variações periódicas de nível d'água, onde a pressão total aumenta e diminui periodicamente, exatamente o fenômeno abordado no presente trabalho.

Utilizando o dilatômetro, JAMIOLKOLSWSKI *et al*, ICOSOMEF (1983) apresenta um método para obtenção de "M" (*Constrained Tangent Modulus*, ou Módulo oedométrico), que vem a corresponder ao inverso do parâmetro m_v . Segundo Jamiolkowski *et al*, obtem-se as seguintes correlações com os da-

dos obtidos com o dilatômetro:

$$I_a = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0) \quad (\text{Índice do depósito}) \quad (\text{eq. III.15})$$

$$K_a = (p_0 - u_0) / \sigma'_{vo} \quad (\text{Módulo de pressão lateral}) \quad (\text{eq. III.16})$$

$$E_a = 38,2(p_1 - p_0) \quad (\text{Módulo do dilatômetro}) \quad (\text{eq. III.17})$$

→ onde:

u_0 é a pressão neutra na cota do ensaio;

σ'_{vo} é a pressão efetiva na cota do ensaio;

p_0 é o valor da primeira medida corrigida, ver MARCHETTI (1980, 1981), obtida no dilatômetro de Marchetti sem a deformação da membrana;

p_1 é o valor da segunda medida corrigida, ver MARCHETTI (1980, 1981), tomada no dilatômetro de Marchetti com o deslocamento do centro da membrana de 1 cm.

O módulo oedométrico M é então, determinado pela razão $R_m = M/E_a$, que é função de I_a e K_a como segue:

$$R_m = 0,14 + 2,36 \cdot \log_{10} K_a, \quad \text{para } I_a < 0,6 \quad (\text{eq. III.18});$$

$R_m = R_{m0} + (2,5 - R_{m0}) \cdot \log_{10} K_d$, para $0,6 < I_d < 3,0$ onde,

$$R_{m0} = 0,14 + 0,36 \cdot (I_d - 0,6) / 2,4 \quad (\text{eq. III.19}) ;$$

$R_m = 0,5 + 2 \log_{10} K_d$, para $I_d > 3,0$ (eq.III.20).

Quando o valor de R_m for menor que 0,85, Jamiolkowski *et al* sugerem usar-se 0,85.

O produto $R_m \times E_d$ corresponde ao módulo oedométrico M , que representa o inverso de m_v , coeficiente de compressão unidimensional, podendo-se escrever :

$$m_v = 1 / (R_m \cdot E_d) \quad (\text{eq.III.21})$$

Jamiolkowski *et al* mostram que a determinação do m_v , através do dilatômetro de Marchetti, é satisfatória para areias não cimentadas quartzozas.

Uma outra maneira de se estimar o parâmetro de compressibilidade das areias m_v é através da suposição do solo com comportamento elástico linear. De acordo com a teoria de adensamento unidimensional tem-se:

$$m_v = \varepsilon_z / \sigma'_z \quad (\text{eq.III.22})$$

Onde ϵ_z é a deformação específica da teoria da elasticidade dada por :

$$\epsilon_z = 1/E \cdot \{\sigma'_z - \nu(\sigma'_x + \sigma'_y)\} \quad (\text{eq.III.23})$$

Os parâmetros E e ν , módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do solo, definem o seu comportamento como elástico linear e podem ser determinados através de correlações com outros parâmetros ou através de ensaios no solo.

Como, por definição, o parâmetro m_v é calculado prevalecendo a hipótese de deformação unidimensional, ou seja, as deformações ortogonais à direção de aplicação da pressão são nulas, tem-se:

$$\epsilon_x = 1/E \cdot \{\sigma'_x - \nu \cdot (\sigma'_y + \sigma'_z)\} = 0$$

$$\epsilon_y = 1/E \cdot \{\sigma'_y - \nu \cdot (\sigma'_x + \sigma'_z)\} = 0$$

Dai:

$$\sigma'_x = \nu(\sigma'_y + \sigma'_z)$$

$$\sigma'_y = \nu(\sigma'_x + \sigma'_z)$$

Obtendo-se para $\sigma'_x + \sigma'_y$ a expressão:

$$\sigma'_x + \sigma'_y = 2\nu/(1-\nu) \cdot \sigma'_z$$

Fazendo-se as substituições necessárias na equação III.22, tem-se para o parâmetro m_v a seguinte determinação:

$$m_v = 1/E \cdot \{ \sigma'_z - \nu \cdot (2\nu \cdot \sigma'_z / (1-\nu)) \} / \sigma'_z \quad \text{ou ainda:}$$

$$m_v = 1/E \cdot \{ 1 - (2\nu^2 / (1-\nu)) \} \quad (\text{eq. III.24})$$

III.2.2: Coeficiente de transmissibilidade e coeficiente de armazenamento dos aquíferos

Observando-se a expressão da equação deduzida por Jacob para um fluxo transiente através de um maciço de solo, confinado por camada impermeável totalmente saturado (equação III.14) pode-se verificar que, no caso de se considerar o fluxo bidimensional e a camada permeável tendo espessura constante d , a equação se reduz a :

$$\partial^2 H / \partial x^2 + \partial^2 H / \partial y^2 = n \cdot \gamma_a \cdot d / k \cdot d \cdot (C_w + m_v / n) \cdot \partial H / \partial t \quad (\text{eq. III.25})$$

Baseando-se nesta equação para o fluxo bidimensional, Jacob define o produto $k \cdot d$ como sendo o coeficiente de Transmissibilidade (T) do aquífero. A figura III.2 mostra uma seção do aquífero admitido para a formulação da equação III.25, onde se percebe que o coeficiente de transmissibilidade T é o produto do coeficiente de permeabilidade k do aquífero pela sua espessura d , considerando-se o gradiente hidráulico unitário.

Ao fator $n \cdot \gamma_a \cdot d \cdot (C_w + m_v / n)$, que expressa a capacidade deste aquífero de armazenar ou liberar água, em função da compressibilidade de seu esqueleto sólido e da própria água, quando submetido a um gradiente hidráulico unitário, Jacob denominou S_t , coeficiente de armazenamento. Os parâmetros T e S_t são definidos experimentalmente e tem sua principal utilização na hidrogeologia.

Utilizando-se os novos parâmetros definidos acima, a equação de Jacob torna-se:

$$\partial^2 H / \partial x^2 + \partial^2 H / \partial y^2 = S_t / T \cdot \partial H / \partial t \quad (\text{eq. III.26})$$

$$\text{onde, } S_t = n \cdot \gamma_a \cdot d \cdot (C_w + m_v / n) \quad (\text{eq. III.27})$$

$$\text{e, } T = k \cdot d \quad (\text{eq. III.28})$$

A determinação do coeficiente de transmissibilidade T recai nos métodos convencionais da mecânica dos solos, mostrados no capítulo II deste trabalho. Ou será a incógnita para a metodologia que pretende-se adotar nos próximos capítulos, para cálculo de coeficientes de permeabilidade de aquíferos submetidos a fluxo transiente.

O coeficiente de armazenamento S_t pode ser determinado segundo FERRIS (1962), através de ensaios de campo, onde o volume de água estocada ou liberada do aquífero, dividido pelo produto da variação do nível piezométrico pela área superficial do aquífero, conforme mostra o esquema na figura III.3, determina o coeficiente de armazenamento dos aquíferos. Este armazenamento, positivo ou negativo, é uma função das compressibilidades da água e do esqueleto sólido do material. Nos aquíferos não confinados, onde a capacidade de armazenar água é função principalmente da porosidade, devido ao volume de água envolvido na drenagem ou enchimento dos vazios do solo sobrepujar os efeitos da compressibilidade da água e do esqueleto sólido, Ferris sugere também que se proceda a ensaios de campo para a determinação do parâmetro S_t , conforme o esquema na figura III.3.

Ferris sugere que os valores de S_t , para os aquíferos confinados, situam-se no intervalo 10^{-6} a 10^{-3} e para os aquíferos não confinados situam-se na faixa de 0,05 a 0,30. Nota-se que é possível admitir-se a equação de Jacob para fluxo bidimensional (eq. III.26) para aquíferos não confinados onde a variação do nível d'água for menor do que 2% da

espessura saturada do aquífero. Neste caso, Ferris utiliza o coeficiente S_t , para aquíferos não confinados, que apresentam valores substancialmente maiores do que os valores para aquíferos confinados.

Apresenta-se a seguir uma tentativa de determinação do coeficiente de armazenamento através de correlações com índices normalmente usados em mecânica dos solos, em vez da utilização dos ensaios de campo, da hidrogeologia, sugeridos por FERRIS (1962). Considera-se dois tipos de determinação do S_t :

a) Caso de aquífero confinado

b) Caso de aquífero não confinado

a) Caso de aquífero confinado:

Para os aquíferos confinados por camada impermeável e totalmente saturados, o parâmetro S_t é uma função das compressibilidades da água e do esqueleto sólido. Neste trabalho visa-se caracterizar este parâmetro para depósitos aluvionares arenosos e para tal propõem-se uma correlação com o índice de penetração obtido durante a sondagem à percussão (SPT), devido a extrema facilidade de obtenção deste dado, não sendo necessários gastos adicionais na fase de investigação geotécnica dos projetos.

A correlação proposta é mostrada, em forma de gráfico, na figura III.4 onde, nas abcissas estão os valores do SPT e

nas ordenadas os valores do coeficiente de armazenamento dividido pela espessura do aquífero permeável (S_t / d), em múltiplos de 10^{-4} metros.

Para a elaboração do gráfico citado, partiu-se primeiramente em busca de uma relação entre a densidade relativa das areias (DR) e o parâmetro SPT. Saliencia-se que existem outras formas de correlacionar a densidade relativa com o ensaio de penetração dinâmica (SPT), como mostra o trabalho clássico de GIBBS & HOLTZ (1957). Foram encontradas também, correlações da densidade relativa com o ensaio de penetração do cone (CPT), ver SCHEMERTMANN (1970) e com o moderno ensaio de "CROSS-HOLE", ver DAS (1983). Porém, para fins práticos, reforça-se a necessidade de uma correlação simples, como a com o SPT.

A correlação escolhida, para este trabalho, foi a proposta por MEYERHOFF (1956) mostrada abaixo:

<u>DR(%)</u>	<u>SPT</u>
< 0,2	<4
0,2-0,4	5-10
0,4-0,6	11-30
0,6-0,8	31-50
>0,8	>50

Para a utilização da fórmula desenvolvida por Jacob para o coeficiente S_t , dada pela equação III.27, é necessário

ainda, que se estabeleça valores da porosidade n , para os diversos valores de densidades relativas associados aos valores de SPT. Sabe-se que :

$$n = e / (1 + e)$$

Portanto, verifica-se que é preciso obter correlações entre densidades relativas e índices de vazios *in situ*. Para tal, adota-se a relação proposta por SANDRONI (1983), onde:

$$DR = \Delta \gamma_e / b, \text{ onde } b = 3,56 \text{ kN/m}^3 \text{ e,}$$

$$\Delta \gamma_e = \gamma_e - \gamma_{emin} \quad \text{ou seja,}$$

$\Delta \gamma_e$ é a diferença entre o peso específico seco *in situ* γ_e e, o peso específico seco mínimo possível para a areia, γ_{emin} .

Sandroni admite ainda, que o γ_{emin} , para as 33 amostras de areias diversas observadas por êle, varia entre 13 e 19 kN/m^3 . Tomando-se as expressões :

$$DR = (\gamma_e - \gamma_{emin}) / 3,56 \quad e$$

$$\gamma_e = \delta / (1 + e)$$

Admitindo-se o valor típico de 2,65 para a densidade real dos grãos da areia, obtém-se a seguinte expressão para a densidade relativa:

$$DR = \{ \delta / (1+e) - \gamma_{emin} \} / 3,56 \quad (\text{eq. III.29})$$

Com os valores médios fornecidos pela relação de Meyerhoff entre DR e SPT, calculam-se valores para o índice de vazios *in situ*, usando-se os valores limites da faixa de variação do γ_{emin} , sugerido por Sandroni e, então, estima-se valores para a porosidade n .

Para o cálculo do coeficiente de compressibilidade do esqueleto sólido das areias (m_v) utiliza-se a equação III.24 onde o parâmetro E do solo é estimado através da correlação empírica de P.P.VELLOSO (não publicada) :

$$E = 2100 \cdot SPT \quad (\text{kN/m}^2) \quad (\text{eq. III.30})$$

O coeficiente de Poisson do solo é admitido como assumindo o valor 0,20. Substituindo os valores da porosidade calculados, conforme a equação III.29, da compressibilidade m_v da areia, função do SPT e adotando-se o valor (típico) para a densidade real dos grãos (2,65) e do coeficiente de Pois-

son do material (0,20), obtem-se o gráfico mostrado na figura III.4. Não foi apreciada variação expressiva dos valores de S_t , quando calculados com os dois valores limites da faixa de variação de peso específico mínimo, sugerida por Sandroni para as areias. O peso específico da água adotado para o cálculo de S_t (γ_a) foi de 10kN/m^3 e para o coeficiente de compressibilidade da água usou-se o valor dado por Jacob de $4,6925 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{kN}$.

A figura III.4 é então, uma maneira expedita de estimar-se o coeficiente de armazenamento de aquíferos arenosos saturados, confinados por camada impermeável. Bastando para tal, multiplicar-se o valor obtido no gráfico, função do SPT da areia, pela espessura d do aquífero. Verifica-se que as correlações usadas na preparação do gráfico S_t / d levaram a valores do coeficiente de armazenamento que se situam dentro da faixa de valores sugerida por FERRIS (1962), baseada em ensaios de campo.

b) Caso de aquífero não confinado:

Jacob considera válida a equação III.26 para o caso de aquíferos não confinados por camada impermeável, admitindo que a variação do nível freático seja inferior a 2% da espessura da camada saturada. Nestes casos, o volume de água a ser armazenada ou liberada do aquífero, é uma função do volume de vazios do solo ocupado pelo ar e da compressibilidade dos materiais envolvidos. Nota-se que o efeito da

primeira variável sobrepuja, em muito, o efeito da compressibilidade do solo e da água.

FERRIS (1962) sugere o cálculo do coeficiente de armazenamento de aquíferos não confinados através de ensaios de campo, onde se verifica a razão entre o volume de água envolvido na drenagem ou enchimento e o volume total do prisma de seção transversal unitária, quando há variação unitária do nível d'água freático, conforme mostra a figura III.3. Ferris admite que o coeficiente de armazenamento de areias não confinadas varia entre 0,05 e 0,30.

É interessante, também, estabelecer-se uma relação entre o coeficiente S_t para aquíferos não confinados e os parâmetros usuais da mecânica dos solos, a exemplo do proposto para os aquíferos confinados, mostrado no item anterior.

Admite-se que, em termos dos índices físicos do solo, o coeficiente de armazenamento para aquíferos não confinados é dado pela relação entre o volume de ar V_{ar} , que existe nos poros do solo, passível de admitir água quando da variação do nível freático e estabelecimento do fluxo transiente, e o volume total V_t , do elemento de solo submetido a este fluxo, ou seja :

$$S_t = V_{ar}/V_t$$

Colocando-se a expressão acima em termos da porosidade n ,

tem-se:

$$S_t = n - V_a / V_t \quad (\text{eq. III.31}) \quad e$$

$$V_t / V_a = (V_v + V_g) / V_a = V_v / V_a + V_g / V_a \quad (\text{eq. III.32})$$

Onde V_v é o volume de vazios do solo, V_g o volume de grãos sólidos e V_a o volume de água contida nos poros do solo.

Sabendo que V_a / V_v é o grau de saturação S do material e V_g / V_a pode ser expresso em termos do teor de umidade h e da densidade real dos grãos sólidos δ como:

$$V_g / V_a = 1 / h \cdot \delta \quad (\text{eq. III.33})$$

substituindo na equação III.32 tem-se:

$$V_t / V_a = 1 / S + 1 / h \cdot \delta \quad \text{ou}$$

$$V_t / V_a = (h \cdot \delta + S) / (S \cdot h \cdot \delta) \quad (\text{eq. III.34})$$

Tomando a equação III.34 e substituindo a expressão na equação III.31 e sabendo que $S \cdot e = \delta \cdot h$, pode-se escrever:

$$S_t = n - \{S^2 \cdot e / (S(1+e))\} \quad \text{ou ainda,}$$

$$S_t = n(1-S) \quad (\text{eq. III.35})$$

A figura III.5 mostra a variação do coeficiente de armazenamento S_t com a porosidade da areia para diversos graus de saturação. Nota-se que, para uma areia seca, ou seja, $S=0\%$, o coeficiente de armazenamento coincide com a porosidade do solo n . Quando o material tende a saturação completa, $S=100\%$, o coeficiente de armazenamento tende a zero, segundo esta expressão que exclue o efeito da compressibilidade dos materiais envolvidos. Nesta situação, o aquífero se aproxima da condição de saturação completa, ou seja, o fluxo tende a se comportar como no caso confinado, onde o coeficiente de armazenamento é função da compressibilidade da água e do esqueleto sólido, e é determinado pela equação III.27, ou através do gráfico da figura III.4.

Desta forma, pode-se utilizar a equação de Jacob (eq. III.26) para o fluxo bidimensional, transiente, através do solo para as condições confinada e não confinada. Bastando que seja adotado o coeficiente de armazenamento para cada situação, conforme o descrito nos item a e b, ressaltando a condição de o fluxo, no caso não confinado, ser devido a variação de nível freático menor do que 2% da espessura saturada do aquífero.

Para identificação completa do fluxo transiente através de maciços de solo, torna-se necessário, então, a resolução da

equação de Jacob para as diversas condições iniciais e de contorno encontradas na prática. Neste trabalho procura-se, através destas soluções, apresentar metodologias capazes de determinar as características hidrogeológicas dos maciços arenosos, em especial, o coeficiente de permeabilidade k .

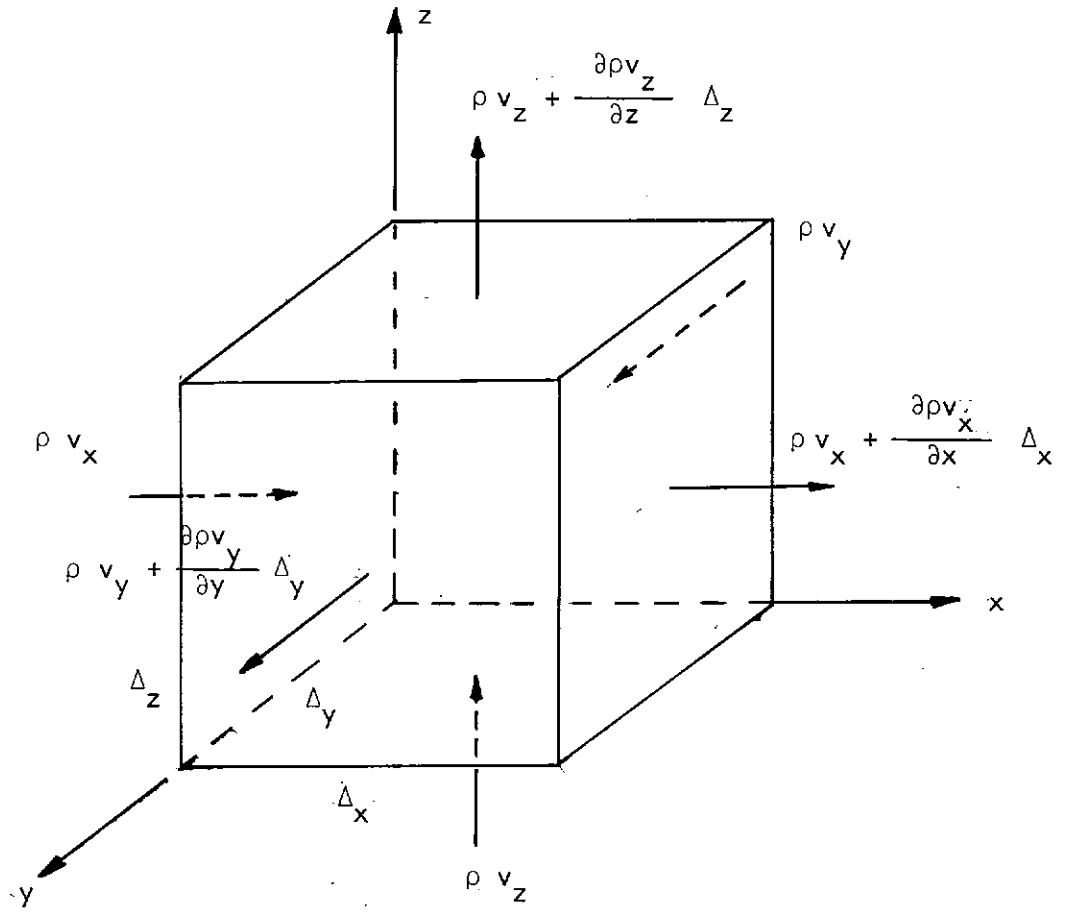


Fig. III.1 - Fluxo através das faces de um prisma elementar de solo, segundo JACOB (1950)

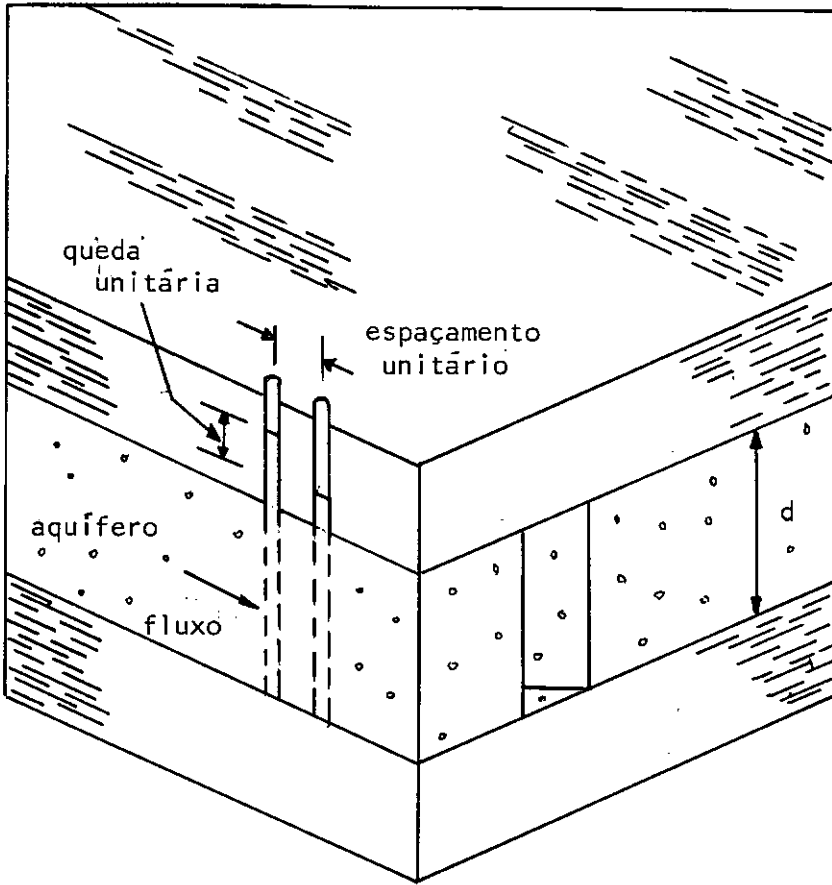


Fig. III.2 - Aquífero confinado de espessura constante d e, coeficiente de transmissibilidade T , FERRIS (1962)

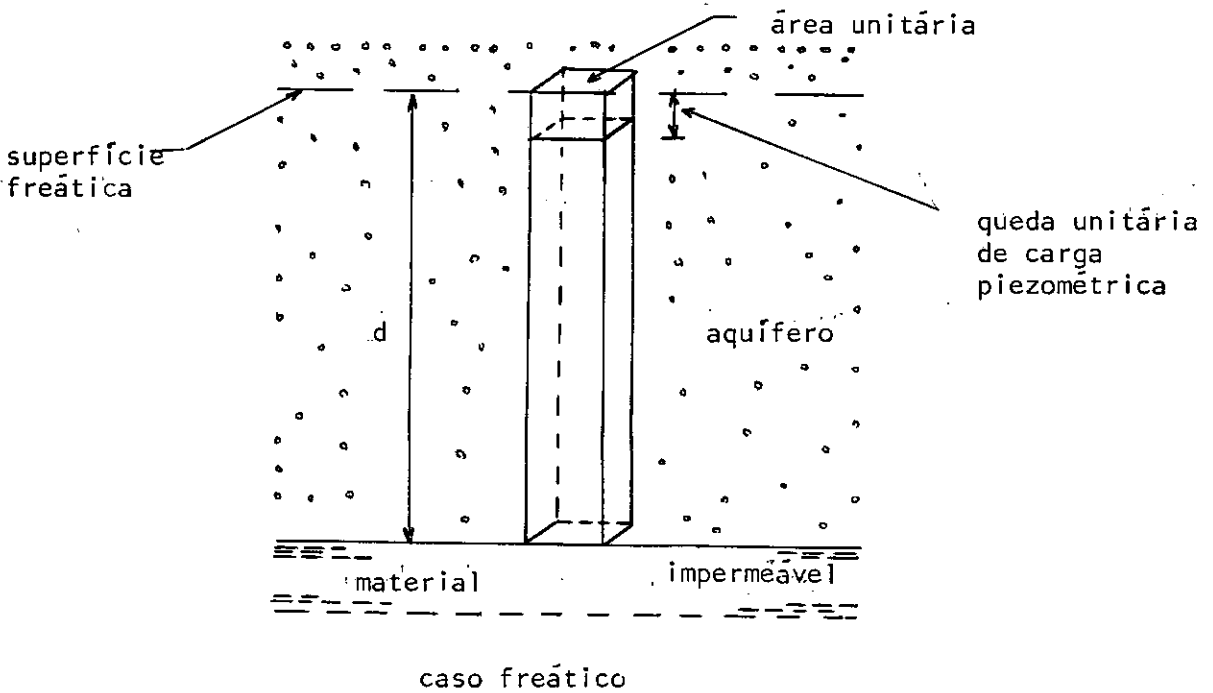
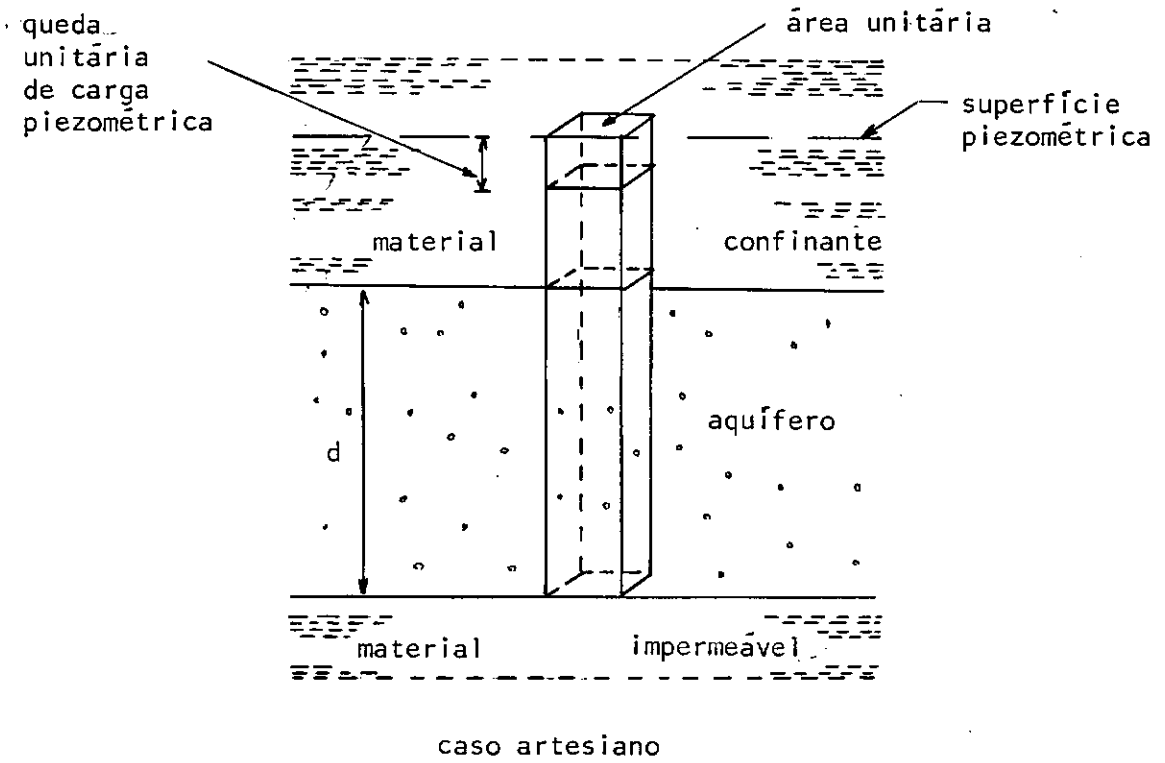


Fig. III.3 - Determinação do coeficiente de armazenamento S_t , segundo FERRIS (1962)

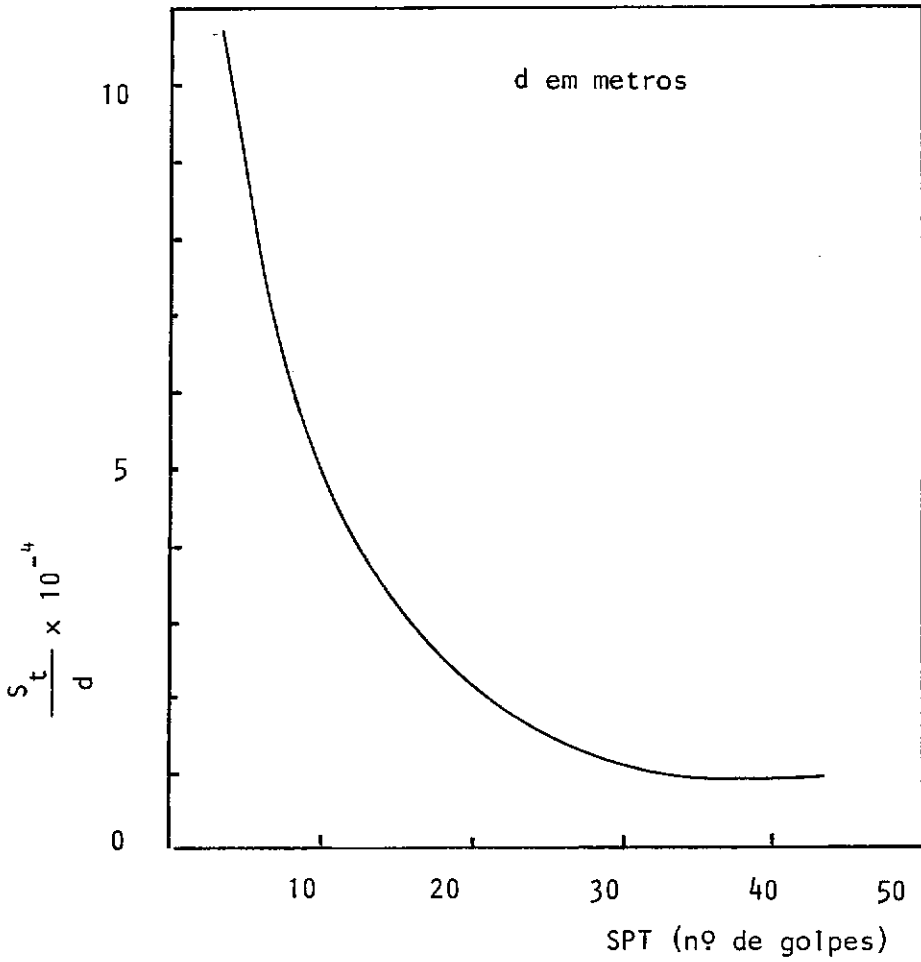


Fig. III.4 - $SPT \times \frac{S_t}{d}$ para aquíferos confinados

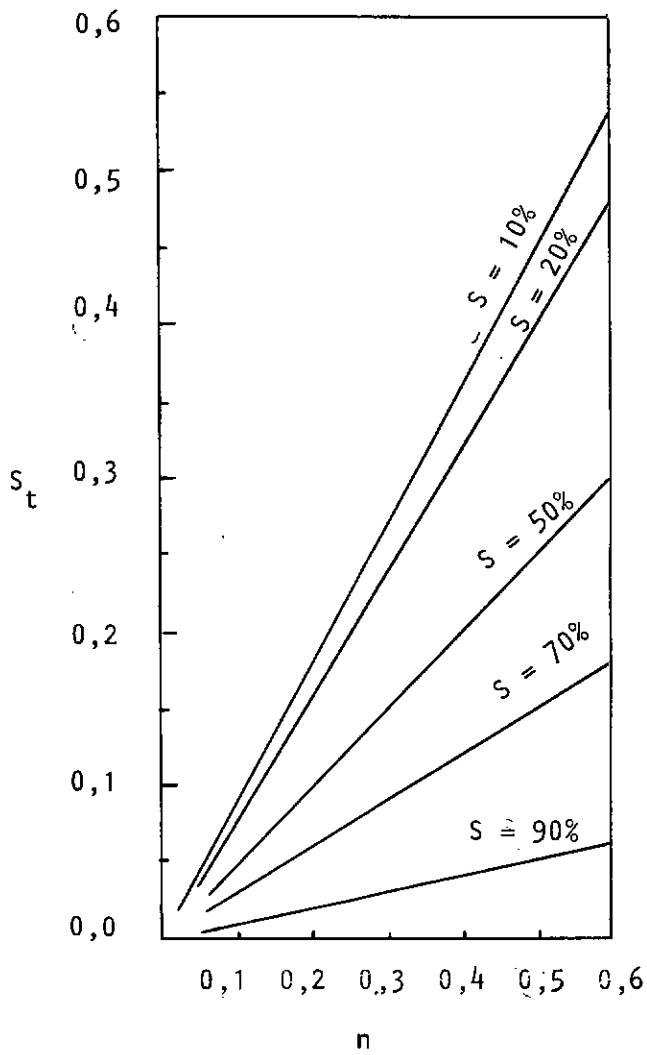


Fig. III.5 - Gráfico $n \times S_t$ para diversos graus de saturação de aquíferos não confinados

CAPÍTULO IV

SOLUÇÕES DA EQUAÇÃO DIFERENCIAL DE JACOB
PARA FLUXO TRANSIENTE ATRAVÉS DO SOLO

A solução da equação de Jacob pode ser obtida de forma convencional, através das técnicas matemáticas. Entretanto, para fins práticos, essas soluções sómente se aplicam a um número muito particular de casos, sendo, por isso, de aplicabilidade restrita. A equação de Jacob (eq. III.26) é uma equação diferencial parcial, linear, homogênea, com coeficientes constantes e pode ser reescrita sob a forma:

$$\partial^2 H / \partial x^2 + \partial^2 H / \partial y^2 - S_t / T \cdot \partial H / \partial t = 0 \quad (\text{eq. IV.1})$$

sendo $H(x,y,t)$, a variável dependente e, x , y e, t , as variáveis independentes.

Para que se possa resolver esta equação diferencial, é necessário que sejam estabelecidas condições de contorno e condições iniciais. As condições de contorno estabelecem a geometria do aquífero estudado, classificando-o em confinado ou não confinado, e também, especificando se este é infinito em extensão ou limitado por parede impermeável (va-

le estreito). As condições iniciais fornecem valores conhecidos da função $H(x,y,t)$, solução da equação IV.1, quando as variáveis independentes se igualam a zero.

Para a equação de Jacob encontrou-se, na literatura pesquisada, as soluções desenvolvidas por FERRIS (1951), COOPER E RORABAUGH (1963), PINDER *et al* (1969), e MARIÑO (1973). Todas as soluções encontradas são voltadas ao estudo de aquíferos submetidos a variações no seu nível d'água inicial sob regime transiente, portanto, todos os autores utilizam a equação de Jacob e, os conceitos de coeficiente de transmissibilidade T , e coeficiente de armazenamento S_t . Em todas as soluções encontradas é assumido que o aquífero é constituído de material homogêneo, é horizontal e sua espessura é constante. Admite-se também, que a água é liberada ou armazenada no maciço, imediatamente à variação do nível d'água.

As soluções apresentadas neste trabalho, para as diversas condições iniciais e de contorno são, em sua totalidade, deduzidas para o caso de fluxo unidimensional estabelecido na direção perpendicular à fonte. Consideram também, a variação do nível do aquífero devida unicamente a variação no nível da fonte que o alimenta, a cheia do rio. Por hipótese, o aquífero é interceptado em toda a sua espessura pelo rio. A equação diferencial para o fluxo transiente torna-se então:

$$\partial^2 H / \partial x^2 - S_t / T \cdot \partial H / \partial t = 0 \quad (\text{eq. IV.2})$$

Em todas as soluções encontradas para $H(x,t)$, é assumido também, que o rio que alimenta o aquífero tem margens verticais, que a variação de seu nível d'água se dá normalmente em períodos de cheia e que sua calha não é transbordada. A condição inicial, para solução da equação IV.2, é a equação da variação do nível do rio, denominada hidrógrafa. No Apêndice A faz-se uma apreciação sobre os tipos e conceitos ligados às hidrógrafas. Esta condição inicial é expressa por $H(0,t)$.

Considera-se, ainda, nas soluções da equação IV.2, que a variação do nível do aquífero se deve exclusivamente a variação do nível da fonte (rio), não sendo considerados a percolação vertical, que normalmente ocorre ou, quaisquer outros fluxos não provenientes da cheia do rio.

As soluções que contemplam aquíferos não confinados levam em consideração as restrições da equação de Jacob, ou seja, a variação do nível d'água deve ser inferior a 2% da espessura saturada do aquífero.

IV.1: Solução de Ferris

FERRIS (1951), resolve a equação IV.2 para um aquífero confinado, de extensão infinita na direção perpendicular ao

curso do rio (semi infinito), que o intercepta em toda a sua espessura, Ferris admite como condição inicial para o problema, a hidrógrafa com formato senoidal (ver Apêndice A). A solução é estendida aos aquíferos não confinados, resguardadas as observações de Jacob, já mencionadas anteriormente.

A solução de Ferris é baseada no desenvolvimento proposto por INGERSOLL, ZOBEL e, INGERSOLL (1954) para resolução da equação diferencial do fluxo transiente, unidimensional do calor, que é regido por equação diferencial análoga a equação IV.2.

Segundo CARSLAW e JAEGER (1959), uma equação diferencial parcial ou ordinária, linear e homogênea, pode ter como solução particular uma função que reduza o lado esquerdo da equação a zero. A soma de soluções particulares com, ou sem a multiplicação por constantes arbitrárias, também será solução para esta equação. A tarefa de Ferris foi encontrar uma combinação de soluções particulares para as condições do aquífero e, do rio, assumidas acima.

A equação IV.2 tem duas variáveis independentes :

x , que representa a distância de um ponto considerado à margem do rio, e

t , que representa o tempo contado a partir do início da cheia do rio.

A variável dependente é $H(x,t)$, solução da equação IV.2, variação do nível d'água do aquífero em relação ao nível d'água médio da oscilação.

As condições aplicáveis a equação IV.2 são :

$$a) H(0,t) = \begin{cases} H_0 \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot t/t_0) & \text{para } 0 \leq t \leq t_0 \\ 0 & \text{para } t > t_0 \end{cases} \quad (\text{eq. IV.3})$$

A condição acima, exprime a equação da hidrógrafa do rio.

$$b) \lim_{x \rightarrow \infty} H(x,t) = 0 \quad (\text{eq. IV.4})$$

Onde H_0 representa a semi-amplitude do movimento senoidal do nível do rio e t_0 o período da cheia senoidal. O gráfico explicativo da hidrógrafa assumida por Ferris é mostrado na figura A.3, Apêndice A deste trabalho.

Para solucionar a equação de Jacob (eq.IV.2), levando em consideração as condições iniciais e de contorno, expressas pelas equações IV.3 e IV.4, considera-se como solução particular do problema :

$$H(x,t) = A \cdot \exp(b \cdot t + d \cdot x) \quad (\text{eq. IV.5})$$

Substituindo a equação IV.5 na equação original IV.2, ob-

tem-se para a constante d o valor:

$d = \pm \sqrt{b \cdot S_t / T}$, que substituindo-se na expressão de $H(x, t)$, equação IV.5, fornece:

$$H(x, t) = A \cdot \exp(b \cdot t \pm x \cdot \sqrt{b \cdot S_t / T}) \quad (\text{eq. IV.6})$$

Assumindo-se a constante arbitrária b , como sendo igual a $\pm i \cdot \alpha$ e, substituindo na equação IV.6, tem-se:

$$H(x, t) = A \cdot \exp(\pm i \cdot \alpha \cdot t \pm x \cdot \sqrt{S_t / T} \cdot \sqrt{\pm i \cdot \alpha}) \quad (\text{eq. IV.7})$$

Porém, é sabido que :

$$\sqrt{i} = \pm (1+i)/\sqrt{2} \quad \text{e,}$$

$$\sqrt{-i} = \pm (1-i)/\sqrt{2}$$

A equação IV.7 fica então com a seguinte forma:

$$H(x, t) = A \cdot \exp(\pm i \cdot \alpha \cdot t \pm x \cdot \sqrt{S_t \cdot \alpha / 2 \cdot T} \cdot (1 \pm i))$$

Rearranjando-se a expressão acima, chega-se a seguinte expressão para $H(x,t)$:

$$H(x,t) = A \cdot \exp(\pm x \cdot \sqrt{St \cdot \alpha / 2 \cdot T}) \cdot \exp[\pm i \cdot (\alpha \cdot t \pm x \cdot \sqrt{St \cdot \alpha / 2 \cdot T})] \quad (\text{eq. IV.8})$$

Como foi exposto anteriormente, pode-se tomar como solução da equação IV.2, uma soma de soluções particulares da equação, como por exemplo:

$$H(x,t) = A \cdot \exp(-x \cdot \sqrt{St \cdot \alpha / 2 \cdot T}) \cdot \{ \exp(i \cdot (\alpha \cdot t - x \cdot \sqrt{St \cdot \alpha / 2 \cdot T})) - A \cdot \exp(-x \cdot \sqrt{St \cdot \alpha / 2 \cdot T}) \cdot \exp(-i \cdot (\alpha \cdot t - x \cdot \sqrt{St \cdot \alpha / 2 \cdot T})) \} \quad (\text{eq. IV.9})$$

Substituindo na equação IV.9 a expressão que se segue:

$$\{ \exp(i \cdot \phi) - \exp(-i \cdot \phi) \} / 2 = \text{sen} \phi$$

$H(x,t)$, fica:

$$H(x,t) = A' \cdot \exp(-x \cdot \sqrt{St \cdot \alpha / 2 \cdot T}) \cdot \text{sen}(\alpha \cdot t - x \cdot \sqrt{St \cdot \alpha / 2 \cdot T}) \quad (\text{eq. IV.10})$$

A equação IV.10 deve atender as condições definidas pelas equações IV.3 e IV.4. Para tal, as constantes arbitrárias A' e α assumem os valores H_0 e $2 \cdot \pi \cdot t / t_0$, respectivamente, como se prova a seguir:

Para $H(0,t) = H_0 \cdot \text{sen}(2\pi \cdot t/t_0)$, tem-se:

$A' \text{sen}(\alpha \cdot t) = H_0 \cdot \text{sen}(2\pi \cdot t/t_0)$, então:

$A' = H_0$ e,

$\alpha = 2\pi \cdot t/t_0$

A solução da equação diferencial, com as condições iniciais e de contorno impostas fica então, definida por:

$$H(x,t) = H_0 \cdot \exp(-x \cdot \sqrt{S_t \cdot \pi / T \cdot t_0}) \cdot \text{sen}(2\pi \cdot t/t_0 - x \cdot \sqrt{S_t \cdot \pi / T \cdot t_0}) \quad (\text{eq. IV.11})$$

Verifica-se que a condição de contorno imposta pela equação IV.4 é satisfeita pela solução encontrada (eq. IV.11):

$$\lim_{x \rightarrow \infty} H_0 \cdot \exp(-x \cdot \sqrt{S_t \cdot \pi / T \cdot t_0}) \cdot \text{sen}(2\pi / t_0 - x \cdot \sqrt{S_t \cdot \pi / T \cdot t_0}) = 0$$

A expressão de $H(x,t)$, proposta por Ferris, permite que se estime a variação do nível d'água em qualquer ponto de um aquífero, distando x da margem do rio, em qualquer tempo t ,

contado a partir do início da cheia do rio, que obedece a uma hidrógrafa senoidal, de amplitude igual a $2H_0$ e período t_0 .

A equação IV.11 define o movimento de uma onda senoidal, cuja amplitude decresce rapidamente com a distância x , tendo como fator de amortecimento $\exp(-x \cdot \sqrt{S_t \cdot \pi / T \cdot t_0})$. Fisicamente, é como se a onda senoidal, devida à cheia do rio, se propagasse através do maciço permeável às suas margens, sendo amortecida, tendo sua amplitude decrescente à medida que o ponto de observação se afasta da margem rio.

IV.2: Solução de Cooper e Rorabaugh

COOPER e RORABAUGH (1963), desenvolveram soluções para a equação IV.2 levando em consideração algumas condições iniciais e, de contorno, porém, limitaram seus estudos a aquíferos não confinados. A equação de Jacob é, então, assumida como característica do fluxo transiente, devendo-se notar que, no caso de aquíferos não confinados, a variação do nível d'água deve ser inferior a 2% da espessura saturada do aquífero.

O comportamento do rio, assumido por Cooper e Rorabaugh, gera a descrição de uma família de curvas, que representam as possíveis hidrógrafas, adotadas como condições iniciais para a solução da equação diferencial.

A expressão geral destas hidrógrafas é dada por:

$$H(0,t) = \begin{cases} N.H_0 \cdot \exp(-\delta t) \cdot (1 - \cos wt) & \text{para } 0 \leq t \leq t_0 \\ 0 & \text{para } t > t_0 \end{cases} \quad (\text{eq. IV.12})$$

Onde $w = 2 \cdot \pi / t_0$.

No Apêndice A, deste trabalho, a figura A.4 mostra a forma da hidrógrafa adotada por Cooper e Rorabaugh, notando-se que $H(0,t)$, define a variação da altura d'água acima de um nível d'água médio inicial tomado como constante.

O esquema mostrado na figura IV.1 é o admitido para a formulação do problema proposto por Cooper e Rorabaugh. O fluxo transiente é provocado pela cheia do rio conectado ao aquífero, segundo a hidrógrafa descrita acima, e faz variar o nível d'água do terreno situado às suas margens. Cooper e Rorabaugh consideram soluções para dois casos distintos, aquífero limitado por parede impermeável e, aquífero semi infinito.

a) Aquífero limitado por parede impermeável:

Este caso é mostrado na figura IV.1 onde, x , varia entre 0 e L , considerando-se então, como condição de contorno:

$$\partial H(L,t)/\partial x = 0 \quad \text{para } t > 0 \text{ e,} \quad (\text{eq. IV.13})$$

Tendo como condições iniciais:

$$H(x,0) = 0 \quad \text{para } 0 \leq x \leq L \text{ e,} \quad (\text{eq. IV.14})$$

$H(0,t)$ dado pela equação IV.12, onde o parâmetro δ , que determina o grau de assimetria da curva assume os valores:

$$a_1) \quad \delta > 0;$$

$$a_2) \quad \delta = \beta \cdot w \cdot (2n-1)^2 \quad \text{para } n, \text{ número inteiro positivo maior ou igual a 1 e, } \beta = \pi \cdot T \cdot t_0 / 8L^2 \cdot S_E;$$

$$a_3) \quad \delta = 0$$

b) Aquífero semi infinito, onde não existe parede impermeável ou seja, x tende ao infinito. Para este caso as condições de contorno e iniciais se resumem em :

$$H(x,0) = 0 \quad \text{para } x \geq 0 \quad (\text{eq. IV.15})$$

$$\lim_{x \rightarrow \infty} H(x,t) = 0 \text{ para } t > 0 \quad (\text{eq. IV.16})$$

No caso de aquíferos semi infinitos, Cooper e Rorabaugh, admitem um único caso para a hidrógrafa, onde $\delta = 0$. Então, fica:

$$H(0,t) = \begin{cases} H_0/2 \cdot (1 - \cos \omega t) & \text{para } 0 \leq t \leq t_0 \\ 0 & \text{para } t > t_0 \end{cases} \quad (\text{eq. IV.17})$$

O caso b é, na verdade, análogo ao caso estudado por Ferris, apresentado no item IV.1, pois trata-se de um aquífero não confinado semi infinito, na direção perpendicular ao curso do rio, que possui hidrógrafa com formato senoidal. Verifica-se que a condição $\delta = 0$ leva à uma hidrógrafa com formato senoidal.

Cooper e Rorabaugh desenvolveram soluções matemáticas, utilizando as técnicas para resolução de equações diferenciais envolvendo as transformadas de Laplace, para os casos a e, b citados. Além da solução $H(x,t)$ calculada, Cooper e Rorabaugh, determinam também a vazão Q , admitida no maciço durante o período de cheia do rio, através da lei de Darcy que pode ser escrita como :

$$Q = T. \partial H(0,t)/\partial x \quad (\text{eq.IV.18})$$

onde Q é a vazão por unidade de comprimento do rio, na direção x .

Neste trabalho, transcreve-se as soluções, $H(x,t)$, encontradas por Cooper e Rorabaugh apenas para o caso da hidrógrafa senoidal, $\delta = 0$, pois dentre todas as outras esta é a única que nos permite comparações com outros autores. O trabalho de Cooper e Rorabaugh é voltado para a hidrogeologia onde, a previsão de níveis d'água no maciço e, o cálculo das vazões admitidas, sabendo-se os parâmetros que caracterizam o solo, são os objetivos. No presente trabalho, o intuito é a utilização da observação da evolução dos níveis d'água dos aquíferos, quando da cheia dos rios, para o cálculo de coeficientes de permeabilidade. Neste aspecto, as soluções de Cooper e Rorabaugh, fornecem expressões matemáticas que tornam extremamente difícil a determinação do coeficiente de permeabilidade k , em função das observações de $H(x,t)$, que seriam realizadas no campo.

Caso a) Aquífero limitado por parede impermeável (eq.IV.13 e IV.14) e rio com hidrógrafa senoidal (eq.IV.17). A função $H(x,t)$ dada por Cooper e Rorabaugh para determinação de níveis d'água no aquífero é dada pelas expressões:

$$H(x,t) = H_0/2 \cdot \{1 - A \cos(\omega t + \theta) - 4/ \sum_{n=1}^{\infty} \text{sen}((2n-1) \cdot \pi x/2L) \cdot (\exp(-(2n-1)^2 \cdot \beta \cdot \omega \cdot t) / ((2n-1) + (2n-1)^5 \cdot \beta^2))\}$$

para $0 \leq t \leq t_0$

(eq. IV.19)

e,

$$H(x,t) = -2H_0/\pi \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \{ \text{sen}((2n-1) \cdot \pi x/2L) \cdot (1 - \exp((2n-1)^2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \beta)) \cdot \exp(-(2n-1)^2 \cdot \beta \cdot \omega \cdot t) / ((2n-1) + (2n-1)^5 \cdot \beta^2) \}$$

para $t > t_0$ (eq. IV.20)

Os parâmetros A , β e θ que aparecem nas equações IV.19 e IV.20 são dados por:

$$A = \{ [\cos^2(\pi \xi / \sqrt{8\beta}) + \text{senh}^2(\pi \xi / \sqrt{8\beta})] /$$

$$[\cos^2(\pi / \sqrt{8\beta}) + \text{senh}^2(\pi / \sqrt{8\beta})] \}^{1/2}$$

$$\beta = \pi \cdot T \cdot t_0 / 8l^2 \cdot S_t$$

$$\theta = \arctan\{[f_e(\pi\xi/\sqrt{8\beta}) \cdot f_c(\pi/\sqrt{8\beta}) - f_c(\pi\xi/\sqrt{8\beta}) \cdot f_e(\pi/\sqrt{8\beta})]\}$$

$$\therefore [f_c(\pi\xi/\sqrt{8\beta}) \cdot f_c(\pi/\sqrt{8\beta}) + f_s(\pi\xi/\sqrt{8\beta}) \cdot f_s(\pi/\sqrt{8\beta})]$$

As funções f_e e f_c são :

$$f_e(a) = \operatorname{sen} a \cdot \operatorname{senh} a \quad e,$$

$$f_c(a) = \cos a \cdot \operatorname{cosh} a$$

ξ é função da extensão do aquífero e, da distância à margem do rio :

$$\xi = (L-x)/L$$

Caso b) Aquífero semi infinito (eq.IV.15 e eq.IV.16), submetido a variações de nível d'água provocadas pela cheia do rio, que tem hidrógrafa com formato senoidal. A hidrógrafa pode ser expressa pela equação IV.12, para $\delta = 0$.

Cooper e Rorabaugh chegaram às seguintes expressões para $H(x,t)$:

$$H(x,t) = H_0/2 \cdot \left\{ \operatorname{erfc}\left(x/2\sqrt{T \cdot t/S_t}\right) - \exp(-x\sqrt{w \cdot S_t/2T}) \cdot \cos\left(\omega t - x\sqrt{w \cdot S_t/2T}\right) + 1/\pi \cdot \int_0^\infty \frac{\exp(-ut) \cdot \operatorname{sen}\left(x\sqrt{u \cdot S_t/T}\right) \cdot u/(u^2+w^2) \cdot du \right\}, \text{ para } t \leq t_0 \quad (\text{eq. IV.21})$$

e,

$$H(x,t) = H_0/2 \cdot \left\{ \operatorname{erfc}\left(x/2\sqrt{T \cdot t/S_t}\right) - \operatorname{erfc}\left(x/2\sqrt{T/S_t(t-t_0)}\right) + 1/\pi \cdot \int_0^\infty \frac{(\exp(-ut) - \exp(-u(t-t_0))) \cdot \operatorname{sen}\left(x\sqrt{u \cdot S_t/T}\right) \cdot u/(u^2+w^2) \cdot du \right\}, \text{ para } t > t_0 \quad (\text{eq. IV.22})$$

onde, erfc é denominada a função erro complementar e sen é dada por:

$$\operatorname{erfc}(a) = 1 - 2/\sqrt{\pi} \cdot \left(a - a^3/3 \cdot 1! + a^5/5 \cdot 2! - a^7/7 \cdot 3! + \dots \right)$$

DAVID K. TODD (1954, 1955), utilizando o estudo de Cooper e Rorabaugh, desenvolveu um modelo analógico para um aquífero não confinado, de espessura constante, horizontal, conectado a uma fonte submetida à variações de nível d'água senoidais, com o tempo. O modelo de Todd é baseado na analogia

existente entre o fluxo em meios porosos e o fluxo de um fluido viscoso entre placas. Todd compara os resultados obtidos, experimentalmente, com a solução de Cooper e Rorabaugh.

A experiência de Todd visa estudar o aquífero do ponto de vista da hidrogeologia, enfatizando a estimativa do volume de água que o aquífero armazena durante o período da cheia do rio ou, o volume que o aquífero libera, quando da descida do nível do rio. O estudo de Todd simula um aquífero não confinado, semi infinito, com permeabilidade homogênea e isotrópica, conectado a um rio que possui margens verticais cuja cheia possui hidrógrafa senoidal, não transbordando a calha.

Uma camada impermeável horizontal coincide com o berço do rio e, o fluxo devido a variação do nível do rio é muito maior do que qualquer outra possível contribuição ao lençol d'água. O nível d'água inicial do aquífero é horizontal e, os efeitos da compressibilidade da água e, da estrutura do solo são desprezados. Por se tratar de aquífero não confinado, tais efeitos, são minimizados em presença do volume de água envolvido na drenagem ou enchimento dos vazios do solo, quando da variação do nível do aquífero. A figura IV.3 mostra as condições de campo simuladas na experiência de Todd.

O modelo construído para a analogia foi o canal de Hele-Shaw. O canal é formado por duas placas de vidro, montadas sobre uma base metálica, espaçadas de 0,2096 cm. Entre as

placas existe óleo mineral, com características físicas conhecidas, a um nível inicial estacionário. O canal é conectado em uma de suas extremidades a um reservatório regulado por válvulas, que permite a geração de ondas senoidais solitárias, com várias amplitudes e períodos. A outra extremidade do canal se encontra livre permitindo medir a vazão que ali chega. A figura IV.2 mostra um diagrama do canal de Hele-Shaw.

Para estudar o fluxo de óleo, 14 ondas senoidais solitárias (um único pulso) foram analisadas por Todd. O período das oscilações variou de 2 a 6 minutos e as amplitudes variaram de 2,5 a 15,2 cm. A figura IV.4 mostra um resumo dos dados obtidos por Todd durante o experimento.

Deve-se notar, que cada oscilação senoidal solitária é definida como uma flutuação de nível do reservatório começando no nível inicial do óleo no canal, crescendo até a máxima elevação (amplitude) e por fim, retornando ao nível inicial. Isto corresponde, num gráfico representativo de uma hidrógrafa senoidal, ao trecho compreendido entre -90° e $+270^\circ$. A amplitude do movimento corresponde à diferença de elevação entre o nível inicial (-90°) e o nível máximo ($+90^\circ$).

Este procedimento, adotado por Todd, forma uma onda que viaja do reservatório para o canal tendo sua amplitude amortecida ou seja, decrescendo com o tempo.

Todd observou que esse amortecimento se dá muito rápidamen-

te e, por conseguinte, a variação do nível do canal se torna pequena a partir de curtas distâncias, aproximando-se, então, da situação de campo, onde o aquífero é considerado semi infinito. A figura IV.5 mostra as curvas adimensionais, obtidas por Todd, da variação da altura do óleo, expressa por H/H_0 , em função do tempo, expresso em termos de t/t_0 , para as distâncias 0; 15,24; 30,48; 60,98 e; 152,40 cm, contadas a partir da saída do reservatório. Ilustrando a rapidez de amortecimento das oscilações à medida que, a onda avança no canal.

COOPER e RORABAUGH (1963), apresentam uma comparação entre os resultados obtidos pela solução analítica da equação diferencial do fluxo transiente através de aquíferos semi infinitos, não confinados, submetidos a ondas de cheia senoidais e os resultados obtidos pela analogia de Todd, com o fluxo viscoso entre placas. Para efeito da comparação, Cooper e Rorabaugh, utilizaram o cálculo do volume admitido no aquífero quando da variação do nível do rio, dado por:

$$V = - \int_0^t Q dt \text{ para } t \leq t_0$$

Onde a vazão Q é obtida a partir da equação IV.18 em função de $H(0,t)$, dado pela equação IV.21. É assumido, convencionalmente, o sinal negativo para o volume admitido no aquífero e o sinal positivo quando o volume de água é liberado pelo aquífero.

No modelo de Todd, o volume admitido no canal foi calculado tomando-se a área formada pelo movimento da superfície livre do óleo na parede do canal, acima do nível inicial horizontal. A figura IV.6 mostra a comparação entre a solução de Cooper e Rorabaugh e, as observações feitas em modelo por Todd.

Cooper e Rorabaugh concluem que as curvas tem congruência satisfatória, não sendo totalmente coincidentes devido ao fato de, na realidade a espessura saturada do aquífero variar no modelo de Todd e, esta, ser considerada constante para a solução da equação diferencial, segundo Cooper e Rorabaugh.

IV.2.1:Verificação da extensão dos efeitos da cheia em aquíferos não confinados, submetidos a variações senoidais de nível água

Analisando-se a figura IV.5, observa-se que os efeitos da onda senoidal tendem a ser muito pequenos quando o ponto de observação se afasta do reservatório. Procura-se então, neste trabalho, obter informações quanto a distância efetiva à margem do rio, até onde se pode observar convenientemente os efeitos da cheia do rio sobre o nível água do aquífero às suas margens.

Na figura IV.5, obtida por Todd baseada em suas experiências em modelo, verifica-se que para a razão $t/t_0=5$, a ra-

ção entre o nível d'água em um ponto de observação no canal e, a amplitude do movimento do nível do reservatório, é menor do que 5%. Considerando-se válida a analogia de Todd com o aquífero real e, tomando-se os valores de H, (variação de nível no ponto de observação contada a partir do nível inicial tomado em $t=0$), menores do que 5% da amplitude do movimento senoidal do rio, como desprezíveis, pode-se calcular uma distância à margem do rio que efetivamente sofre os efeitos da cheia. Além desta distância, considera-se muito pouco apreciável o efeito da cheia sobre o maciço, ou seja, a variação do nível do aquífero é praticamente nula além desta distância, quando o rio sofre cheias com hidrógrafa senoidal.

Para o cálculo da extensão dos efeitos da cheia, toma-se a equação de $H(x,t)$ proposta por Ferris (eq.IV.11), que contempla as premissas de aquíferos semi infinitos, conectados a rios com hidrógrafa senoidal. Ressaltando que, a variação da espessura saturada deve ser inferior a 2% para o caso não confinado.

Extrapolando-se $H(x,t)$, dado pela equação IV.11, como igual a zero para um tempo t igual a 5 vezes o período da cheia (t_0) tem-se :

$$\exp(-x \cdot \sqrt{S_t \cdot \pi / T t_0}) \cdot \text{sen}\{(2 \cdot \pi \cdot 5 \cdot t_0 / t_0) - x \cdot \sqrt{S_t \cdot \pi / T t_0}\} = 0$$

ou

$$\text{sen}(10 \pi - x \cdot \sqrt{S_t \cdot \pi / T t_0}) = 0 \quad (\text{eq. IV.23})$$

Calculando-se x igual a:

$$x = 10 \pi \cdot \sqrt{T t_0 / S_t \pi} \quad (\text{eq. IV.24})$$

Adotando-se como exemplo, valores típicos para o período da cheia, $t_0 = 7$ dias, para o coeficiente de armazenamento do aquífero não confinado, $S_t = 0,175$ e, para o coeficiente de transmissibilidade, considerando o aquífero com permeabilidade de 10^{-2} cm/s e espessura de 20 metros, $T = 20$, tem-se a distância x , calculada pela equação IV.24, igual a 1500 metros. Desta forma, poderíamos identificar um aquífero, com as condições assumidas anteriormente, como semi infinito se, a parede impermeável que o limita estiver distando mais de 1500 metros da margem do rio. Além de 1500 metros, não mais se perceberia o efeito da cheia do rio no nível d'água do aquífero.

IV.3: Solução de Pinder, Bredehoeft e Cooper

PINDER, BREDEHOEFT e COOPER (1969), solucionaram a equação de Jacob (eq. IV.2) para aquíferos não confinados, submeti-

dos ao fluxo transiente provocado pela cheia do rio, cuja hidrógrafa pode ter qualquer formato. Pinder *et al* consideram a hidrógrafa do rio como uma série de etapas discretas e, os efeitos de cada uma dessas etapas, no aquífero, são superpostos para o cálculo da previsão dos níveis d'água no aquífero, $H(x,t)$.

O aquífero admitido por Pinder *et al* é considerado homogêneo e, pode ser semi infinito ou, limitado por fronteira impermeável.

Pinder *et al* utilizam, em sua solução o mesmo procedimento usado por CARSLAW E JAEGER (1959) para a solução da equação do calor, análoga à equação de Jacob para o fluxo transiente em solos, estabelecendo expressões para a variação de nível d'água nos aquíferos. Então, para aquíferos não confinados continuam valendo as premissas de Jacob citadas no Capítulo III.

A hidrógrafa admitida por Pinder *et al* pode ser definida pela expressão :

$$H(0,t) = \begin{cases} \Delta H_m & \text{para } t > 0 \\ 0 & \text{para } t < 0 \end{cases} \quad (\text{eq. IV.25})$$

onde ΔH_m , representa a variação instantânea do nível do rio, num tempo $t = m \cdot \Delta t$, como mostrado na figura IV.7 (a).

Os efeitos de ΔH_1 e de ΔH_2 apreciados no nível d'água do maciço, são mostrados nas figuras IV.7 (b) e (c). A superposição dos efeitos é mostrada na figura IV.7 (d), ilustrando a condição inicial assumida .

Pinder *et al* desenvolveram expressões para a função $H(x,t)$, considerando os dois casos distintos, à saber :

Caso A) Situação onde o aquífero é limitado por fronteira impermeável situada a uma distância L , da margem do rio :

As condições de contorno nesse caso são expressas por :

$$\partial H(L,t)/\partial x = 0 \quad (\text{eq. IV.26})$$

$$H(x,0) = 0 \quad \text{para } 0 \leq x \leq L \quad (\text{eq. IV.27})$$

E como condição inicial, tem-se a equação IV. 25, exprimindo a hidrógrafa do rio.

A equação IV.27 mostra que os níveis calculados para o aquífero $H(x,t)$, são tomados em relação ao nível d'água original, médio, considerado constante.

Para a solução do problema foi calculado inicialmente a contribuição ao nível do aquífero (Δh_m), de cada ΔH_m individualmente, expressa por:

$$\Delta h_m(x,t) = \Delta H_m \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n-1} \cdot \{ \operatorname{erfc} [(2 \cdot (n-1) \cdot L + x) / (2 \cdot \sqrt{T \cdot t / S_t})] + \operatorname{erfc} [(2 \cdot n \cdot L - x) / 2 \sqrt{T / S_t t}] \} \quad (\text{eq. IV.28})$$

A variação do nível d'água, em qualquer ponto do maciço, a qualquer tempo t , pode ser calculada pelo somatório dos valores de Δh_m , calculados pela equação IV.28, num período $(p-m) \cdot \Delta t$ onde, p é um contador como se mostra a seguir :

$$H(x,t) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n-1} \cdot \Delta H_m \cdot \{ \operatorname{erfc} [(2 \cdot (n-1) \cdot u + u \cdot \gamma) / (2 \cdot \gamma \sqrt{p-m})] + \operatorname{erfc} [(2nu - u\gamma) / (2\gamma \sqrt{p-m})] \} \quad (\text{eq. IV.29})$$

onde, os parâmetros u e γ são definidos como:

$$u = x / \sqrt{T \cdot \Delta t / S_t} \quad (\text{eq. IV.30}) \quad \text{e,}$$

$$\gamma = x / L \quad (\text{eq. IV.31})$$

Na equação IV.29, $H(x,t)$, é a variação do nível d'água do aquífero a uma distância x , da margem do rio, num tempo $t = p \cdot \Delta t$, contado a partir do início da cheia onde p , é o número de intervalos de tempo considerados.

Caso B) Situação onde o aquífero é semi infinito :

Para esta situação, aquífero semi infinito, as condições iniciais podem ser expressas pelas as equações IV.25 e IV.27 porém, introduz-se uma modificação da condição de contorno expressa por:

$$H(\infty, t) = 0 \quad (\text{eq. IV.32})$$

A solução para a contribuição de cada etapa da hidrógrafa, ΔH_m) é dada por :

$$\Delta h_m(x,t) = \Delta H_m \cdot \text{erfc} \left[\frac{x}{(2 \cdot \sqrt{T \cdot t / S})} \right] \quad (\text{eq. IV.33})$$

A determinação da resposta do aquífero à continua variação do nível do rio é dada pelo somatório de Δh_m :

$$H(x,t) = \sum_{m=1}^p H_m \cdot \{ \text{erfc} [u / (2 \sqrt{p-m})] \} \quad (\text{eq. IV.34})$$

A expressão de $H(x,t)$, dada pela equação IV.34, fornece o nível d'água acima do nível original do maciço para qualquer distância x , contada a partir da margem do rio, para um tempo t , igual a $p.\Delta t$, contado a partir do início da cheia do rio. O parâmetro u é dado pela equação IV.30.

Pinder, Cooper e Bredehoeft utilizaram estas soluções da equação do fluxo transiente para a geração de uma metodologia que permite a estimativa do coeficiente de permeabilidade k do maciço, baseada em observações de variações de nível d'água de aquíferos limitados ou semi infinitos, submetidos à ondas de cheia dos rios hidráulicamente conectados, apresentando hidrógrafa com qualquer formato, esta metodologia é apresentada no Capítulo V deste trabalho.

IV.4 : Solução de Mariño

MARIÑO (1973), desenvolveu expressões para a flutuação do nível d'água freático de sistemas rio - aquíferos não confinados, semi infinitos ou, limitados por parede impermeável, devido ao rebaixamento ou, elevação súbita do nível do rio. O nível do rio permanecerá estático na posição assumida, sem retornar ao nível d'água original. Este conjunto de situações, constituem as condições de contorno e, iniciais, assumidas para a solução da equação do fluxo transiente em solos, equação de Jacob (eq.IV.2)

Mariño faz considerações também, para os casos onde o coeficiente de permeabilidade do material que forma as paredes da calha do rio (k') é diferente do coeficiente de permeabilidade do aquífero (k).

a) Caso de aquífero semi infinito:

Há que se observar duas situações distintas primeiramente, quando o nível d'água for súbitamente rebaixado da posição inicial H_0 para a posição H_1 , permanecendo constante daí em diante. E, uma segunda situação onde o nível original, dado por H_0 , é elevado a uma posição H_2 e então, mantido constante. As figuras IV.8 e IV.9 mostram os esquemas adotados por Mariño.

Nota-se que existe uma camada de espessura b' , com coeficiente de permeabilidade k' , nas paredes da calha do rio. Como as soluções propostas por Mariño sómente contemplam aquíferos não confinados, o coeficiente de armazenamento a ser usado deve ser estimado pela proposição apresentada no item III.2.2, caso b.

a1) Rebaixamento do nível d'água do rio :

A figura IV.8 mostra a situação onde o nível d'água do rio é súbitamente rebaixado para a posição H_1 e daí em diante.

não sofrendo nenhuma alteração. MARIÑO (1964) admite a equação de Jacob em função do nível médio sobre a altura de saturação do lençol freático Z , considerando ainda, que H_1 , seja maior ou igual a $0.5H_0$. A equação para o fluxo transiente fica então :

$$\partial^2 Z / \partial x^2 = S_t / T \cdot \partial Z / \partial t \quad (\text{eq. IV.35})$$

Com as seguintes condições iniciais e, de contorno:

$$Z(x, 0) = 0 \quad (\text{eq. IV.36})$$

$$Z(\infty, t) = 0 \quad (\text{eq. IV.37})$$

$$k \cdot \partial Z / \partial x(0, t) = k' / b' \cdot [Z(0, t) + H_1^2 - H_0^2] \quad (\text{eq. IV.38})$$

Esta condição inicial, representada pela equação IV.38, segundo MARIÑO (1973) é imposta pela camada de material com coeficiente de permeabilidade k' que ocorre na calha do rio .

A variável Z é expressa por:

$$Z = H_0^2 - H^2 \quad (\text{eq. IV.39})$$

O coeficiente de transmissibilidade T, é dado pelo produto do coeficiente de permeabilidade do aquífero k pela altura média de saturação H*, que é calculada pela equação:

$$H^* = 0,5 [H_0(0) + H(t_e)] \quad (\text{eq.IV.40})$$

Onde t_e é o período ao fim do qual H será aproximado .

A solução do problema com as condições iniciais e de contorno apresentadas acima é dada em termos de Z(x,t). Tomando-se a equação IV.39, que relaciona Z com H, contado a partir da camada impermeável na base do aquífero, obtém-se a seguinte expressão para H(x,t):

$$H^2(x,t) = H_0^2 - (H_0^2 - H_1^2) \cdot \{ \text{erfc}[x/(2\sqrt{Tt/S_t})] - \exp[(Tt/S_t R^2) + (x/R)] \cdot \text{erfc}[(x/(2\sqrt{Tt/S_t}) + (\sqrt{Tt/S_t}/R)] \quad (\text{eq.IV.41})$$

Onde, $R = k/(k'/b')$ (eq.IV.42)

Se a calha do rio tiver a mesma permeabilidade que o aquífero ou seja $b' = 0$ então a equação IV.41 fica:

$$H^2(x,t) = H_0^2 - (H_0^2 - H_1^2) \cdot \operatorname{erfc}[x/(2\sqrt{Tt/St})] \quad (\text{eq. IV.43})$$

az) Elevação do nível d'água do rio:

Nesta situação a equação IV.35 continua com as condições de fronteira expressas pelas equações IV.36 e IV.37. Verificando-se uma mudança na condição inicial que agora denota a elevação do nível do rio para a posição H_2 , conforme mostra a figura IV.9. Esta condição inicial é representada pela equação :

$$k \cdot \partial Z / \partial x (0,t) = k' / b' [Z(0,t) - H_2^2 + H_0^2] \quad (\text{eq. IV.44})$$

onde Z , é dado pela expressão :

$$Z = H^2 - H_0^2, \text{análoga a equação IV.39.}$$

Neste caso também é válida a mesma consideração feita para o coeficiente de transmissibilidade T para o caso de rebaixamento do nível do rio (eq. IV.40).

Aplicando as transformadas de Laplace ao problema de valor de contorno, Mariño chega a expressão de $H(x,t)$, dada por:

$$H^2(x,t) = H_0^2 + (H_2^2 - H_0^2) \cdot \{ \operatorname{erfc}[x/(2\sqrt{Tt/S_t})] - \exp[(Tt/S_t R^2) + (x/R)] \cdot \operatorname{erfc}[(x/(2\sqrt{Tt/S_t})) + (\sqrt{Tt/S_t}/R)] \}$$

(eq.IV.45)

Para a calha do rio com a mesma permeabilidade que o aquífero tem-se:

$$H^2(x,t) = H_0^2 + (H_2^2 - H_0^2) \cdot \operatorname{erfc}[x/(2\sqrt{Tt/S_t})]$$

(eq.IV.46)

b) Caso de aquífero limitado por parede impermeável:

Da mesma forma como no caso do aquífero semi infinito, Mariño analisa o efeito do rebaixamento e da elevação do nível do rio sobre os aquíferos limitados por paredes impermeáveis.

b₁) Rebaixamento do nível água do rio:

As condições de contorno e iniciais para a equação IV.35 ficam estabelecidas pelas equações IV.36, IV.38 e, pela equação abaixo, que define a condição do aquífero ser limitado por parede impermeável, conforme a figura IV.10:

$$\partial Z / \partial x (L, t) = 0 \quad (\text{eq. IV.47})$$

A expressão encontrada para $H(x, t)$ para estas condições, é dada por:

$$H^2(x, t) = H_0^2 - (H_0^2 - H_1^2) \cdot \left\{ 1 - \frac{2L}{R} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{[\exp(-\alpha_n^2 T t / S_t L^2) \cdot \cos(1 - (x/L)) \cdot \alpha_n]}{[(\alpha_n^2 + (L^2/R^2) + (L/R)) \cdot \cos \alpha_n]} \right\} \quad (\text{eq. IV.48})$$

Onde os α_n são as raízes positivas da equação transcendental $\tan \alpha = L/R\alpha$ que foram tabeladas por CARSLAW e JAEGER (1959), pag. 494.

No caso em que a calha do rio for constituída do mesmo material do aquífero então, a equação IV.48, se reduz a:

$$H^2(x, t) = H_0^2 - (H_0^2 - H_1^2) \cdot \left\{ \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \cdot \text{erfc} \left[\frac{(2Ln+x)}{(2\sqrt{Tt/S_t})} \right] + \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \cdot \text{erfc} \left[\frac{(2Ln+2L-x)}{(2\sqrt{Tt/S_t})} \right] \right\} \quad (\text{eq. IV.49})$$

b2) Elevação do nível d'água do rio:

A solução da equação IV.35 é determinada para as condições mostradas na figura IV.11, expressas pelas equações IV.36, IV.47 e tomando a relação:

$$k \partial Z / \partial x (0, t) = k' / b' [Z(0, t) + H_0^2 - H_2^2] \quad (\text{eq. IV.50})$$

Considerando $Z = H^2 - H_0^2$. A solução dada, por Marino, neste caso é:

$$H^2(x, t) = H_0^2 + (H_2^2 - H_0^2) \cdot \left\{ 1 - \frac{2L}{R} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \left[\exp(-\alpha_n^2 \cdot Tt / S_t L^2) \cdot \cos(1-x/L) \cdot \alpha_n \right] / \left[(\alpha_n^2 + (L^2/R^2) + L/R) \cdot \cos \alpha_n \right] \right\} \quad (\text{eq. IV.51})$$

Quando a calha do rio possuir permeabilidade igual a do aquífero de suas margens a equação IV.51 se torna:

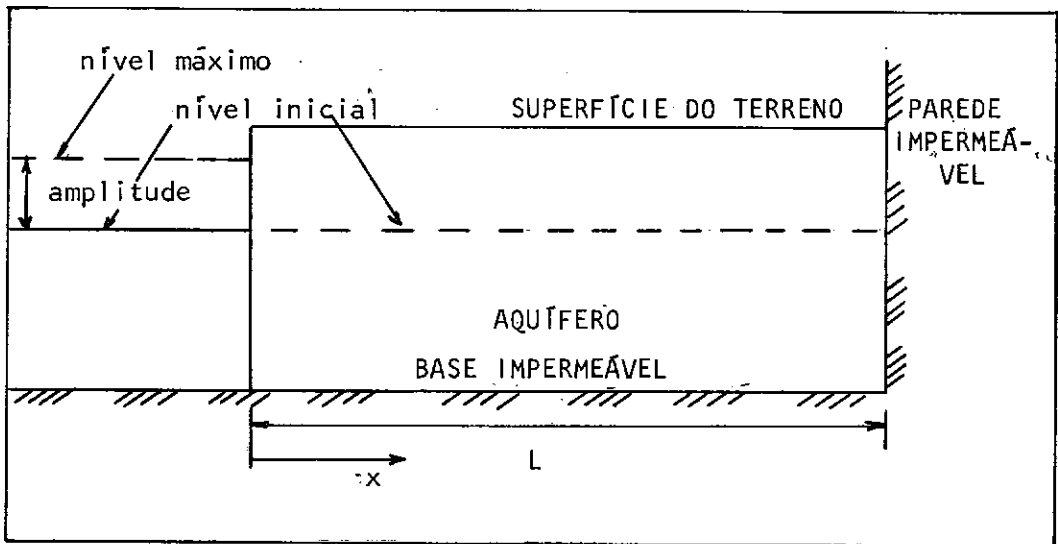
$$H^2(x,t) = H_0^2 + (H_2^2 - H_0^2) \cdot \left\{ \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \cdot \right.$$

$$\cdot \operatorname{erfc}[(2Ln+x)/(2\sqrt{Tt/S_t})] + \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \cdot$$

$$\cdot \operatorname{erfc}[(2Ln+2L-x)/(2\sqrt{Tt/S_t})] \} \quad (\text{eq. IV.52})$$

Mariño considera que nas situações analisadas onde existe um material com coeficiente de permeabilidade k' nas paredes da calha do rio, a capacidade deste material, em termos de armazenar ou liberar água, é desprezível em relação a capacidade do material que constitui o aquífero, de armazenamento ou liberação da água. A análise de Mariño contempla apenas a situação de aquífero não confinado, considerando os coeficientes de armazenamento S_t e de transmissibilidade T do aquífero, como constantes.

Salienta-se que as soluções de MARIÑO (1973) não permitiram a formulação de metodologia capaz de estimar o coeficiente de permeabilidade k em função das observações das variações de nível nos sistemas rio - aquíferos, o que configura o objetivo principal deste trabalho, devido a complexidade matemática de suas equações. As expressões de Mariño se prestam às previsões de resposta do aquífero para as diversas situações apresentadas, usadas em hidrogeologia para aproveitamento dos recursos hídricos do sub solo.



ix

Fig. IV.1 - Esquema das condições assumidas por COOPER e RORABAUGH (1963)

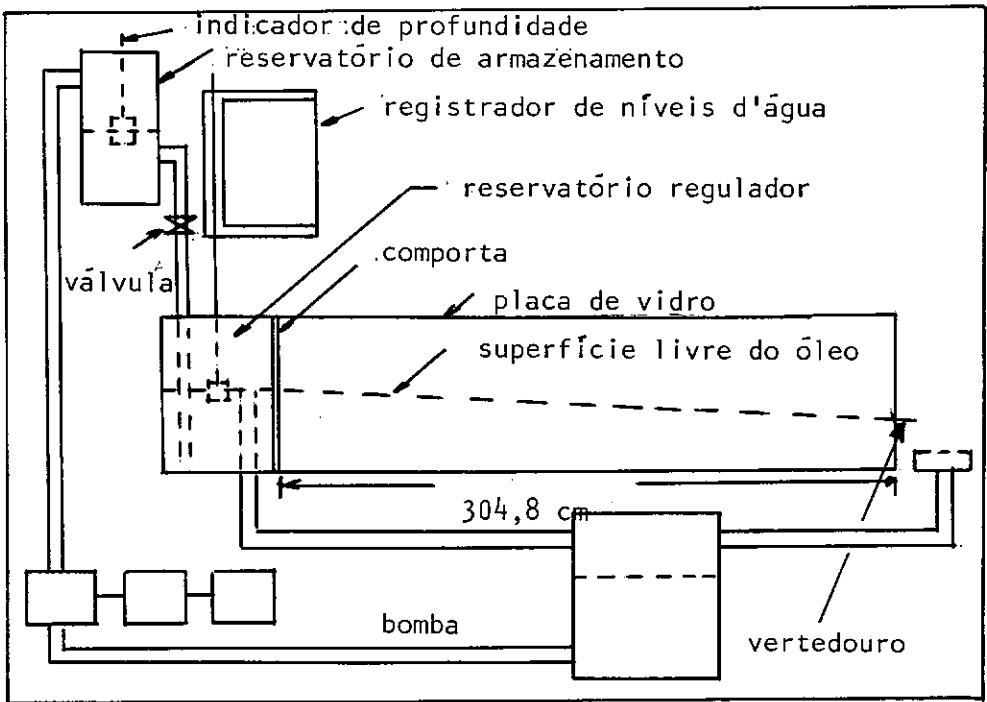


Fig. IV.2 - Diagrama do canal de Hele-Shaw, TODD (1955)

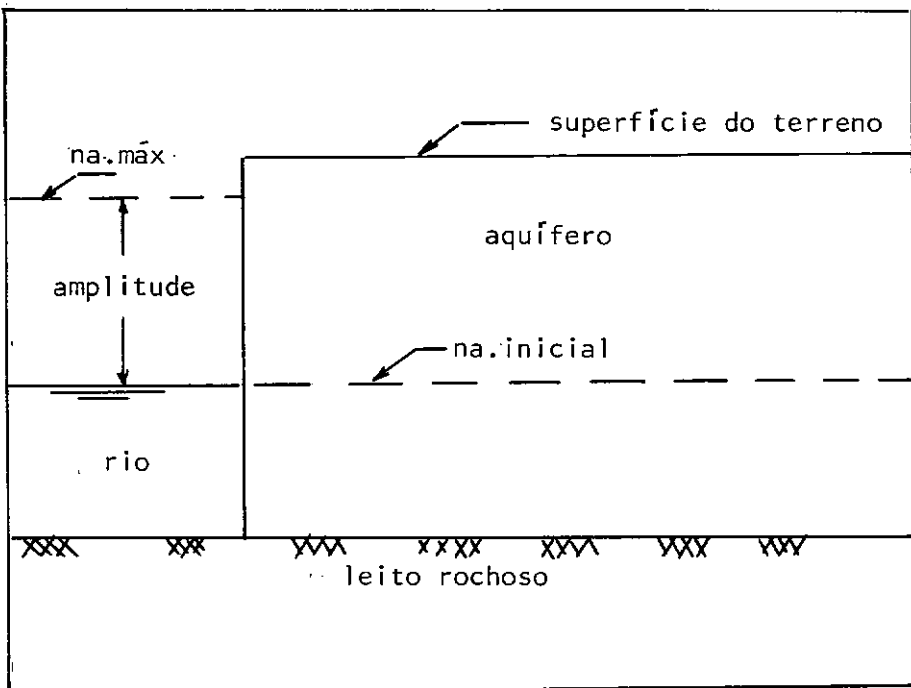


Fig. IV.3 - Diagrama da seção longitudinal mostrando as condições de campo simuladas no modelo analógico de TODD (1955)

Nº	Amplitude H(cm)	Período T(min)	Vol. máx. V_{max} (cm ²)	Q_{min} (cm ² /min)	Q_{max} (cm ² /min)	t_{min} (min)	t_0 (min)	t_{max} (min)
1	7,6	3,0	379	- 433	180	1,38	1,75	2,62
2	5,1	3,0	229	- 389	129	1,25	1,50	2,25
3	7,6	3,0	419	- 541	282	1,88	1,88	2,25
4	10,2	6,0	820	- 606	184	2,25	3,20	5,25
5	10,2	2,0	445	- 841	242	0,88	1,20	1,88
6	10,2	4,0	651	- 587	352	1,50	1,70	3,50
7	5,1	3,0	256	- 361	159	1,38	1,70	2,50
8	15,2	3,0	872	-1102	421	1,25	1,80	2,50
9	2,5	3,0	148	- 230	30,5	1,12	1,50	2,75
10	10,2	3,0	535	- 701	253	1,25	1,70	2,75
11	2,5	3,0	101	- 120	35,0	1,38	1,50	2,75
12	12,7	3,0	714	- 831	355	1,25	1,75	2,62
13	10,2	3,0	548	- 741	268	1,25	1,70	2,50
14	10,2	5,0	742	- 608	254	1,62	3,25	4,00

Fig. IV.4 - Resumo dos dados obtidos na experiência de TODD (1955)

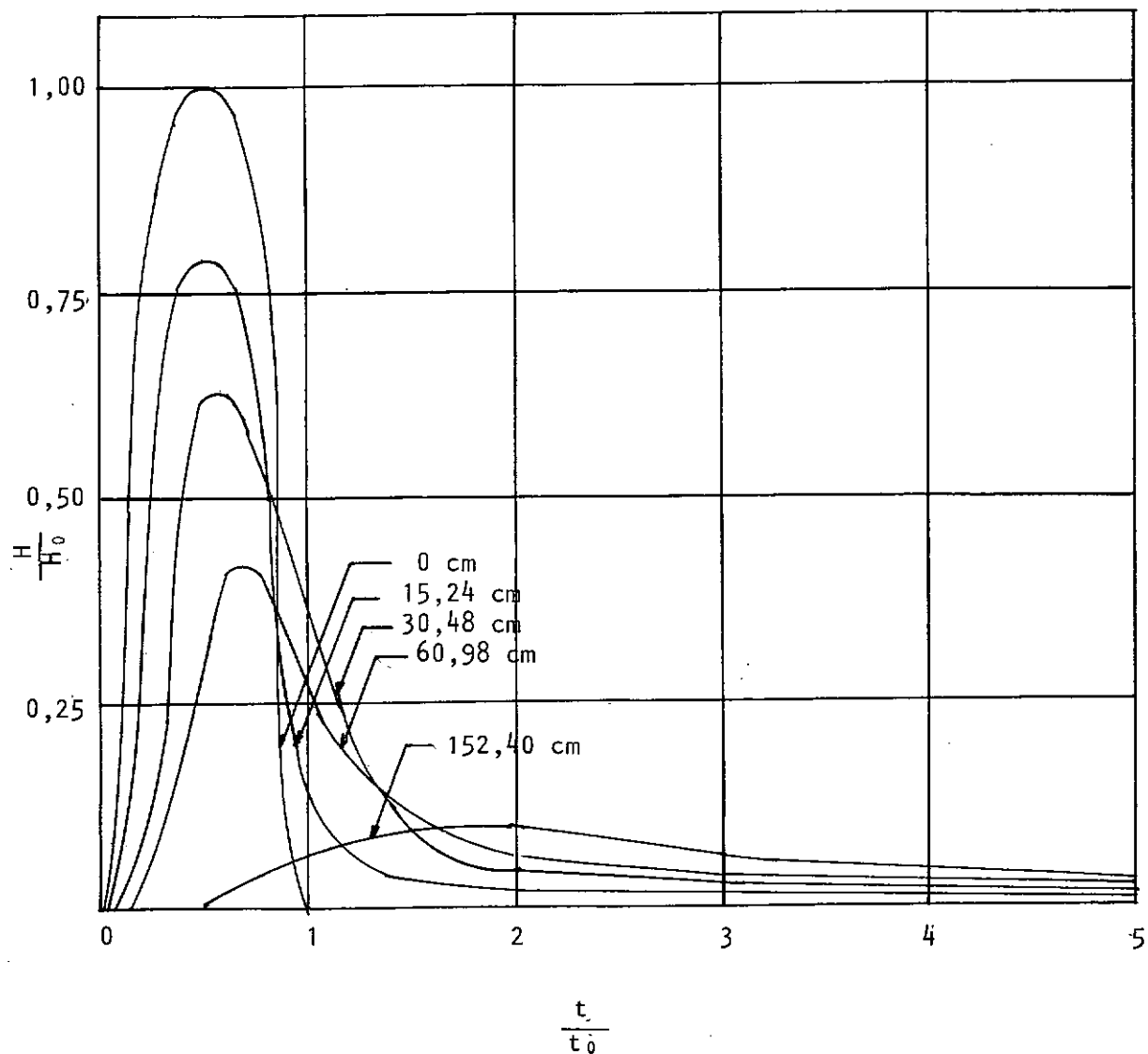


Fig. IV.5 - Relação adimensional entre o nível d'água no canal (H/H_0) e o tempo (t/t_0) para diversas distâncias do reservatório, TODD (1955)

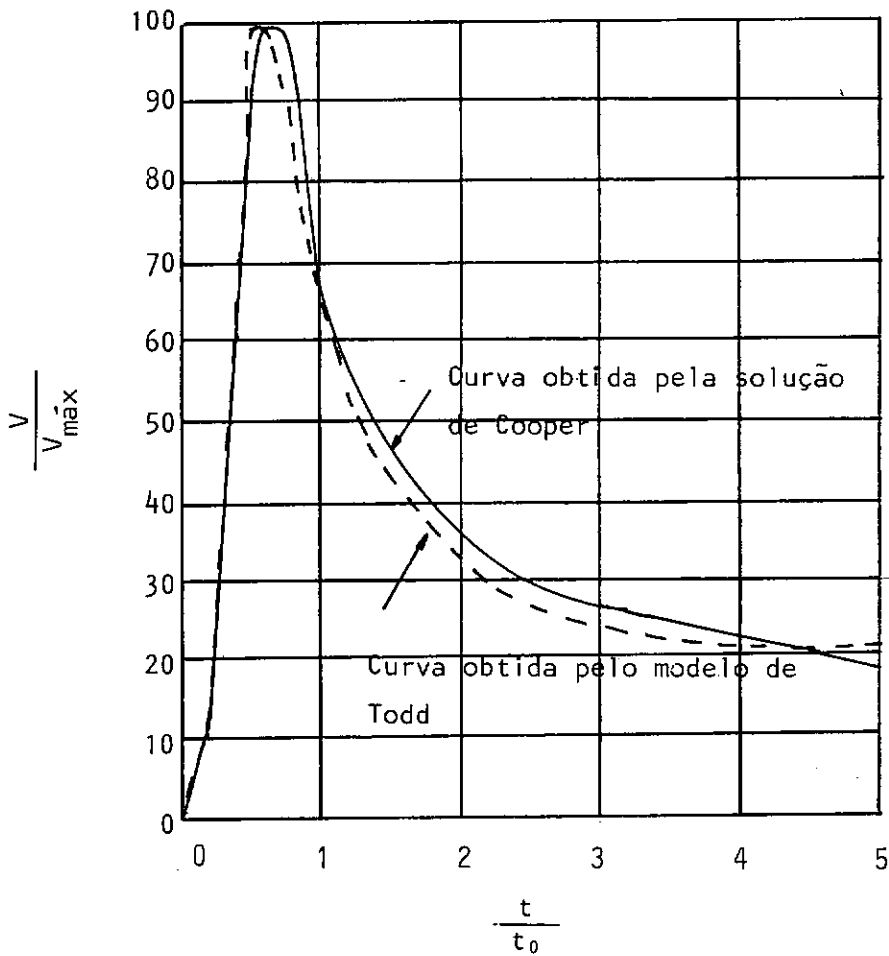


Fig. IV.6 - Comparação entre a solução analítica desenvolvida por Cooper e Rorabaugh e, o modelo analógico de David K. Todd, COOPER E RORABAUGH (1963)

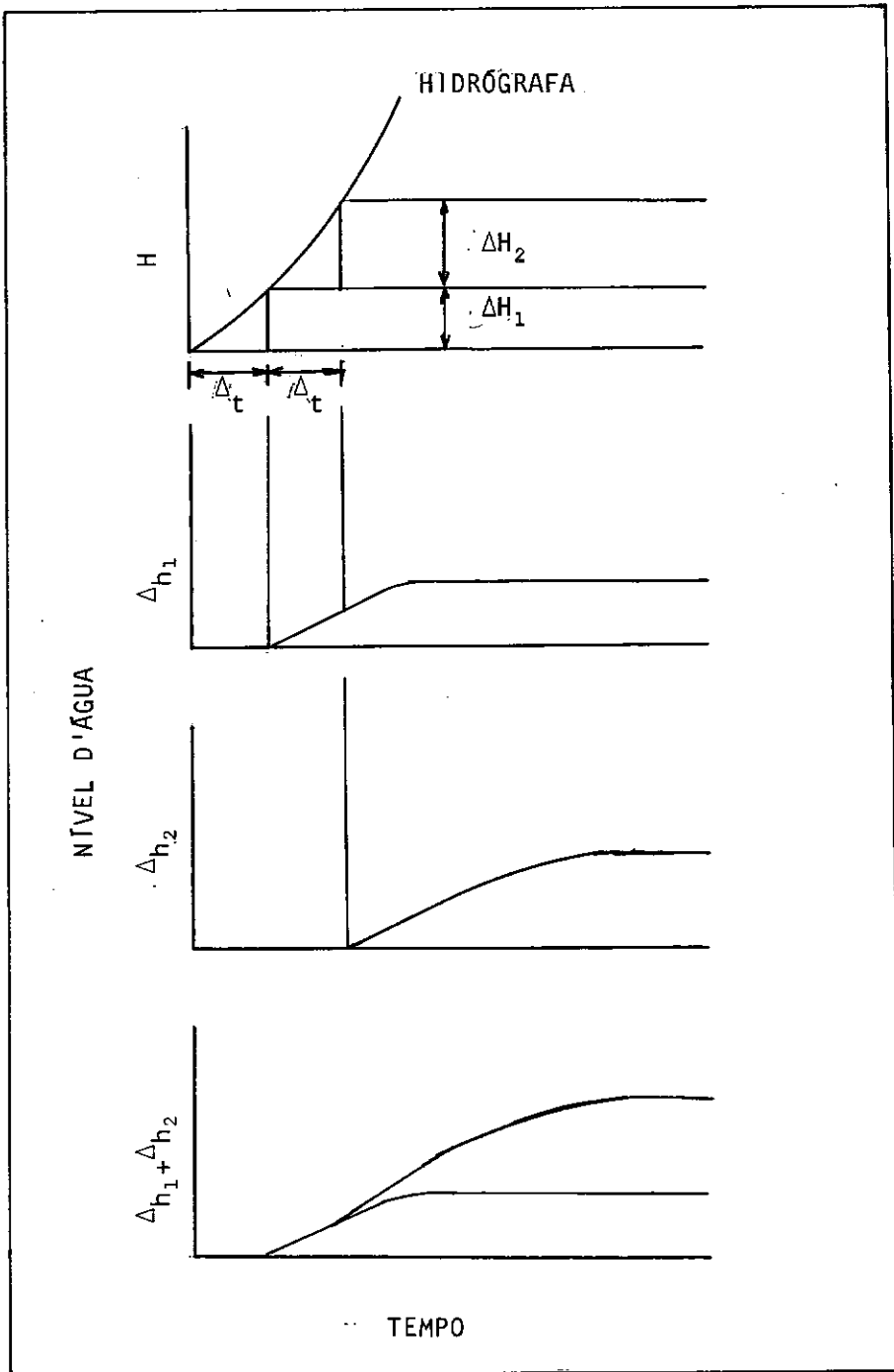


Fig. IV.7 - Representação da supervisão de efeitos considerada por PINDER, COOPER e BREDEHOEFT (1969)

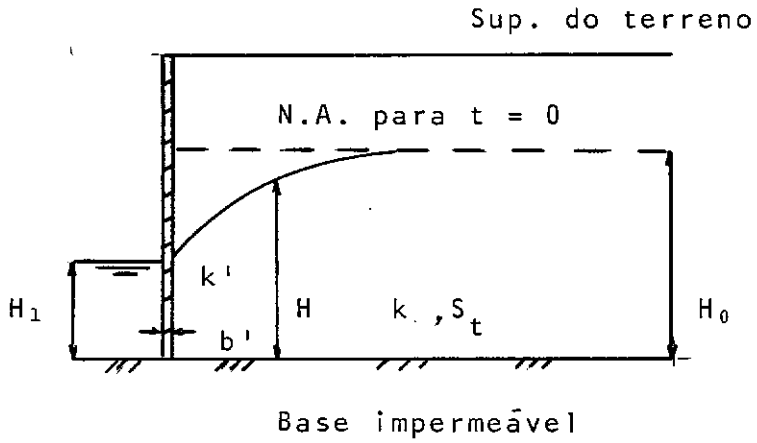


Fig. IV.8 - Aquífero semi infinito submetido a rebaixamento do nível d'água, MARINHO (1973)

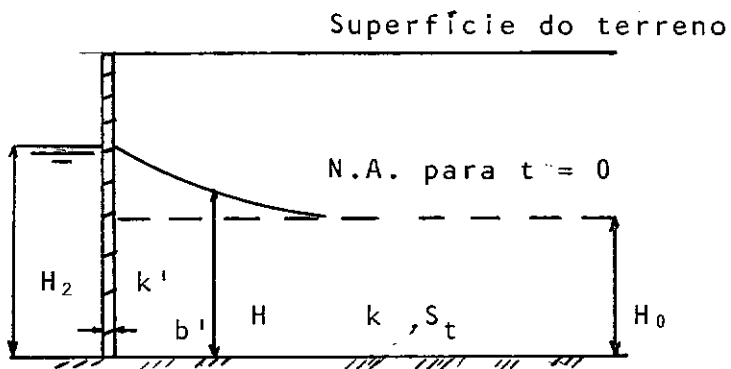


Fig. IV.9 - Aquífero semi infinito submetido a elevação do nível d'água, MARINHO (1973)

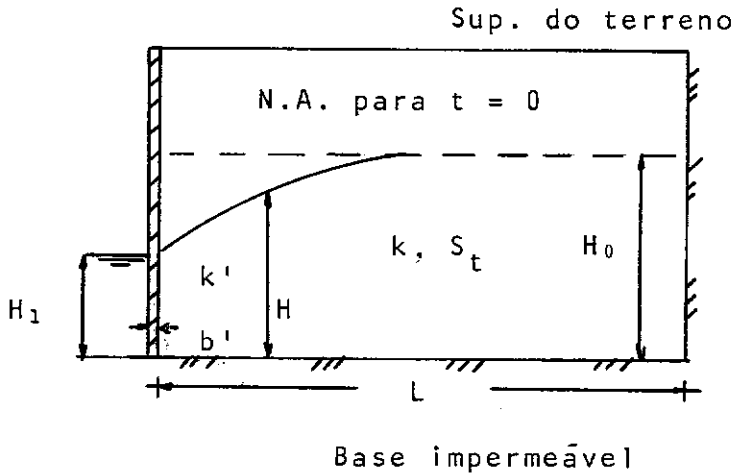


Fig. IV.10 - Aquífero limitado por parede impermeável submetido a rebaixamento do nível d'água, MARINHO (1973)

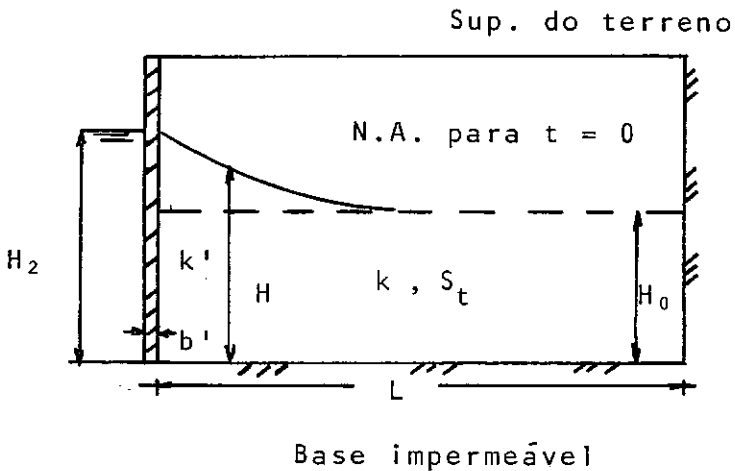


Fig. IV.11 - Aquífero limitado por parede impermeável submetido a elevação do nível d'água, MARINHO (1973)

CAPÍTULO V

MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DE COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

BASEADOS EM FLUTUAÇÕES DO NÍVEL D'ÁGUA DOS AQUÍFEROS

No Capítulo II deste trabalho é apresentado um resumo das técnicas mais comumente empregadas na determinação do coeficiente de permeabilidade k do solo. Neste capítulo, pretende-se difundir, para fins de aplicação prática, metodologias que permitem a estimativa do coeficiente de permeabilidade de maciços aluvionares permeáveis, situados à margem dos rios, através de um procedimento de campo de fácil aplicação.

Utilizando-se a observação do fluxo transiente que ocorre nos maciços de solos à margem dos rios, quando estes passam por períodos de cheia, é possível determinar o coeficiente de permeabilidade k , com base nas leituras das variações dos níveis d'água no rio e no aquífero, ou através de comparações entre níveis previstos e níveis observados neste aquífero.

Este tipo de procedimento visa, principalmente, obter informações sobre características hidrogeológicas do solo, mini-

mizando as fontes de erro apontadas em outros métodos. As observações feitas diretamente no maciço de solo, o fluxo provocado em toda a massa de solo e, não apenas em uma região, e também, a inexistência de aparatos mais específicos do que simples piézômetros e, medidores de níveis d'água, fazem desta técnica uma importante ferramenta. Capaz de orientar o engenheiro geotécnico, no que concerne ao próprio programa de investigações geotécnicas, bem como, na antecipação de dados para tomadas de decisão quanto ao projeto, sem incorrer em maiores despesas.

V.1: Método de Ferris

J.G.FERRIS (1951) desenvolveu um método prático para estimativa do coeficiente de permeabilidade k com base na solução da equação do fluxo transiente provocado por uma onda de cheia com formato senoidal, em um aquífero semi infinito, não confinado, muito espesso, onde as variações do nível d'água não ultrapassam 2% da espessura saturada do aquífero, mostrada na equação IV.11. Ferris admite também ser este fluxo unidimensional, não havendo outras contribuições ao aquífero que não seja a cheia do rio e que esta não transborda sua calha.

Ferris propõem a implantação de piezômetros no aquífero em direção perpendicular à margem do rio, conforme o esquema da figura V.1. Tais piezômetros devem ser equipados com medidores de nível d'água para o acompanhamento da evolução

do nível do aquífero durante o período da cheia. Deve-se proceder também, a medição através de régua, ou outro sistema, dos níveis do rio. A figura V.2 mostra um exemplo de leituras realizadas por Ferris no rio PLATTE, NEBRASCA, USA, e em um piezômetro instalado em suas margens.

A equação IV.11 exprime a função $H(x,t)$ admitida por Ferris. Para um determinado ponto de observação no maciço o nível máximo ocorrerá quando a função $H(x,t)$ for máxima. Isto acontece quando o termo $\text{sen}(2.\pi.t/t_0 - x.\sqrt{S_t.\pi/T.t_0})$, na equação IV.11, for igual a unidade. Desta forma, pode-se obter a amplitude máxima de flutuação do nível d'água neste ponto do maciço definido pela coordenada x , designada por H_p :

$$H_p = 2.H_0.\exp(-x.\sqrt{S_t.\pi/T.t_0}) \quad (\text{eq.V.1})$$

Adotando-se o Sistema Internacional de Unidades (SI), as grandezas H_p , H_0 e x , são expressas em centímetros, enquanto, t_0 é expresso em segundos e o coeficiente de transmissibilidade T , em cm^2/s .

Para a determinação do tempo t_p , contado a partir do início da cheia, no qual ocorre o máximo nível H_p , no ponto de observação x verifica-se:

$$\text{sen}(2.\pi.t/t_0 - x.\sqrt{S_t.\pi/T.t_0}) = 1$$

então ,

$$2.\pi.t/to - x.\sqrt{S_t.\pi/T.to} = \pi/2$$

daí,

$$t_p = to/4 + x.to/2.\pi . \sqrt{S_t.\pi/T.to} \quad (\text{eq.V.2})$$

Denominando-se Δt , o intervalo de tempo entre a ocorrência do nível máximo no rio e, a ocorrência do nível máximo no ponto de observação (*time lag*), pode-se afirmar que :

$$\Delta t = t_{p \dots} - t_{\text{máx}} \quad (\text{eq.V.3})$$

Onde $t_{\text{máx}}$ é o tempo, contado a partir do início da cheia, em que ocorre o máximo nível no rio, que possui hidrógrafa senoidal (Apêndice A, figura A.3), portanto:

$$t_{\text{máx}} = to/4 \quad (\text{eq.V.4})$$

O intervalo de tempo Δt fica:

$$\Delta t = x \cdot \sqrt{S_t \cdot t_0 / 4 \cdot \pi \cdot T} \quad (\text{eq.V.5})$$

Pode-se verificar que este intervalo Δt denota o tempo decorrido entre a observação de um máximo no rio e sua consequente observação num piezômetro, instalado no aquífero. Ratificando a propagação da onda senoidal, amortecida através do maciço de solo conectado ao rio, comentada no item IV.1.

A metodologia proposta por Ferris para estimativa do coeficiente de permeabilidade, pode ser definida de duas maneiras:

a) Utilizando-se as observações de níveis d'água.

b) Utilizando-se as observações de Δt , intervalo entre a ocorrência de níveis máximos no rio e, a observação destes nos piezômetros implantados no aquífero.

a) Observações de níveis d'água:

Plotando-se as variações de níveis d'água do rio e dos

piezômetros implantados no aquífero, conforme mostrado na figura V.2, pode-se calcular as razões entre as amplitudes do movimento no rio ($2H_0$) e, as amplitudes do movimento nos piezômetros (H_P), dada pela equação V.1, então:

$$H_P/2H_0 = \exp(-x \cdot \sqrt{S_t \cdot \pi / T \cdot t_0})$$

ou

$$\log H_P/2H_0 = -0,434 x \cdot \sqrt{S_t \cdot \pi / T \cdot t_0}$$

:

Então:

$$0,77 \cdot \sqrt{S_t / T \cdot t_0} = - \log(H_P/2H_0) / x \quad (\text{eq.V.6})$$

Traçando-se um gráfico, onde as ordenadas são os valores de x , correspondentes as distâncias à margem do rio onde foram instalados os piezômetros de observação, em escala decimal e, as abcissas representam as razões $H_P/2H_0$, observadas para cada piezômetro, em escala logarítmica. Nota-se que, a inclinação da reta representada por este gráfico é igual a:

$$\text{tg } \theta = \Delta x / \Delta \log(H_P/2H_0) \quad (\text{eq.V.7})$$

Que pode ser escrita, em função da equação V.6, como:

$$-1/\operatorname{tg}\theta = 0,77 \cdot \sqrt{S_t/T \cdot t_0} \quad (\text{eq.V.8})$$

A figura V.3 mostra um exemplo do gráfico $H_p/2H_0$ versus x , citado acima, também é calculado o valor de sua tangente, dados do rio PLATTE, FERRIS (1951).

Elevando a equação V.8 ao quadrado, tem-se:

$$1/\operatorname{tg}^2\theta = 0,5929 \cdot S_t/T \cdot t_0$$

Desta forma, pode-se explicitar o coeficiente de transmissibilidade T , do solo em função das observações de nível d'água efetuadas, no rio e, no aquífero, e também, do coeficiente de armazenamento S_t , como segue:

$$T = 0,5929 \cdot S_t \operatorname{tg}^2\theta / t_0 \quad (\text{eq.V.9})$$

O coeficiente de permeabilidade k pode, então, ser estimado através da equação V.9, bastando que se divida o coeficiente de transmissibilidade T , pela espessura do aquífero d ,

considerada constante, como mostra a equação III.28, então tem-se:

$$k = 0,5929.S_t. \operatorname{tg}^2 \theta / t_o.d \quad (\text{eq.V.10})$$

b) Observações dos intervalos de tempo entre a ocorrência de máximos no rio e nos piezômetros:

FERRIS (1951) sugere outro modo de se estimar a permeabilidade do solo, baseado em observações das variações de níveis d'água do sistema rio-aquífero, utilizando o intervalo de tempo Δt , entre a ocorrência de máximos no rio e, sua conseqüente observação nos piezômetros implantados no maciço.

Tomando-se a equação V.5 e, explicitando-se o valor do coeficiente de transmissibilidade T, tem-se:

$$T = x^2.t_o.S_t/4.\pi.\Delta t^2 \quad (\text{eq.V.11})$$

A figura V.4 mostra um gráfico obtido por Ferris para o rio Platte, em cujas abscissas figuram os intervalos de tempo Δt , observados para diversos piezômetros, e nas ordenadas as distâncias x, de cada piezômetro à margem do rio. Observa-se que, a tangente do ângulo de inclinação deste

gráfico pode ser definida por:

$$\operatorname{tg}\theta' = \Delta x / \Delta(\Delta t)$$

Portanto, o coeficiente de transmissibilidade T fica:

$$T = \operatorname{tg}^2\theta' \cdot t_0 \cdot S_t / 4 \cdot \pi \quad (\text{eq.V.12})$$

Permitindo o cálculo do coeficiente de permeabilidade k, multiplicando-se T pela espessura d do aquífero.

$$k = \operatorname{tg}^2\theta' \cdot t_0 \cdot S_t / 4 \cdot \pi \cdot d \quad (\text{eq.V.13})$$

FERRIS (1951), estima a permeabilidade do aquífero situado às margens do rio Platte em Nebraska, U.S.A., através da proposição descrita acima, tanto em relação a níveis como, em relação a tempos.

Para utilização do método, foram implantados três piezômetros no aquífero, P₁, P₂, P₃, distando respectivamente 12, 32, e 76 metros da margem do rio. O rio Platte apresentou hidrógrafa com formato senoidal, conforme mostra a figura V.2, e o período da cheia variou entre 20,5 e 31 horas, para todos os ciclos observados e foi adotado o período médio de 24 horas. A figura V.2 mostra ainda as observações

das variações do nível d'água no piezômetro P₁.

Tomando-se as razões entre as amplitudes do movimento nos piezômetros e as amplitudes do movimento no rio, para os ramos ascendentes e descendentes das curvas, foram observados os valores mostrados na figura V.5, cujas médias fornecem os valores de $H_P/2H_0$ correspondentes as respectivas distâncias x .

Para $x = 12$ m, piezômetro P₁, $H_P/2H_0 = 0,72$.

Para $x = 32$ m, piezômetro P₂, $H_P/2H_0 = 0,54$.

Para $x = 76$ m, piezômetro P₃, $H_P/2H_0 = 0,30$.

O gráfico construído com estes valores é mostrado na figura V.3 e a tangente de θ é portanto, igual a 16835 cm. Calculado o coeficiente de transmissibilidade através da equação V.9, tem-se :

$$T = 1944,8 S_t \text{ cm}^2/\text{s}$$

Ferris assume valores para o coeficiente de armazenamento S_t do aquífero de acordo com a faixa de variação proposta

por êle, ver item III.2.2, para o caso de aquíferos não confinados como o situado às margens do rio Platte. O coeficiente de transmissibilidade fica então:

$$T = 194,48 \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{para } S_t = 0,10$$

$$T = 291,72 \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{para } S_t = 0,15$$

$$T = 388,96 \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{para } S_t = 0,20$$

$$T = 486,20 \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{para } S_t = 0,25$$

O coeficiente de permeabilidade k é calculado dividindo-se T pela espessura média saturada do aquífero, no caso igual a 21,34 metros então:

$$k = 9,11 \times 10^{-2} \text{ cm/s} \quad \text{para } S_t = 0,10$$

$$k = 1,37 \times 10^{-1} \text{ cm/s} \quad \text{para } S_t = 0,15$$

$$k = 1,82 \times 10^{-1} \text{ cm/s} \quad \text{para } S_t = 0,20$$

$$k = 2,27 \times 10^{-1} \text{ cm/s} \quad \text{para } S_t = 0,25$$

Ferris não apresenta estudos para a determinação do coeficiente de armazenamento do aquífero analisado obtendo o coeficiente de permeabilidade em função deste parâmetro, como mostrado acima.

Ferris utiliza também, as observações dos intervalos de tempo Δt para estimar o coeficiente de permeabilidade. A figura V.6 mostra as medições realizadas nos três piezômetros, implantados no aquífero do rio Platte, e as respectivas médias adotadas por Ferris.

O gráfico Δt versus x é plotado (fig. V.4) e a tangente de θ' calculada em:

$$\text{tg}\theta' = 4,23 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$$

O coeficiente de transmissibilidade T é então estimado pela equação V.12 em função do coeficiente de armazenamento do aquífero, como:

$$T = 123,02 \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{para } S_t = 0,10$$

$$T = 184,53 \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{para } S_t = 0,15$$

$$T = 246,05 \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{para } S_t = 0,20$$

$$T = 307,56 \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{para } S_t = 0,25$$

O coeficiente de permeabilidade k , calculado em função do coeficiente de armazenamento S_t , assume os seguintes valores:

$$k = 5,76 \times 10^{-2} \text{ cm/s} \quad \text{para } S_t = 0,10$$

$$k = 8,65 \times 10^{-2} \text{ cm/s} \quad \text{para } S_t = 0,15$$

$$k = 1,15 \times 10^{-1} \text{ cm/s} \quad \text{para } S_t = 0,20$$

$$k = 1,44 \times 10^{-1} \text{ cm/s} \quad \text{para } S_t = 0,25$$

Tomando as médias das duas determinações do coeficiente de permeabilidade feitas em função do coeficiente de armazenamento, Ferris obteve os seguintes resultados :

$$k = 0,74 \times 10^{-1} \text{ cm/s} \quad \text{para } St = 0,10$$

$$k = 1,12 \times 10^{-1} \text{ cm/s} \quad \text{para } St = 0,15$$

$$k = 1,49 \times 10^{-1} \text{ cm/s} \quad \text{para } St = 0,20$$

$$k = 1,86 \times 10^{-1} \text{ cm/s} \quad \text{para } St = 0,25$$

Neste exemplo prático, Ferris salienta o possível aparecimento de valores negativos de x , quando do traçado dos gráficos $H_p/2H_o$ versus x , e Δt versus x . Isto se deve ao fato de a calha do rio não ser vertical, como é assumido, tendo o afloramento do material permeável do aquífero uma distância efetiva a margem do rio, que é considerada a origem para a contagem da distância x .

Ferris observa também, que existe uma diferença sensível entre o valor de k calculado através das razões entre as amplitudes ($H_p/2H_o$) e o valor deste calculado com base nos intervalos de tempo (Δt). Ferris atribui o fato à fatores externos que perturbam mais efetivamente os resultados obtidos com as medições de Δt . Como fatores externos Ferris cita principalmente, os bombeamentos realizados na região próxima a área da pesquisa, que apesar de estarem sob regime permanente sofrem pequenas oscilações que vem a ser

responsáveis por distorções nas medições dos intervalos de tempo.

Para obtenção de maior acurácia Ferris recomenda que se utilizem registradores de nível d'água com escala de tempos a menor possível. Além disto a realização dos estudos deve ser procedida em uma região onde a drenagem local, se houver, esteja em regime permanente.

Ferris conclui que a determinação do coeficiente de permeabilidade através das observações feitas no próprio aquífero leva a resultados satisfatórios. Fornecendo o valor $1,037 \times 10^{-1}$ cm/s. para o coeficiente de permeabilidade, calculado por outros métodos, para efeito de comparação. Ferris estende sua teoria a rios que possuam hidrógrafa senoidal porém, com um único ciclo.

Na tentativa de se aplicar o Método de Ferris para cálculo do coeficiente de permeabilidade é sugerido, neste trabalho, que se siga o procedimento abaixo :

a) Locar os piezômetros no aquífero, figura V.1:

Sugere-se que sejam instalados no mínimo três piezômetros distando 50, 100, e 150 metros ou 30, 60 e 90 metros da margem do rio, no caso do aquífero estudado ser confinado por camada impermeável.

Caso o aquífero, em questão, seja um aquífero não confinado, então, as distâncias à margem do rio devem ser diminuídas

para 5, 10 e 15 metros ou 2, 5 e 10 metros.

O condicionante na escolha da locação dos piezômetros recai no valor do coeficiente de armazenamento S_t do aquífero que assume, no caso de aquíferos não confinados, valor - cerca de 100 vezes maior do que o valor de S_t para os aquíferos confinados. Se colocarmos piezômetros muito próximos à margem do rio em aquíferos confinados, não poderam ser observados valores apreciáveis das variações do nível d'água subterrâneo.

b) Proceder as leituras das variações do nível do rio, para definição da correspondente hidrógrafa e as leituras das variações de níveis nos piezômetros implantados. Deve-se traçar gráficos demonstrativos destas variações de níveis d'água observadas em função do tempo.

c) Obter as razões entre as amplitudes no rio e nos piezômetros e, os intervalos de tempo entre as ocorrências de níveis máximos no rio e sua ocorrência nos piezômetros.

d) Traçar os gráficos $H_p/2H_0$ versus x e/ou o gráfico Δt versus x , determinando as inclinações das retas obtidas calculando as tangentes dos ângulos θ e θ' , respectivamente.

e) Estimar o coeficiente de armazenamento do aquífero através do proposto no item III.2.2 figuras III.4 e III.5, caso o aquífero seja confinado ou não confinado, respectivamente.

f) Obter o coeficiente de permeabilidade do material, através das equações V.10 e/ou, V.13.

No Apêndice C são apresentadas tabelas para $H_p/2H_0$ e Δt , para aquíferos confinados e não confinados, semi infinitos, submetidos a ondas de cheias senoidais premissas assumidas por Ferris. O intuito destas tabelas é simular o que ocorre no aquífero visando uma utilização expedita do método de Ferris. Comparando-se os dados obtidos no campo com os valores das tabelas pode-se estimar a ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade k porém, o uso fica limitado aos aquíferos que apresentem condições semelhantes às usadas para a elaboração das tabelas.

V.2: Método de Pinder, Bredehoeft, e Cooper:

PINDER, BREDEHOEFT e COOPER (1969), desenvolveram uma metodologia capaz de estimar o coeficiente de permeabilidade de aquíferos não confinados, limitados por parede impermeável ou, semi infinitos, conectados a rios que apresentem hidrógrafas com formato qualquer. Para tal, foi utilizada a solução da equação de Jacob para fluxo transiente, mostrada no item IV.3 deste trabalho.

Segundo Pinder *et al*, a razão T/S_t de um aquífero pode ser determinada através da resposta deste aquífero às flutuações do nível do rio. Fazendo-se simulações da resposta de

aquíferos para alguns valores de T/S_t , ou seja, obtendo-se valores de $H(x,t)$ através das equações IV.29 e IV.34, para aquíferos limitados por parede impermeável ou semi infinitos respectivamente, é possível prever a variação do nível d'água no aquífero, como é mostrado no gráfico da figura V.7. Neste gráfico estão plotadas as variações de nível num piezômetro situado a 33,53 metros de distância da margem do rio MUSQUODOBOIT, NOVA ESCÓCIA, estudado por Pinder *et al.*

O parâmetro u que aparece representado em cada uma das curvas apresentadas é definido pela equação IV.30 e simula a resposta de aquíferos com diferentes coeficientes de transmissibilidade T , admitindo-se um coeficiente de armazenamento S_t para o solo.

Obtendo-se leituras dos níveis d'água do aquífero *in situ* pode-se comparar os resultados reais com as curvas simuladas teóricamente, através das soluções de Pinder *et al.* Tomando-se então para o aquífero, o valor de u correspondente a curva que melhor se ajustar aos dados de campo. Na figura V.7 além das curvas teóricas são apresentados os resultados das leituras realizadas no piezômetro nº 3, implantado no aquífero do rio Musquodoboit.

De posse do valor de u obtem-se o coeficiente de transmissibilidade do aquífero:

$$T = x^2.S_t/u^2.\Delta t \quad (\text{eq.V.14})$$

O coeficiente de permeabilidade do solo será obtido pela multiplicação do coeficiente de transmissibilidade, pela espessura média saturada do aquífero.

Devido às equações IV.29 e IV.34, que simulam a resposta do aquífero, envolverem somatórios e funções especiais Pinder *et al* sugerem que se utilize rotinas computacionais para a geração das curvas teóricas.

Pinder *et al* (1969) analisaram o aquífero situado às margens do rio Musquodoboit cuja hidrógrafa é apresentada na figura V.8. O aquífero é não confinado limitado por parede impermeável, apresentando uma espessura saturada de 18,90 metros formado por um aluvião de solo não coesivo de alta permeabilidade.

Pinder *et al* utilizaram três piezômetros implantados no maciço distando 3; 33,53 e, 99,57 metros da margem do rio (poços P₂, P₃ e, P₄), respectivamente. O poço P₁ foi considerado apenas para a caracterização da hidrógrafa pois, localizava-se muito próximo ao rio.

Registradores de níveis água automáticos foram instalados nos piezômetros P₁, P₂, P₃ e P₄. As variações de níveis água nos piêzômetros foram observadas a intervalos de tempo de 2 horas, durante 400 horas.

A figura V.7 mostra os resultados obtidos para $H(x,t)$ simulando valores de u iguais a 3, 10, 14, e 18 para o poço

P_3 , tomando o valor do coeficiente de armazenamento do aquífero S_t igual a 0,175 (aquífero não confinado). Pinder *et al* não apresentam estudos para estimativa do valor do coeficiente de armazenamento do aquífero S_t , arbitrando o valor deste parâmetro.

No gráfico da figura V.7 apresentam-se as leituras do poço P_3 realizadas no campo que quando comparadas com as curvas teóricas geradas leva a uma estimativa de u igual a 10. Este mesmo procedimento foi realizado no poço P_4 , porém, não foram apresentados os resultados. Pinder *et al* não utilizaram, em sua análise os resultados das leituras realizadas no poço P_2 pois, os níveis d'água observados neste poço foram idênticos aos observados no poço P_1 , tomado como representativo da hidrógrafa.

Os valores da razão T/S_t , estimados para os poços P_3 e P_4 , foram 0,3344 e 0,4924 m^2/s , respectivamente. Pinder *et al* admitem que a diferença entre os valores encontrados é devida às heterogeneidades do material do aquífero, assumido como homogêneo na formulação teórica e a possíveis erros nas leituras efetuadas no campo. visto que, a resposta do aquífero às variações do nível do rio foi muito rápida.

Pinder *et al* observam também, que as curvas teóricas variam consideravelmente com a locação assumida para a fronteira impermeável que limita o aquífero em extensão. Ver capítulo IV, item IV.3, onde é apresentado um estudo que procura definir um critério para a classificação de aquíferos em semi infinitos ou limitados, em função da distância

a uma fronteira impermeável.

O coeficiente de permeabilidade do aquífero conectado ao rio Musquodoboit foi estimado pela média entre os valores obtidos no poço P₃ e P₄ em $k = 3,83 \times 10^{-1}$ cm/s. O resultado do coeficiente de permeabilidade calculado pela metodologia de Pinder *et al* é comparada ao valor do coeficiente de permeabilidade k obtido através de testes de bombeamento procedidos no aquífero de Musquodoboit que levaram ao valor $k = 3,96 \times 10^{-1}$ cm/s.

Concluem então Pinder *et al*, que o método utilizado baseado na comparação entre níveis observados *in situ* e níveis simulados pela solução da equação do fluxo transiente levam a resultados satisfatórios, podendo ser usado na determinação do coeficiente de permeabilidade k .

Em resumo, para a utilização da metodologia proposta por Pinder *et al* deve-se seguir os seguintes passos:

a) Proceder a definição da hidrógrafa do rio que alimenta o aquífero em estudo.

b) Implantar, no mínimo, três piezômetros no aquífero e proceder a leitura das variações do nível d'água a intervalos de tempo, o menor possível. Traçar os gráficos $H \times \Delta t$ para cada piezômetro.

c) Elaborar rotina computacional capaz de resolver as equa-

ções IV.29 e/ou IV.34, conforme o aquífero seja limitado ou semi infinito.

d) Estimar, segundo o proposto no item III.2.2, o coeficiente de armazenamento S_t , do solo que constitui o aquífero.

e) Simular, para cada piezômetro, curvas $H \times \Delta t$ para diferentes valores de u ou, do coeficiente de transmissibilidade T .

f) Verificar, para cada piezômetro, qual das curvas simuladas, no item e, mais se aproxima da curva obtida com os valores de campo, traçada conforme o item b. Toma-se então, para o aquífero estudado o valor de u correspondente a curva de melhor ajuste e consequentemente o valor do coeficiente de transmissibilidade T desta curva, para o aquífero.

g) Determinar o coeficiente de permeabilidade do solo, dividindo o valor do coeficiente de transmissibilidade pela espessura média saturada do solo.

V.3: Comparação entre os métodos de Ferris e de Pinder *et al*

No intuito de se verificar a validade dos métodos descritos anteriormente, introduz-se uma comparação entre os resultados obtidos através do método proposto por Ferris e os resultados provenientes da aplicação da metodologia desenvolvida por Pinder *et al*, simulando-se uma situação de campo.

Para comparar os dois procedimentos serão avaliados os níveis d'água num aquífero pela solução de Ferris dada pela equação IV.11, que originou a metodologia exposta no item V.1 deste trabalho e através da solução de Pinder *et al*, expressa pela equação IV.34, que determinou o método de estimativa do coeficiente de permeabilidade apresentado no item V.2.

Para haver coerência entre os dois autores é necessário que o aquífero simulado seja semi infinito, não confinado e conectado a um rio que possui hidrógrafa, $H(0,t)$, com formato senoidal.

O aquífero simulado é mostrado na figura V.9 e apresenta perfil geológico composto de uma camada horizontal de solo aluvionar permeável (tipicamente arenoso) homogêneo, com 20 metros de espessura. O coeficiente de armazenamento ado-

tado para o aquífero não confinado. S_t é de 0,175, correspondendo ao valor médio da faixa de variação deste parâmetro sugerida por Ferris (ver item III.2.2). O coeficiente de permeabilidade k , arbitrado para o solo aluvionar é de 10^{-2} cm/s, correspondendo a um coeficiente de transmissibilidade T igual a 20 cm²/s.

Admitiu-se que três piezômetros foram implantados no maciço aluvionar, em direção perpendicular ao curso do rio, distando 5, 10 e 15 metros da margem do rio designados por PZ-1, PZ-2 e PZ-3, respectivamente, como mostra a figura V.9.

A hidrógrafa utilizada para os cálculos tem formato senoidal, sendo definida pela amplitude da senóide igual a 6 metros e o seu período t_0 igual a 36 horas. A hidrógrafa simulada é mostrada na figura V.10.

Para a comparação entre os dois métodos citados se fez necessária a adoção das variáveis t' e H' , onde t' é dado por:

$$t' = t - t_0/4 \quad (\text{eq.V.15})$$

onde t é o tempo contado a partir do início da cheia e, H' o nível d'água, tomando-se como referência o nível médio da cheia do rio, conforme é mostrado na figura V.10. Considera-se H como a variação do nível d'água medida a partir do

nível inicial do rio tomado como constante em $t = 0$, início da cheia. Esta transformação de coordenadas se torna necessária visto que, Ferris e Pinder *et al* adotam referenciais diferentes para a definição de $H(0,t)$, a hidrógrafa do rio.

No referencial $t' \times H'$, adotado por Ferris, H_0 representa a semi amplitude do movimento e por consequência, os níveis tomados são relativos ao nível médio da cheia (H'). A equação IV.3 dá a expressão da hidrógrafa assumida por Ferris que no referencial adotado na figura V.10, toma a seguinte forma :

$$H' = H_0 \text{ sen}(2\pi t'/t_0) \quad (\text{eq. V.16})$$

Para Pinder *et al*, a hidrógrafa é admitida como sendo uma série de etapas que se sucedem a partir do nível inicial do rio. Neste referencial $H \times t$ os níveis são contados com base no nível inicial e o tempo t , tomado a partir do início da cheia. A senóide assume então, a seguinte expressão:

$$H = H_0(1 - \cos 2\pi t/t_0) \quad (\text{eq.V.17})$$

As duas expressões definidas pelas equações V.16 e V.17 levam, obviamente, a definição da mesma curva.

Para o cálculo dos níveis água nos piezômetros PZ-1, PZ-2 e PZ-3 utilizou-se, quando da adoção do método de Ferris, a equação IV.11 obtendo-se os seguintes resultados:

Cálculos para o PZ-1, $x=500\text{cm}$:

$t=21600\text{s}$	$t'=-10800\text{s}$	$H'(500,-10800)=-163,10\text{cm}$
$t=43200\text{s}$	$t'=10800\text{s}$	$H'(500,10800)=68,90\text{cm}$
$t=64800\text{s}$	$t'=32400\text{s}$	$H'(500,32400)=232,00\text{cm}$
$t=86400\text{s}$	$t'=54000\text{s}$	$H'(500,54000)=163,10\text{cm}$
$t=108000\text{s}$	$t'=75600\text{s}$	$H'(500,75600)=-68,90\text{cm}$
$t=129600\text{s}$	$t'=97200\text{s}$	$H'(500,97200)=-232,00\text{cm}$

Pontos notáveis:

$t'=0\text{s}$	$H'(500,0)=-54,38\text{cm}$
$t'=4749,65\text{s}$	$H'(500;4749,65)=0\text{cm}$
(máximo)	
$t'=37149,52\text{s}$	$H'(500,37149,52)=238,30\text{cm}$
(mínimo)	
$t'=101948,44\text{s}$	$H'(500;101948,44)=-238,30\text{cm}$

Cálculos para o PZ-2, $x=1000\text{cm}$:

$t=21600\text{s}$	$t'=-10800\text{s}$	$H'(1000,-10800)=-157,64\text{cm}$
$t=43200\text{s}$	$t'=10800\text{s}$	$H'(1000,43200)=11,93\text{cm}$

$t=64800s$	$t'=32400s$	$H'(1000,32400)=169,56cm$
$t=86400s$	$t'=54000s$	$H'(1000,54000)=157,63cm$
$t=108000s$	$t'=75600s$	$H'(1000,75600)=11,93cm$
$t=129600s$	$t'=97200s$	$H'(1000,97200)=-169,56cm$

Pontos notáveis:

$t'=0s$	$H'(1000,0)=-84,12cm$
$t'=9499,32s$	$H'(1000;9499,32)=0cm$
(máximo)	
$t'=41899,32s$	$H'(1000;41899,32)=189,28cm$
(mínimo)	
$t'=106699,32s$	$H'(1000;106699,32)=-189,28cm$

Cálculos para o PZ-3, $x=1500cm$:

$t=21600s$	$t'=-10800s$	$H'(1500,-10800)=140,90cm$
$t=43200s$	$t'=10800s$	$H'(1500,10800)=-25,03cm$
$t=64800s$	$t'=32400s$	$H'(1500,32400)=115,88cm$
$t=86400s$	$t'=54000s$	$H'(1500,54000)=140,90cm$
$t=108000s$	$t'=75600s$	$H'(1500,75600)=25,03 cm$
$t=129600s$	$t'=97200$	$H'(1500,97200)=-115,88cm$

Pontos notáveis :

$t'=0s$	$H'(1500,0)=-95,80cm$
$t'=14249,19s$	$H'(1500;14249,19)=0cm$
(máximo)	
$t'=46649,19s$	$H'(1500;46649,19)=150,35cm$

(mínimo)

$$t' = 111449,19 \text{ s} \quad H'(1500; 11449,19) = -150,35 \text{ cm}$$

Utilizando-se a expressão IV.34, definida por Pinder *et al* para previsão de níveis d'água no aquífero foi desenvolvida a rotina computacional HEAD para micro computadores, cuja listagem encontra-se no Apêndice B deste trabalho. A hidrógrafa foi discretizada em 18 etapas, mostradas na figura V. 10, cujos valores são:

$$\Delta H_1(0, t) = 18,092 \text{ cm}$$

$$\Delta H_2(0, t) = 52,095 \text{ cm}$$

$$\Delta H_3(0, t) = 79,813 \text{ cm}$$

$$\Delta H_4(0, t) = 97,906 \text{ cm}$$

$$\Delta H_5(0, t) = 104,189 \text{ cm}$$

$$\Delta H_6(0, t) = 97,906 \text{ cm}$$

$$\Delta H_7(0, t) = 79,813 \text{ cm}$$

$$\Delta H_8(0, t) = 52,095 \text{ cm}$$

$$\Delta H_9(0, t) = 18,092 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{10}(0, t) = - 18,092 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{11}(0, t) = - 52,095 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{12}(0, t) = - 79,813 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{13}(0, t) = - 97,906 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{14}(0, t) = - 104,189 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{15}(0, t) = - 97,906 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{16}(0, t) = - 79,813 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{17}(0, t) = - 52,095 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{18}(0, t) = - 18,092 \text{ cm}$$

O intervalo de tempo Δt considerado para o método de Pinder *et al* como o intervalo entre as leituras da variação do nível do rio, é de 2 horas.

As curvas $H(x,t)$ para cada piezômetro obtidas utilizando-se os dois métodos citados são mostradas nas figuras V.11, V.12 e V.13 para $x = 5; 10$ e 15 metros, respectivamente, correspondendo aos piezômetros PZ-1, PZ-2 e PZ-3.

Analizando-se os gráficos para cada piezômetro verifica-se que à medida que o ponto de observação se distancia da margem do rio as previsões dos níveis d'água pelos métodos de Ferris e Pinder *et al* tendem a pequenas distorções, porém, essas não ultrapassam o valor de 3% da amplitude do movimento de oscilação do nível d'água do rio.

Verifica-se também, que a distorção entre os resultados é mais evidenciada nos ramos descendentes das curvas das figuras V.11, V.12 e V.13. Este fato se deve a aproximação adotada por Pinder *et al* para a hidrógrafa senoidal, onde se "retarda" o efeito da cheia quando se toma os valores constantes de cada ΔH para os incrementos de tempo Δt . Evidentemente, esta diferença será tanto menor quanto menor o intervalo Δt , entre as observações do nível do rio, ficando o estudo limitado pela precisão dos equipamentos usados nesta medição ou pela inferência realizada na hidrógrafa traçada com qualquer Δt .

Observa-se nos gráficos H_p versus $t/\Delta t$ traçados para cada um dos piezômetros, que o nível máximo em cada ponto de ob-

servação ocorre segundo o quadro abaixo :

	<u>FERRIS</u>	<u>PINDER <i>et al</i></u>
PZ-1	t= 9,65 t	t= 10 t
PZ-2	t= 10,32 t	t= 10,8 t
PZ-3	t= 10,98 t	t= 11,6 t

Sendo Δt igual a 2 horas e tomando como referência o tempo de ocorrência do nível máximo no rio, $9 \Delta t$ ou 64800s, contado a partir do início da cheia, verifica-se que há coerência com a teoria apresentada. O fluxo transiente através do maciço de solo provoca variações no nível do aquífero com amplitudes decrescentes com a distância à margem do rio e o tempo de ocorrência do nível máximo é crescente com a distância x do ponto de observação à margem do rio.

Nota-se que o cálculo do tempo para ocorrência do nível máximo para os piézômetros PZ-1, PZ-2 e PZ-3, pelos dois métodos, leva a resultados bastante consistentes, percebendo-se que pelo método de Pinder *et al* há um certo retardamento, devido à aproximação adotada para a hidrógrafa do rio. A maior diferença encontrada entre as previsões para o tempo de ocorrência do nível máximo nos piézômetros, calculada pelos dois métodos, se deu no piézometro PZ-3, o mais distante da margem do rio e foi de 6,8% do valor do tempo

de ocorrência do nível máximo no rio. Concordando com o exposto anteriormente, a respeito das observações de níveis d'água, onde se verifica que a medida que se afasta o ponto de observação as diferenças entre os dois métodos tendem a ser evidenciadas.

Conclui-se que os métodos de Ferris e Pinder levam à previsões de níveis d'água, dos aquíferos submetidos a ondas de cheia senoidais, bastante semelhantes. Não passando de 3% da amplitude da hidrógrafa a diferença entre os máximos níveis calculados para cada piezômetro pelos dois métodos. Havendo uma coerência observada entre as previsões de níveis d'água no maciço pelas duas teorias, presume-se que há coerência também, quando da utilização das teorias de Ferris e Pinder *et al* para o cálculo de coeficientes de permeabilidade baseados nas observações dos níveis d'água de aquíferos. O capítulo a seguir é dedicado à aplicação prática dos métodos de determinação do coeficiente de permeabilidade apresentados. Para tal, será analisado o aquífero situado às margens do rio Paraíba do Sul, durante o período de cheia do rio e estimado o coeficiente de permeabilidade k , do solo local à luz das proposições de Ferris e de Pinder *et al*.

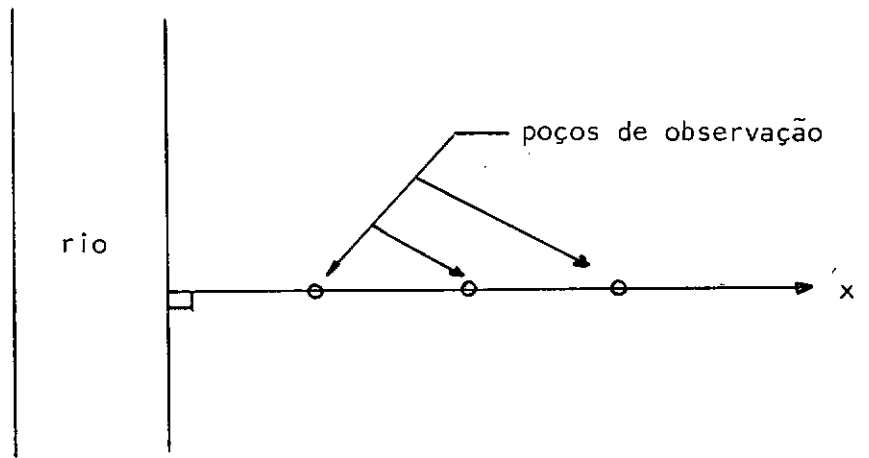


Fig. V.1 - Arranjo proposto por

Ferris (1951)

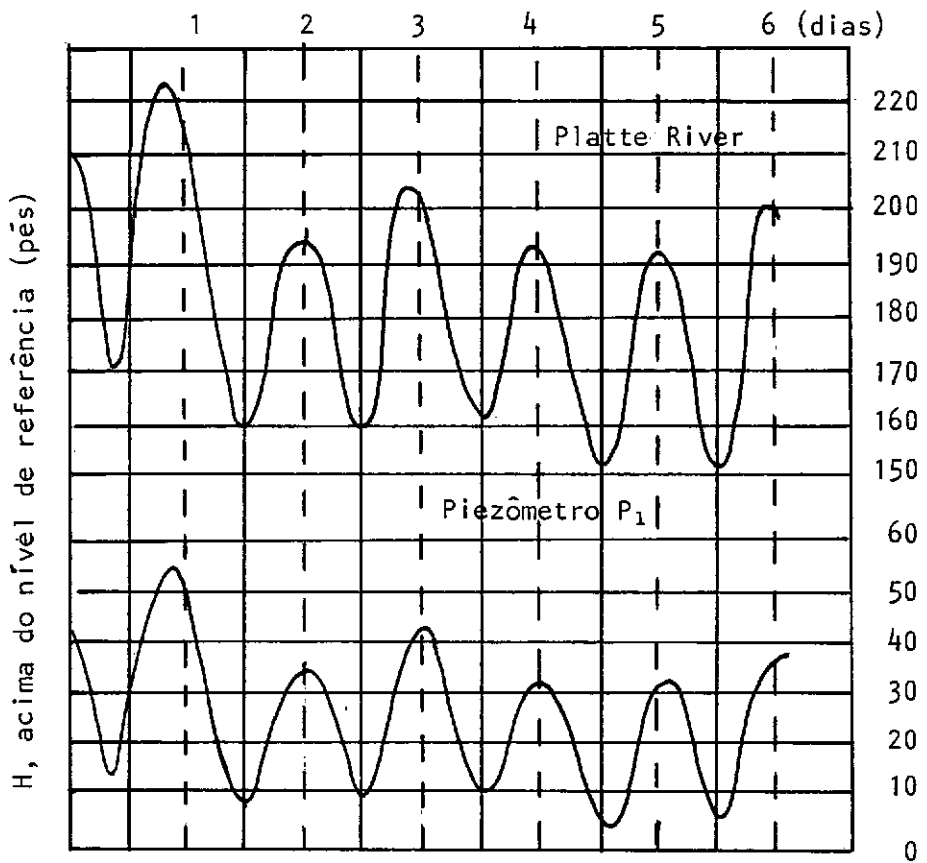


Fig. V.2 - Leituras realizadas no Rio Platte e no piezômetro P₁, FERRIS (1951)

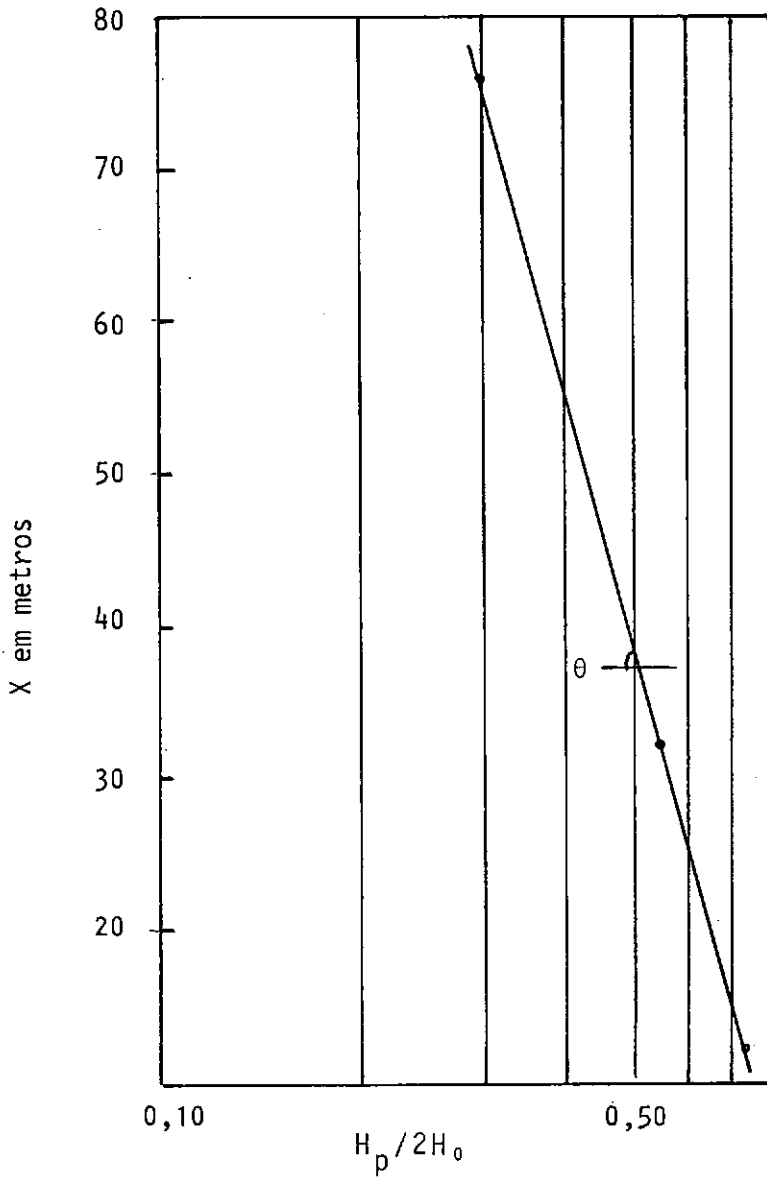


Fig. V.3 - Gráfico $H_p/2H_0$ versus X , para o aquífero às margens do Rio Platte

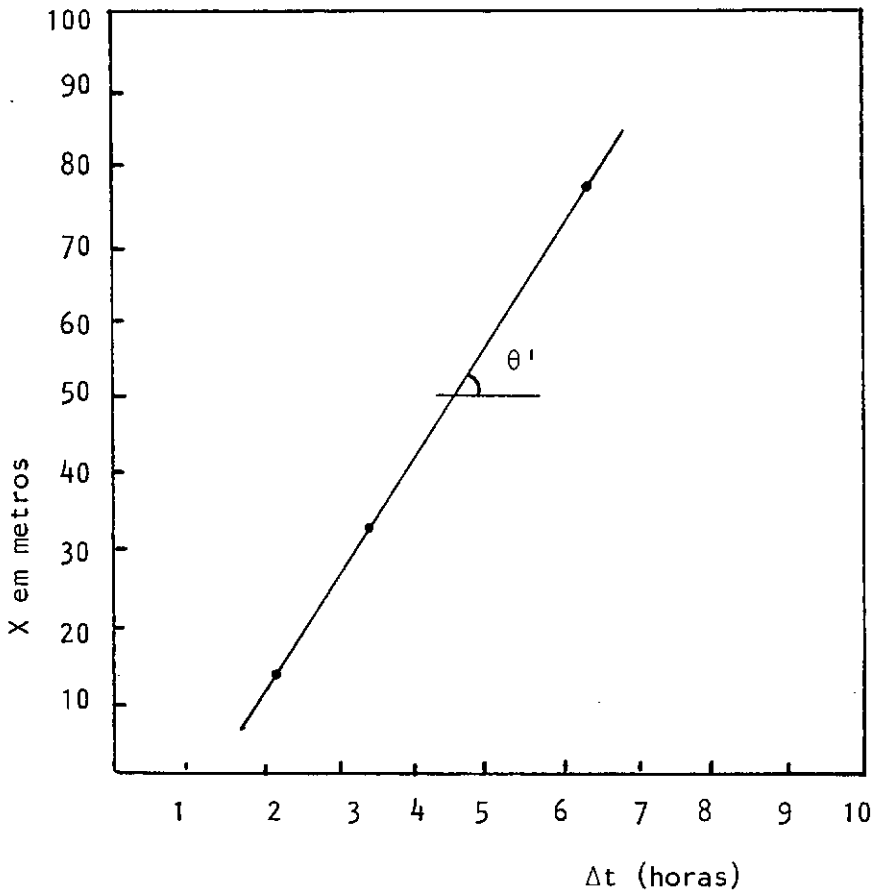


Fig. V.4 - Gráfico Δt versus X, para o aquífero às margens do Rio Platte

	Piezômetro 1		Piezômetro 2		Piezômetro 3	
	Ascen- dente	Descen- dente	Ascen- dente	Descen- dente	Ascen- dente	Descen- dente
1-2	0.73		0.53		0.35	
2-3		0.71		0.56		0.46
3-4	0.77		0.54		0.31	
4-5		0.76		0.56		0.29
5-6	0.74		0.59		0.26	
6-7		0.73		0.56		0.29
7-8	0.69		0.47		0.28	
8-9		0.71		0.56		0.20
9-10	0.72		0.52		0.33	
10-11		0.68		0.51		0.37
11-12	0.71		0.53		0.14	
	0.73	0.72	0.53	0.55	0.28	0.32
MÉDIAS	0.72		0.54		0.30	

Fig. V.5 - Tabela dos valores de $H_p/2H_0$ observados para o caso do Rio Platte, FERRIS (1951)

	Piezômetro 1		Piezômetro 2		Piezômetro 3	
	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
1	1.25		3.75		-	
2		2.50		3.50		6.00
3	2.00		4.00		7.50	
4		2.25		2.75		6.75
5	1.75		3,75		5.75	
6		2.25		3.25		5.75
7	1.50		4.00		6.50	
8		2.00		2.50		5.50
9	2.50		4.00		7.00	
10		2,75		2.25		6.75
11	2.25		3.75		6.75	
12		2.50		2.50		5.50
	1.90	2.40	3.90	2.80	6.70	6.00
MÉDIAS	2.10		3.30		6.30	

Fig. V.6 - Tabela dos valores de Δt observados para o caso do Rio Platte, FERRIS (1951)

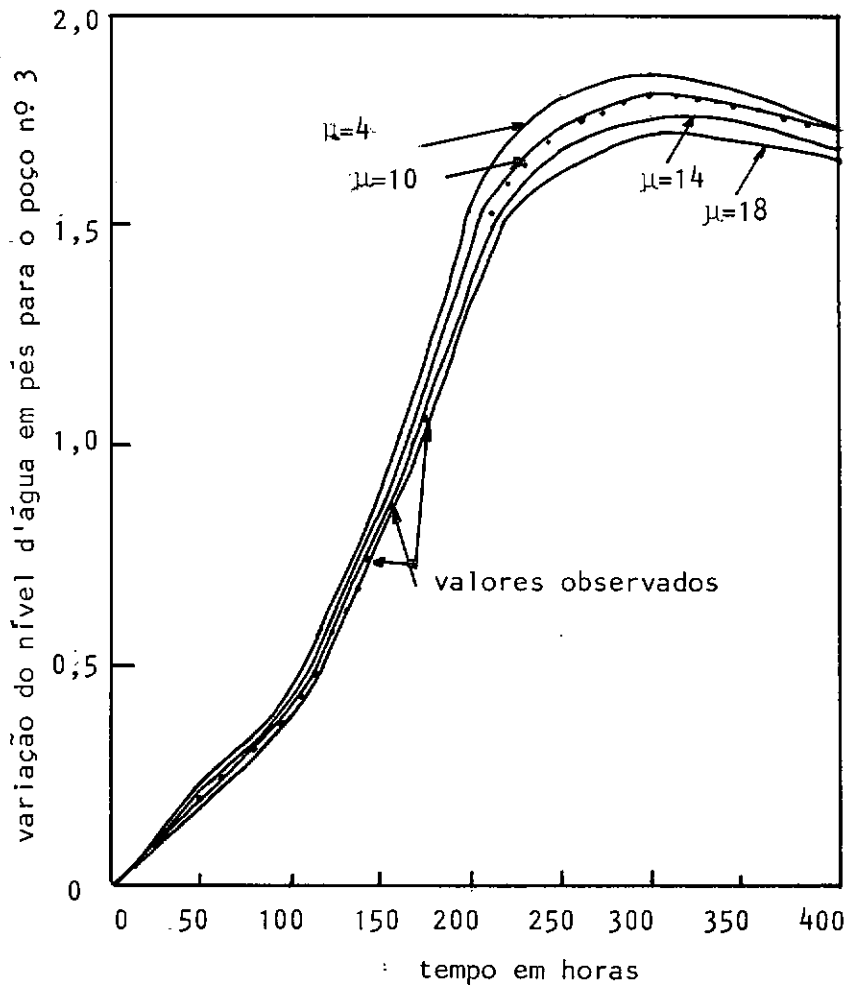


Fig. V.7 - Valores da oscilação do nível d'água do Rio Musquodoboit computados pela solução analítica e observados para o poço nº 3 PINDER et al (1969)

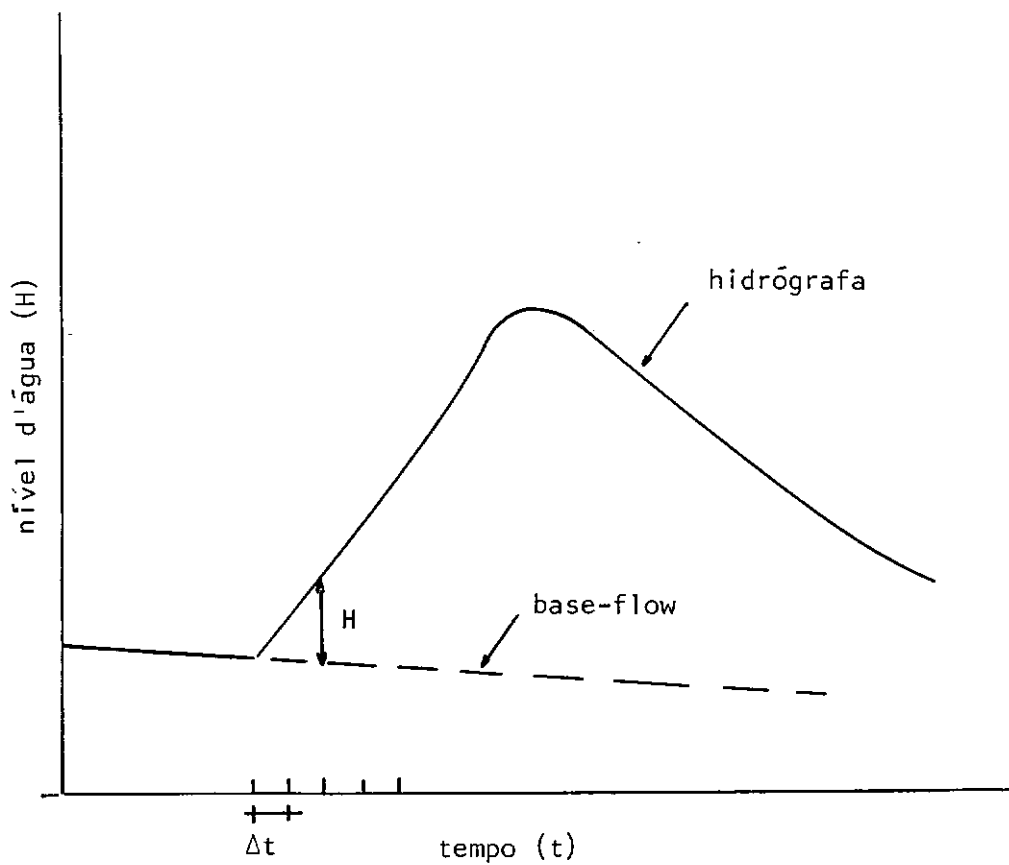


Fig. V.8 - Ilustração da hidrógrafa do rio Musquodoboit, PINDER et al (1969)

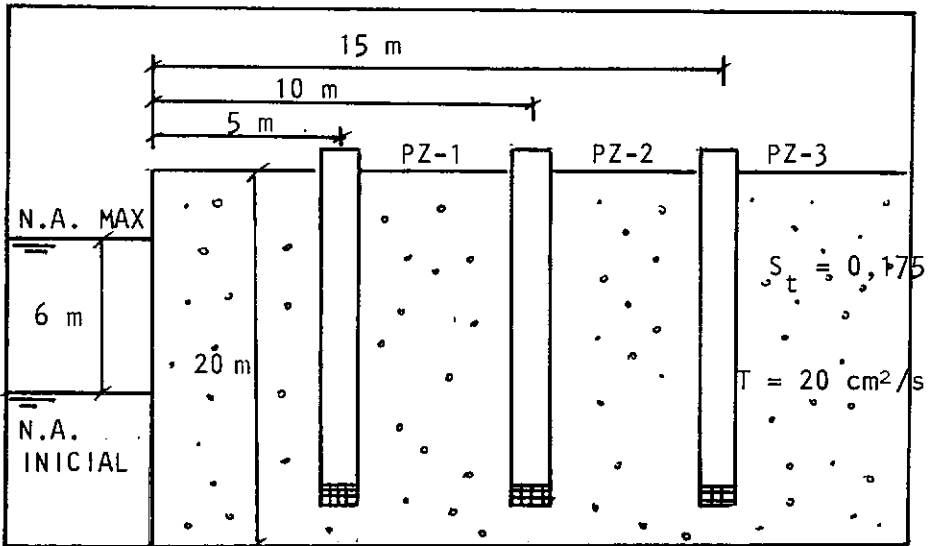


Fig. V.9 - Esquema do aquífero simulado para efeito de comparação entre os métodos de FERRIS (1951) e, PINDER et al (1969)

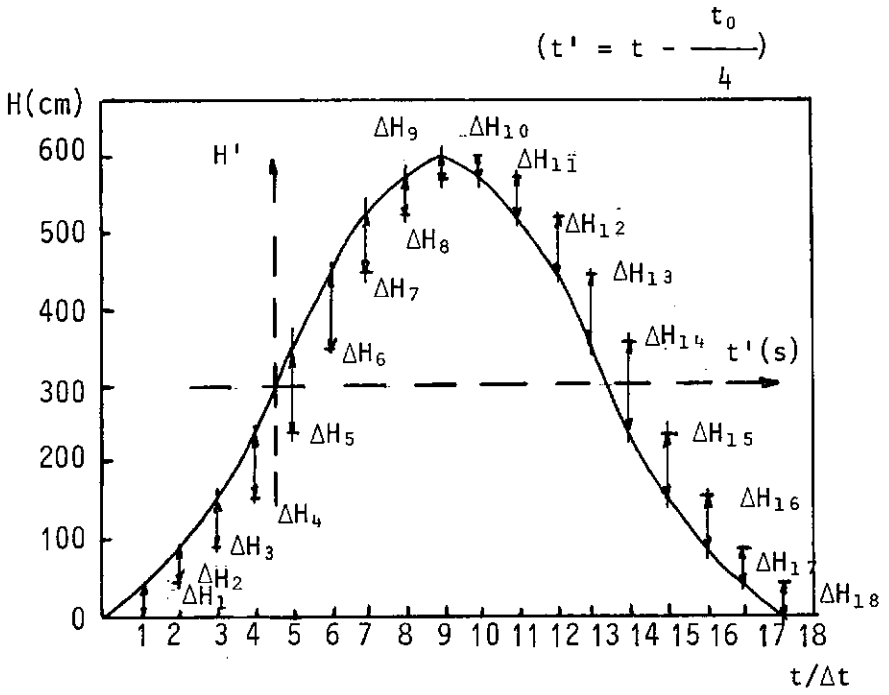


Fig. V.10 - Hidrōgrafa senoidal simulada

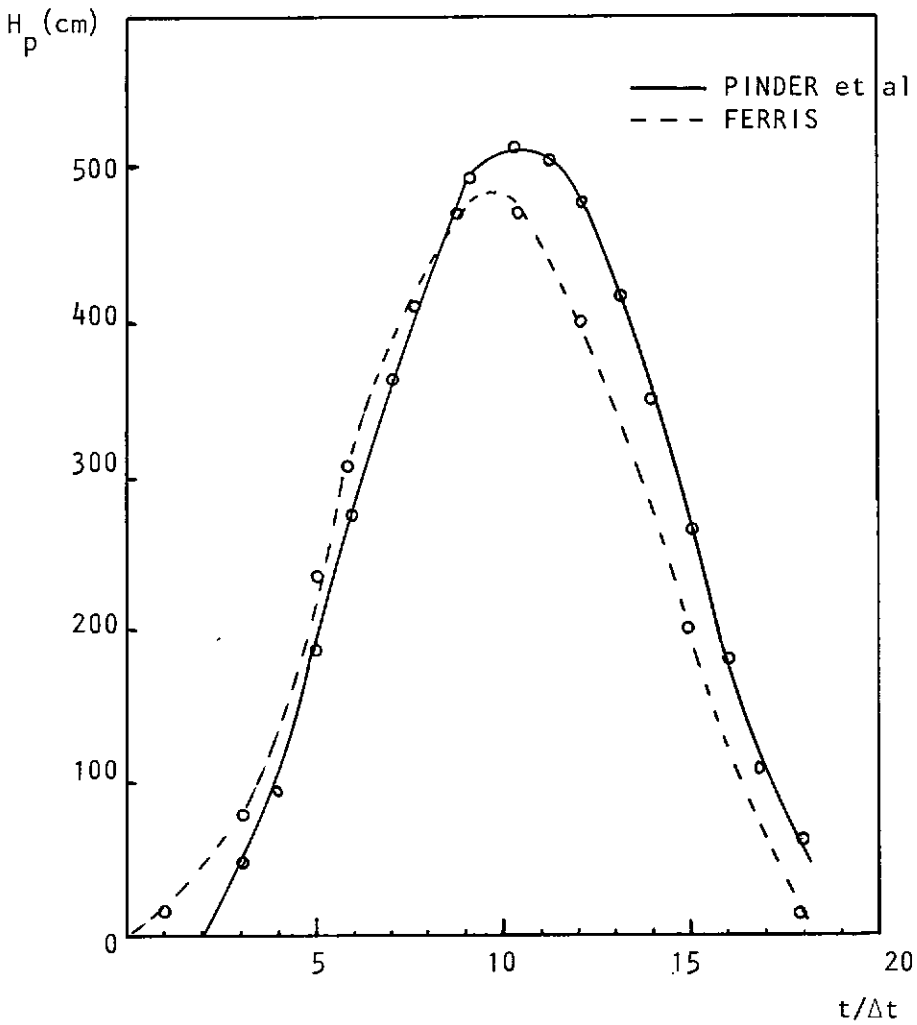


Fig. V.11 - Previsão para a variação do nível d'água no piezômetro PZ-1, pelos métodos de Ferris e de Pinder et al

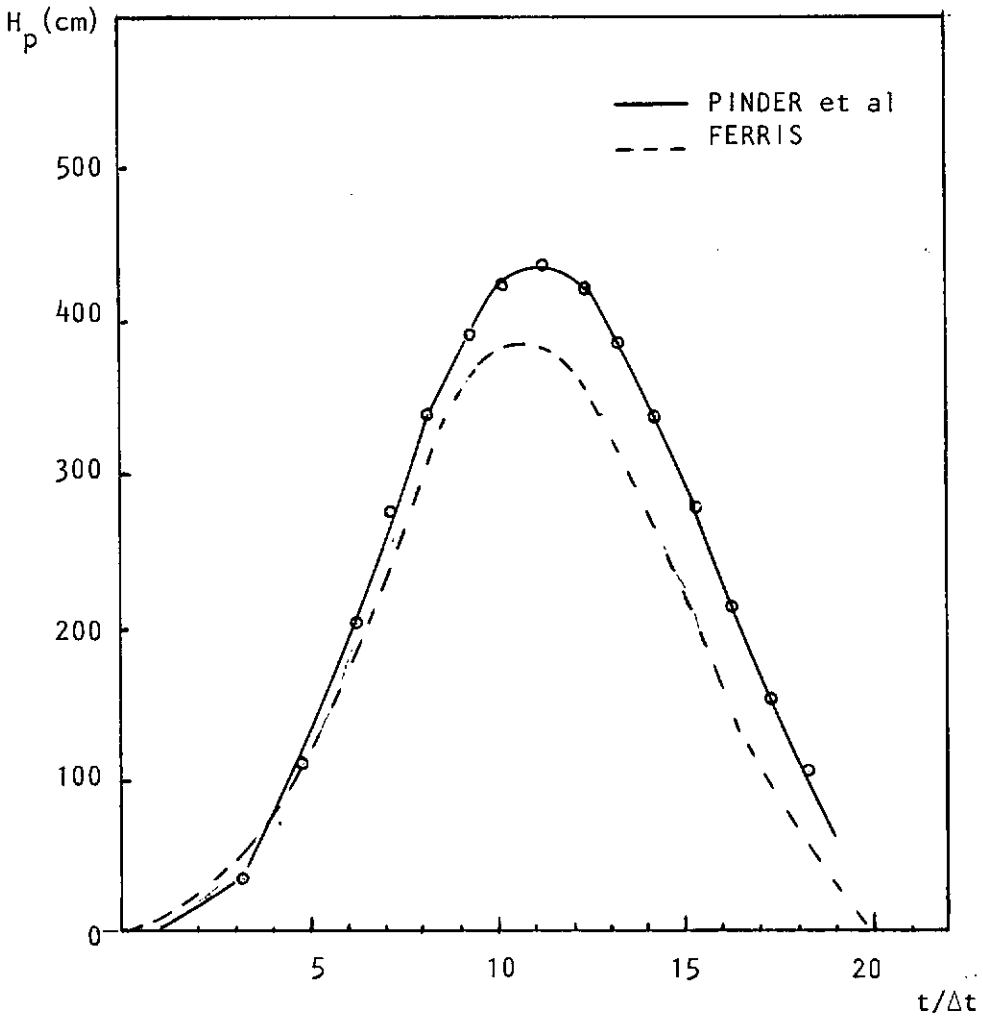


Fig. V.12 - Previsão para a variação do nível d'água no piezômetro PZ-2, pelos métodos de Ferris e de Pinder et al

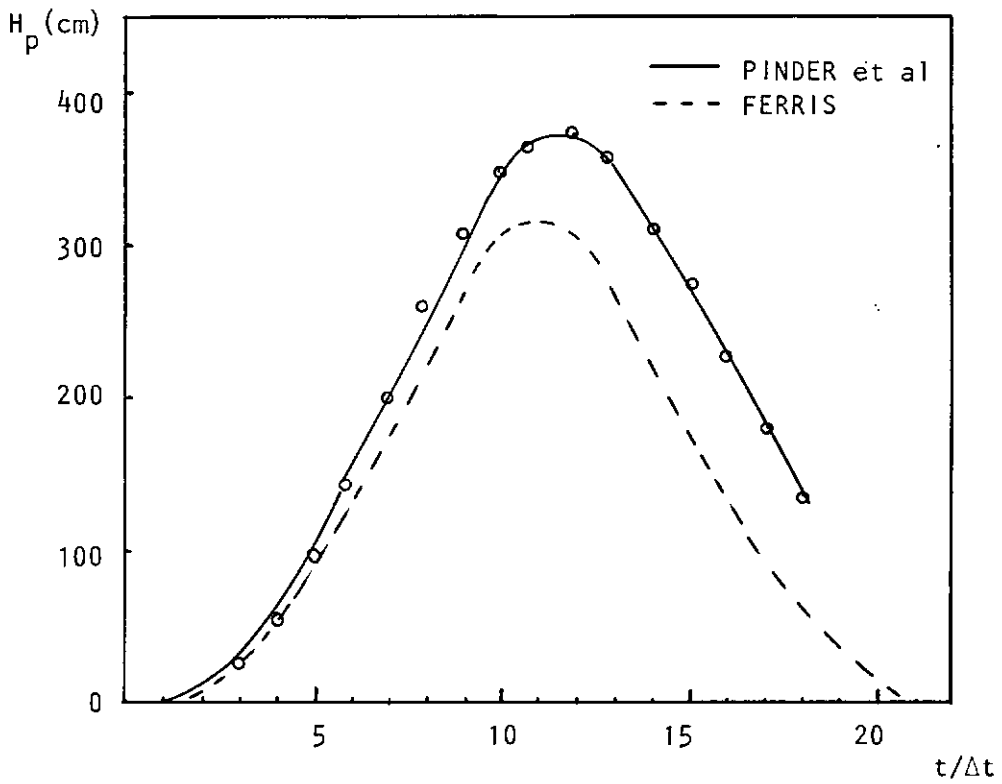


Fig. V.13 - Previsão para a variação do nível d'água no piezômetro PZ-3, pelos métodos de Ferris e de Pinder et al

CAPÍTULO VI

APLICAÇÃO DE MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DO
COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE, BASEADOS EM
OBSERVAÇÕES DAS VARIAÇÕES DE NÍVEIS D'ÁGUA
EM SISTEMAS RIO - AQUÍFERO

No capítulo II deste trabalho foram resumidos os métodos usuais, na prática da engenharia civil, para a determinação do coeficiente de permeabilidade k do solo. Tal parâmetro tem merecido especial atenção na área de geotecnia pois, observa-se que as determinações de k pelos métodos já consagrados têm levado, em muitos casos, a valores não realísticos deste coeficiente. Por isso, como é de conhecimento geral, a imprecisão na determinação do coeficiente de permeabilidade pode levar a erros consideráveis no dimensionamento de obras de drenagem, barragens e, em obras que envolvam o rebaixamento do lençol d'água. Dessa forma, o objetivo deste trabalho é introduzir um método de cálculo do coeficiente de permeabilidade, já difundido na área de hidrogeologia, para a aplicação na área de geotecnia. São apresentados critérios práticos para aplicação do método a situações reais, incluindo-se a utilização do ensaio de SPT para estimativa do parâmetro S_t , coeficiente de armazenamento do aquífero, definido pela hidrogeologia como a capacidade de reter ou liberar água do solo.

A pesquisa bibliográfica realizada, apresentada nos Capítulos III e IV, mostrou ser possível a obtenção do coeficiente k , através de observações realizadas nos níveis d'água de sistemas rio - aquíferos, conectados hidráulicamente. A metodologia apresentada representa, portanto, um autêntico ensaio "*in situ*", possibilitando uma estimativa realística do coeficiente de permeabilidade de um aquífero às margens de um rio durante um período de cheia. Portanto, todas as heterogeneidades e especificidades do maciço são implicitamente levadas em conta, fornecendo um valor de k médio, representativo de todo o maciço. Ressalta-se ainda, o fato da metodologia ora apresentada não onerar expressivamente o custo dos estudos de investigação do solo, não sendo necessários equipamentos ou pessoal especializado.

VI.1 : Aquífero às margens do Rio Paraíba do Sul

Talvez a maior dificuldade encontrada para ilustração do método tenha sido a obtenção de dados aplicáveis a um caso real brasileiro. Na busca de um exemplo representativo foram obtidas leituras de níveis d'água procedidas no rio Paraíba do Sul nas proximidades de Simplicio, e em três piezômetros instalados em suas margens no período de janeiro a abril de 1988. Deve-se ressaltar por isso, que os dados obtidos não foram coletados com o objetivo da aplicação ao trabalho aqui apresentado, uma vez que foram destinados a estudos preliminares para implantação de uma barragem de terra que não vieram a ser concluídos. Além disto, a ob-

tenção de dados mais precisos sobre o perfil geológico local (dado o caráter preliminar dos estudos de implantação da barragem) foi também limitada, já que das duas sondagens à percussão executadas nas proximidades dos piezômetros foram obtidas apenas informações quanto à classificação visual dos materiais encontrados, apresentadas pelo sondador.

Desta forma, alguns parâmetros básicos para a aplicação do método, necessários à interpretação dos dados disponíveis, foram meramente estimados. Apesar dessa limitação, a interpretação objetiva dos dados disponíveis indicou uma estimativa bastante consistente para o coeficiente de permeabilidade do solo no local em estudo, demonstrando a grande potencialidade da metodologia apresentada.

Os dados disponíveis foram trabalhados utilizando-se o método proposto por Ferris e o método proposto por Pinder *et al.* Não obstante as limitações mencionadas, verifica-se que os resultados observados para o coeficiente de permeabilidade do solo, por ambos os métodos, foram bastante semelhantes, como é mostrado adiante.

VI.2 : Comportamento hidrológico do Rio Paraíba do Sul e características geotécnicas do aquífero às suas margens

As figuras VI.1, VI.2 e, VI.3 mostram três períodos de cheia observados no rio, na seção estudada. As leituras foram tomadas através de régua duas vezes por dia, a primeira

às 7:30 hs e a segunda às 17:30 hs. O nível topográfico do zero da régua graduada é 137,06 m, em relação ao qual as variações do nível do rio foram tomadas.

Analisando-se as leituras do rio no período de 1 de janeiro a 30 de abril de 1988 nota-se que na seção analisada, o rio teve comportamento de rio jovem. Sua hidrógrafa não mostrou um período definido de cheia e sim, inúmeras oscilações do nível d'água, chegando a apresentar picos de altos e baixos em poucas horas. Após minuciosa interpretação das oscilações desta hidrógrafa, os períodos apresentados nas figuras VI.1, VI.2 e VI.3 foram considerados os que melhor poderiam caracterizar as ondas de cheia do rio.

São apresentadas a seguir, algumas considerações relevantes à perfeita interpretação do problema de campo apresentado :

a) Durante o mês de fevereiro de 1988 o rio transbordou sua calha e não houve leituras no período de 21 de janeiro a 08 de fevereiro de 1988, ignorando-se o motivo.

b) Na seção estudada o rio tende a se afastar das premissas assumidas quanto a um fluxo transiente através do solo, provocado pela cheia do rio segundo soluções da equação de Jacob (eq. IV.1) apresentadas no Capítulo IV.

c) As figuras VI.7, VI.8 e VI.9 mostram as leituras dos piezômetros MNA-2, MNA-4 e MNA-6 para o segundo período de cheia observado no local. Os piezômetros foram lidos por um período idêntico ao da hidrógrafa do rio, em intervalos de

12 em 12 horas, por processo manual (não se dispoñdo de registradores automáticos com registro contínuo de níveis d'água). Os piezômetros MNA-2, MNA-4 e MNA-6 distam respectivamente, 25, 33 e 43 metros da margem do rio.

d) O perfil geológico, apresentado na figura VI.4, foi traçado com base em classificação visual de duas sondagens de reconhecimento. A sondagem SP-206, situada a 3 metros a jusante do piezômetro MNA-2, que teve seu perfil projetado na vertical desse piezômetro e a sondagem SP-207, situada 3 metros a jusante do piezômetro MNA-6 que também teve o seu perfil projetado na vertical desse piezômetro (ver figura VI.4).

e) A geologia local indica tratar-se de um maciço caracterizado como " confinado " , apresentando uma camada de aproximadamente 5 metros de um aluvião composto de argila siltosa amarela muito plástica sobrejacente a uma camada de areia fina siltosa medianamente compacta de coloração variando do amarelo ao cinza escuro, com SPT médio de 20 golpes, e espessura praticamente constante de 3 metros de espessura.

f) Com base nos boletins de sondagem a camada de areia fina siltosa pode ser interpretada como um aquífero " confinado " do qual se deseja estimar o coeficiente de permeabilidade.

g) Como pela investigação limitada da área não se teve conhecimento de paredes impermeáveis próximas às margens do

rio, caracterizou-se a seção como sendo um vale largo, concluindo-se então, se tratar de um aquífero confinado e semi infinito.

h) De acordo com o item III.2.2 desse trabalho e, com o gráfico da figura III.4, para um SPT igual a 20 golpes, estimou-se o coeficiente de armazenamento do aquífero como $S_t = 6 \times 10^{-4}$. A espessura d , do aquífero foi tomada como constante, igual a 3 metros.

VI.3 : Aplicação do Método de Ferris

Para aplicação do método de Ferris, item V.1 deste trabalho, foram admitidos os três períodos da hidrógrafa apresentados nas figuras VI.1, VI.2 e VI.3.

O quadro mostrado na figura VI.5 estabelece as razões $H_p/2H_o$ para os três piezômetros implantados no aquífero. O quociente $H_p/2H_o$, representa a relação entre a amplitude da oscilação do nível d'água em um piezômetro e, a amplitude da oscilação do nível do rio.

O método de Ferris pressupõe que a hidrógrafa do rio é senoidal e consequentemente, provoca oscilações também senoidais em qualquer ponto de observação no aquífero. Observando-se a forma da hidrógrafa, nos seus três períodos considerados nota-se que, esta não se assemelha estritamente a uma senóide mas, pode ser perfeitamente assemelhada para

efeito de cálculo, tomando-se a amplitude máxima da oscilação como sendo a amplitude da senóide ($2H_0$) e, tendo como período (t_0) o tempo decorrido desde o início da ascensão do nível d'água até sua volta ao nível inicial.

Tomando-se a média das razões $H_p/2H_0$, para cada piezômetro, traça-se o gráfico da figura VI.6, conforme o item V.1. A figura VI.6 mostra a variação das razões obtidas para cada um dos piezômetros, em função da distância x de cada piezômetro à margem do rio. A inclinação da reta obtida é expressa pela tangente do ângulo θ , como:

$$\operatorname{tg} \theta = (4300 - 2500) / (\log 0,36 - \log 0,19) = 6485,34 \text{ cm}$$

Para a determinação do período da cheia t_0 , verificou-se a média dos períodos dos três trechos da hidrógrafa consideradas:

1º período de observação (01/01 a 04/01/88) : $t_0 = 88$ horas

2º período de observação (02/03 a 07/03/88) : $t_0 = 136$ horas

3º período de observação (03/04 a 05/04/88) : $t_0 = 88$ horas

Tomando-se a média, tem-se para t_0 o valor 104 horas ou 374400 segundos.

Aplicando-se a equação V.10, pode-se obter o coeficiente de permeabilidade do aquífero pelo método de Ferris como :

$$k = 0,5929 \cdot 6 \cdot 10^{-4} \cdot 6485,34^2 / 374400 \cdot 300 \text{ ou,}$$

$$k = 1,33 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$

VI.4 : Aplicação do Método de Pinder *et al*

O método de Pinder, BREDEHOEFT e COOPER, objeto do item V.2, é um método de simulações. A hidrógrafa representativa da cheia do rio pode ter formato qualquer e, é discretizada em degraus. A figura VI.2 apresenta a hidrógrafa admitida para o trecho estudado do rio Paraíba do Sul, correspondente ao segundo período de observação (02/03 a 07/03/88), sendo subdividida em etapas correspondentes a um intervalo de tempo de 8 horas.

A aplicação do método de Pinder *et al*, ao aquífero em estudo, foi realizada simulando-se a resposta dos piezômetros MNA-2, MNA-4 e, MNA-6, situados respectivamente a 25, 33 e

43 metros da margem, para quatro valores arbitrados do coeficiente de transmissibilidade T. Dentre os valores arbitrados adota-se como representativo do aquífero aquele cuja simulação melhor se ajusta à variação real do nível do aquífero, obtida através das leituras realizadas nos próprios piézômetros no campo. O coeficiente de permeabilidade é, então, calculado dividindo-se o coeficiente de transmissibilidade T, pela espessura d, do aquífero (tomada como constante igual a 3 metros).

Para a solução de Pinder *et al* utilizou-se a rotina HEAD, desenvolvida em linguagem TURBO PASCAL para micro computadores e apresentada no Apêndice B. A rotina desenvolvida resolve a equação IV.34 que contempla o caso do rio estudado onde o aquífero é admitido como confinado e semi infinito.

O coeficiente de armazenamento adotado para o aquífero é o mesmo adotado quando da utilização do método de Ferris, item VI.3, $S_t = 6 \times 10^{-4}$, que corresponde a uma resistência à penetração SPT de 20 golpes e a uma camada de solo com 3 metros de espessura.

Sendo ΔH as variações do nível do rio correspondentes ao intervalo de tempo Δt (admitido igual a 8 horas ou 28800 segundos), na hidrógrafa assumida mostrada na figura VI.2, tem-se como dados de entrada para a rotina HEAD :

$\Delta H_1 = 10$ cm	$\Delta H_2 = 12$ cm	$\Delta H_3 = 10$ cm
$\Delta H_4 = 26$ cm	$\Delta H_5 = 9$ cm	$\Delta H_6 = 9$ cm
$\Delta H_7 = 26$ cm	$\Delta H_8 = 27$ cm	$\Delta H_9 = 29$ cm
$\Delta H_{10} = 22$ cm	$\Delta H_{11} = -30$ cm	$\Delta H_{12} = -26$ cm
$\Delta H_{13} = -40$ cm	$\Delta H_{14} = -21$ cm	$\Delta H_{15} = -20$ cm
$\Delta H_{16} = -10$ cm	$\Delta H_{17} = -34$ cm	

As simulações para os três piezômetros partiram dos valores de coeficiente de transmissibilidade T , mostrados na tabela abaixo. Os valores do coeficiente de permeabilidade k dado por $k = T/d$, correspondem a espessura do aquífero d , igual a 3 metros :

$T(\text{cm}^2/\text{s})$	$k(\text{cm}/\text{s})$
0,003	1×10^{-6}
0,03	1×10^{-4}
0,06	2×10^{-4}
0,15	5×10^{-4}

As figuras VI.7, VI.8 e VI.9 mostram os gráficos de variação de nível d'água versus tempo ($H \times t$), obtidos pelas simulações de Pinder *et al* em confronto com as leituras dos níveis d'água tomadas no campo. Observa-se que as leituras de campo foram realizadas com intervalo de 12 horas embora o intervalo de tempo recomendado por Pinder seja de 2 horas. O intervalo de leituras de campo, apesar de longo, resultado da limitação dos dados disponíveis, mostrou não ser impedi-

mento à interpretação apresentada nesse trabalho.

Verificou-se, no exemplo apresentado, o surgimento de variações negativas do nível d'água nos piezômetros MNA-2, MNA-4 e MNA-6, correspondentes a variações positivas no nível do rio quando se simulou o solo local possuindo coeficientes de permeabilidade k menores ou iguais a 10^{-5} cm/s. Nesse caso cumpre ressaltar que:

a) Conceitualmente, valores muito baixos de k não caracterizam aquíferos, fazendo com que as condições de aplicabilidade do método se afastem das premissas idealizadas na equação de Jacob.

b) Numericamente, os valores negativos (nas variações do nível d'água nos piezômetros) surgem como consequência do aparecimento da função erro complementar na solução da equação de Jacob proposta por Pinder *et al.* Analizando-se a função erro complementar $ERFC(a)$, onde a representa seu argumento tem-se:

$$ERFC(a) = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \left(a - \frac{a^3}{3 \cdot 1!} + \frac{a^5}{5 \cdot 2!} - \frac{a^7}{7 \cdot 3!} + \dots \right)$$

Se $ERFC(a) < 0$, então :

$$\frac{2}{\sqrt{\pi}} \left\{ a + \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot \frac{a^{2n+1}}{(2n+1) \cdot n!} \right\} > 1$$

ou,

$$a + \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot (a^{2n+1}) / ((2n+1) \cdot n!) > 0,88622$$

Sendo a o argumento da função erro complementar na equação IV.34, tem-se:

$$a = x / \sqrt{T/S_t \cdot \Delta t}$$

Portanto, quando o argumento (a) da função erro complementar cresce acima de certo limite, a função erro complementar passa a assumir valores negativos, fornecendo resultados sem qualquer significado físico para o cálculo do coeficiente de permeabilidade. Isto ocorre quando:

- a) A distância do ponto de observação à margem do rio (x) cresce;
- b) Quando o denominador $\sqrt{T/S_t \cdot \Delta t}$ se torna muito pequeno, ou seja, quando a permeabilidade do aquífero estudado é muito baixa, podendo o solo ser considerado "impermeável".

Para a seção do rio Paraíba do Sul estudada, o valor de $k_1 = 1 \times 10^{-6}$ cm/s forneceu valores negativos da variação do

nível d'água nos três piezômetros. Dessa forma, os resultados correspondentes a este valor de k foram suprimidos das figuras VI.7, VI.8 e, VI.9. Analizando-se as curvas obtidas nessas figuras, para os três piezômetros, verifica-se que a curva que melhor se ajusta às leituras de campo, é aquela correspondente a $T_2 = 0,03 \text{ cm}^2/\text{s}$, cujo coeficiente de permeabilidade é $k_2 = 10^{-4} \text{ cm/s}$. Este valor, portanto, foi adotado como representativo do coeficiente de permeabilidade obtido através do método de Pinder *et al.*

Os valores obtidos para o coeficiente de permeabilidade do aquífero situado às margens do rio Paraíba do Sul pelo método de Ferris ($1,33 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$) e pelo método de Pinder ($1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$) são considerados expressivos porém, ressalta-se a necessidade de comparação desses valores com determinações do coeficiente de permeabilidade realizadas através de outros métodos.

Esses resultados podem ser considerados plenamente satisfatórios, não somente no que concerne à convergência dos resultados obtidos através de dois métodos, mas também, por serem absolutamente coerentes com o tipo de material descrito nas sondagens, areia fina siltosa, que segundo A.Casagrande tem coeficiente de permeabilidade na faixa de $10^{-3} < k < 10^{-5} \text{ cm/s}$.

Com base no caso prático apresentado, conclui-se que os métodos de cálculo do coeficiente de permeabilidade k , que utilizam as flutuações periódicas dos níveis dos rios podem

fornecer importantes subsídios para fins de estudos e projetos quando somados aos métodos usualmente adotados na prática (abordados no Capítulo II deste trabalho).

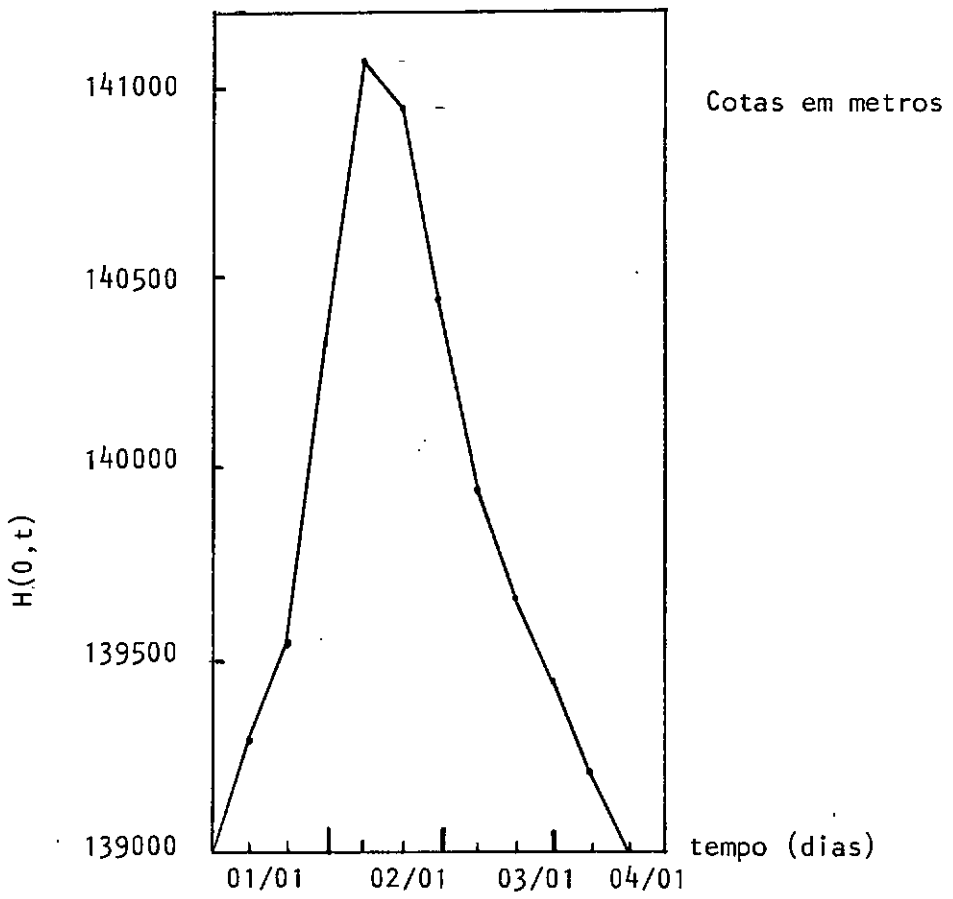


Fig. VI.1 - Hidrôgrafa do Rio Paraíba do Sul, 1º período de observação

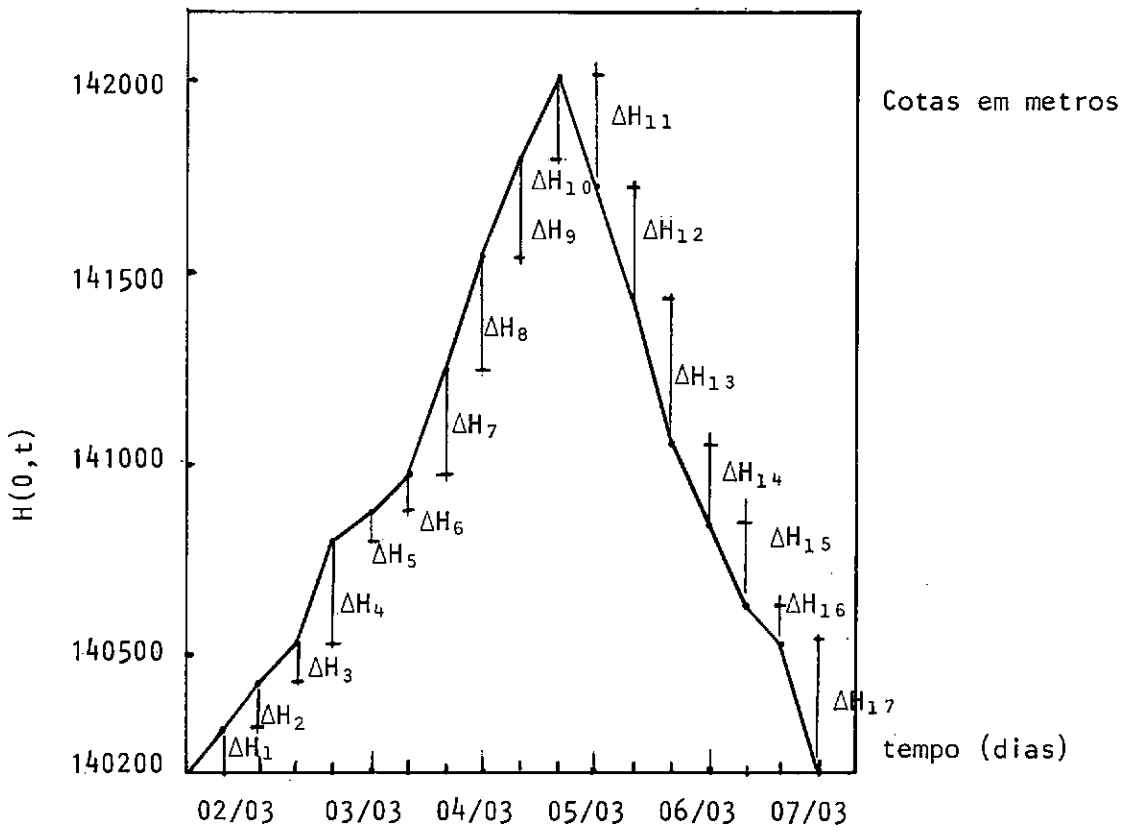


Fig. VI.2 - Hidrôgrafa do Rio Paraíba do Sul, 2º período de observação

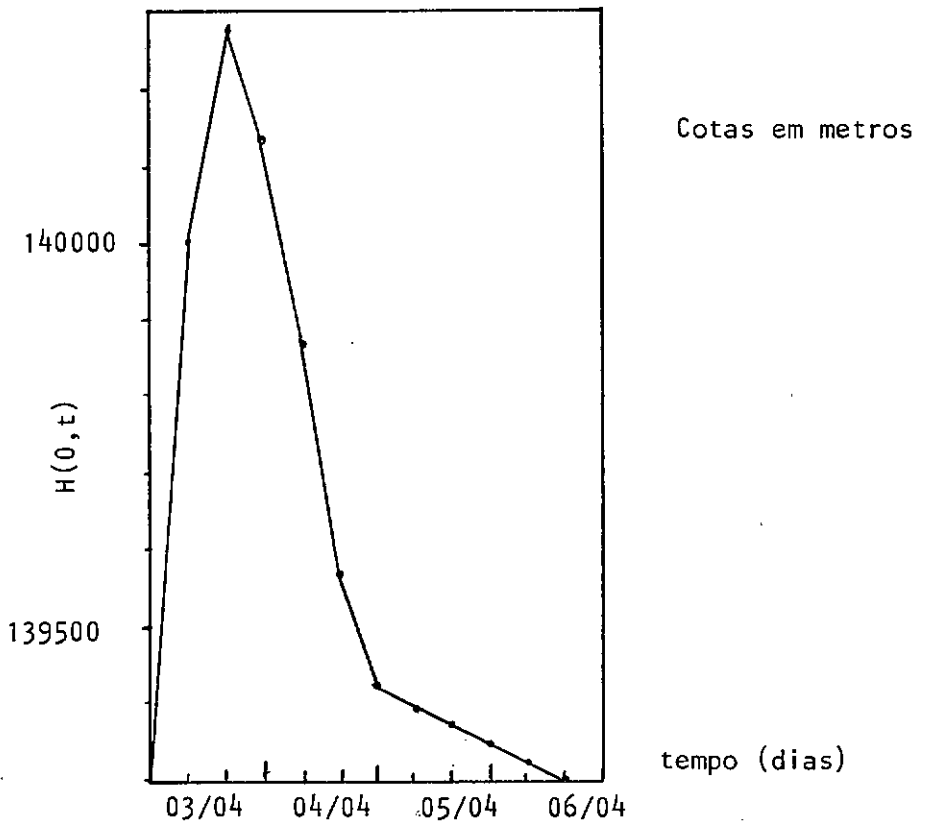


Fig. VI.3 - Hidrôgrafa do Rio Paraíba do Sul, 30 período de observação

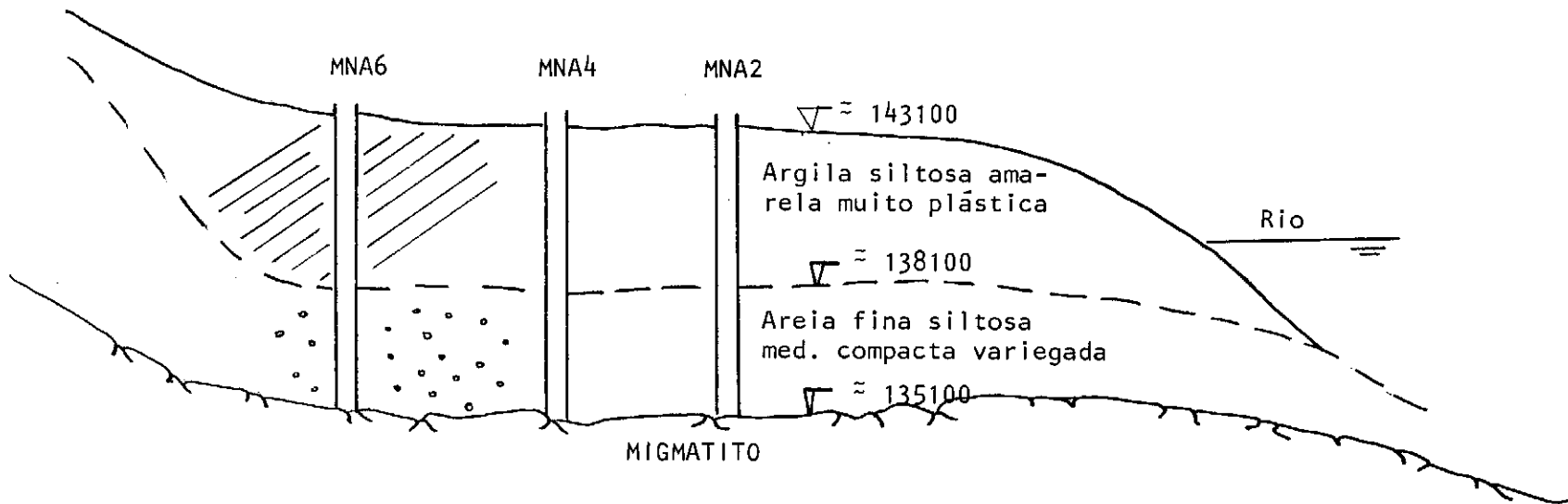


Fig. VI.4 - Perfil geológico da seção estudada, do Rio Paraíba do Sul

PERÍODO	MNA-2	MNA-4	MNA-6
1º	0,25	0,21	0,17
2º	0,45	0,33	0,23
3º	0,39	0,25	0,17
MÉDIAS	0,36	0,26	0,19

Fig. VI.5 - Tabela de valores de $H_p/2H_0$ para o Rio Paraíba do Sul

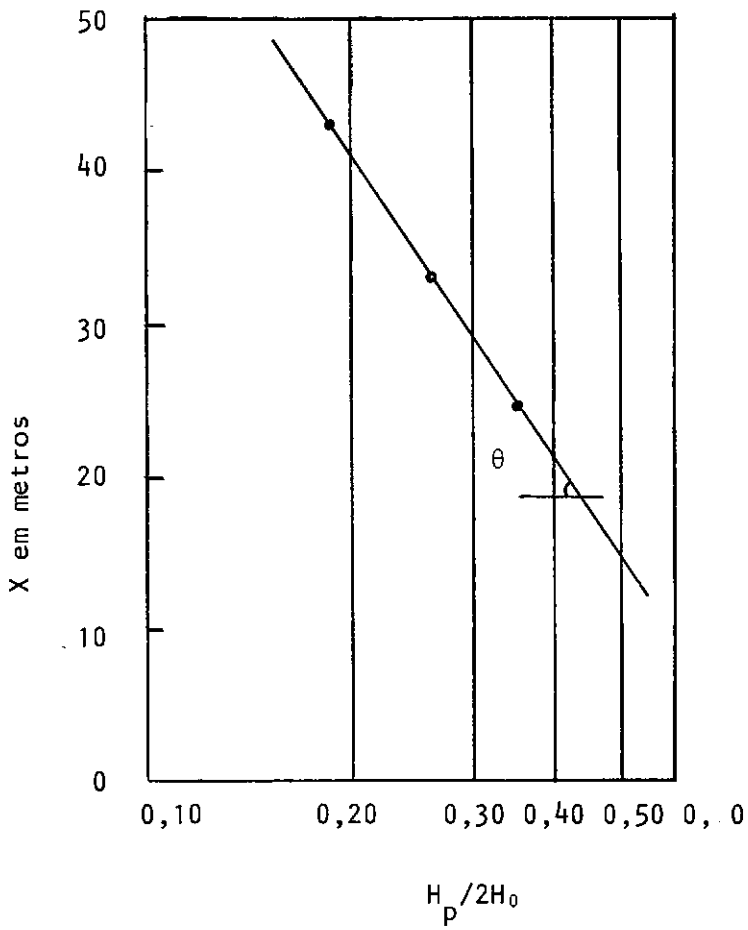


Fig. VI.6 - Gráfico X versus $H_p/2H_0$

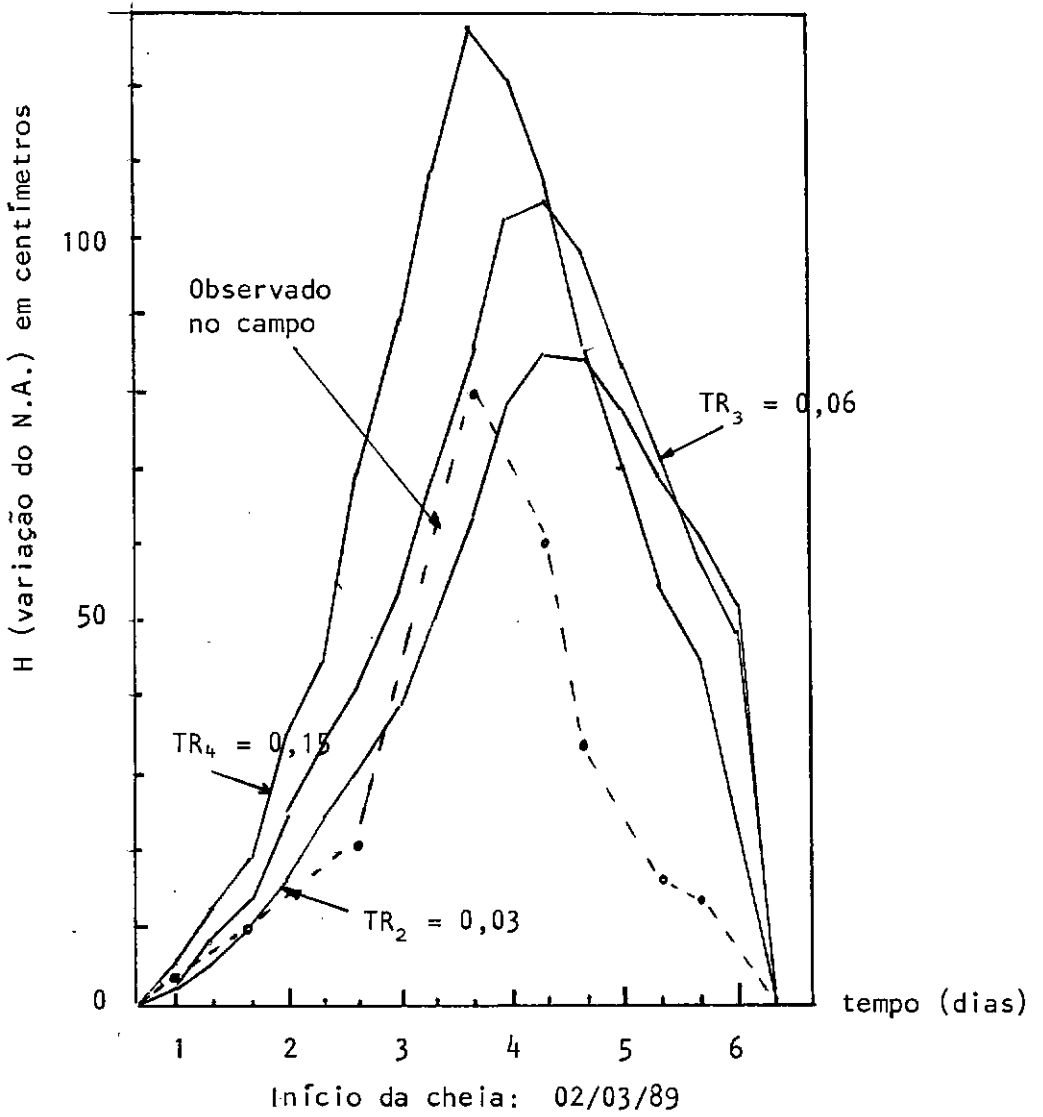


Fig. VI.7 - Simulações feitas pelo método de PINDER et al e leituras de campo para o MNA-2.

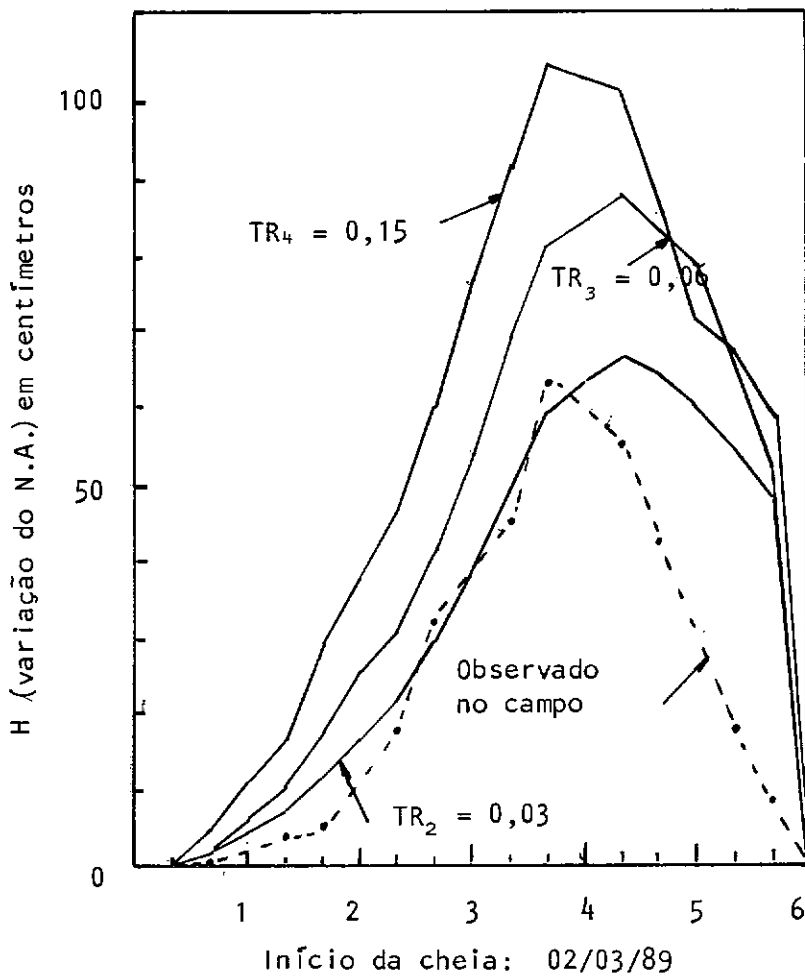


Fig. VI.8 - Simulações feitas pelo método de PINDER et al e leituras de campo para o MNA-4.

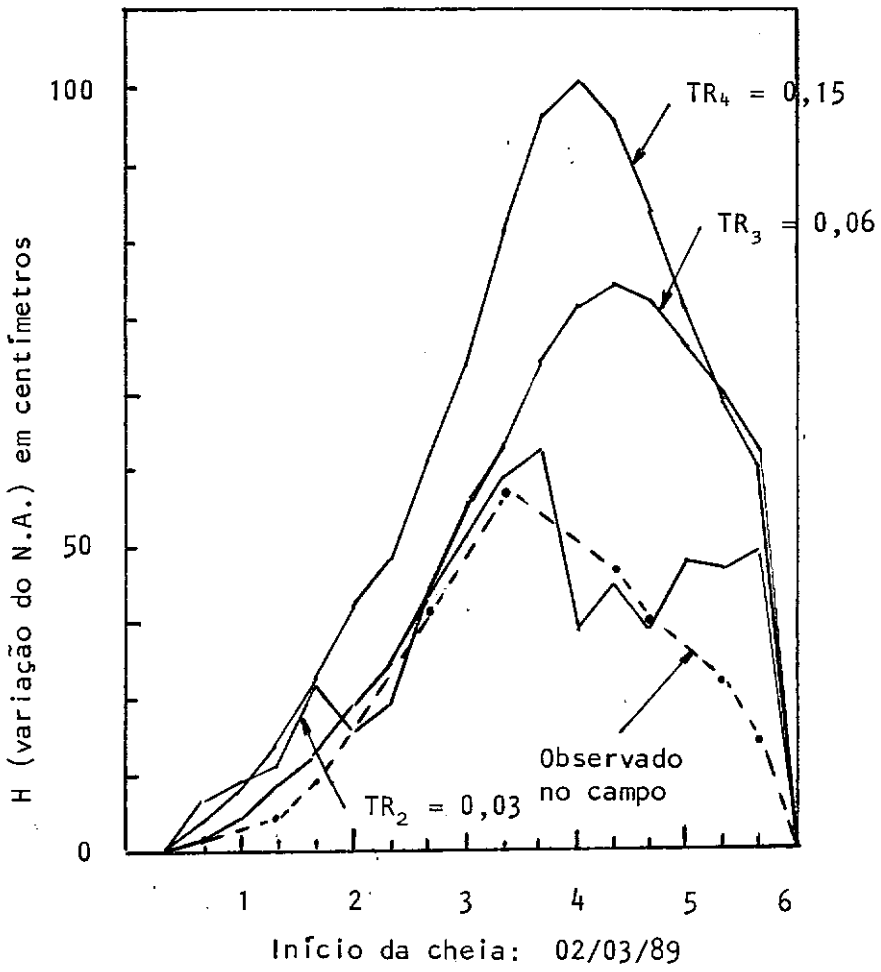


Fig. VI.9 - Simulação feitas pelo método de PINDER et al e leituras de campo para o MNA-6.

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

VII.1 : Conclusões

O presente trabalho tem por finalidade a apresentação de uma metodologia desenvolvida a partir de dados de campo para a estimativa abrangente do coeficiente de permeabilidade de maciços aluvionares. Rotineiramente, na prática, são utilizados ensaios de laboratório e de campo para a determinação do parâmetro k , conforme abordagem feita no capítulo II desse trabalho. Como é de conhecimento geral, os ensaios realizados *in situ* tendem a fornecer valores de k mais representativos do que os obtidos através dos ensaios feitos em laboratório, por serem realizados diretamente no aquífero, sem os percalços da amostragem do material. Além disto, são muito mais abrangentes, no que concerne ao volume da massa de solo através da qual o fluxo se processa e, a direção geral do fluxo de água. Dessa forma, procura-se apresentar neste trabalho, um procedimento de campo operacionalmente simples, porém abrangente do ponto de vista conceitual, para estimativa do coeficiente de permeabilidade. Com esse objetivo, foram estudadas teorias e métodos que vêm sendo usados, com êxito, na área de hidrogeologia, fazendo os devidos ajustes que permitam seu uso corrente na prática da geotecnia. Assim, o procedimento de

campo apresentado se baseia tão somente na observação, através de piezômetros, dos níveis d'água de um aquífero conectado a uma fonte (rio) que sofre oscilações periódicas, durante ondas de cheia.

Num balanço geral dos principais tópicos abordados neste trabalho, pode-se concluir :

a) Por não serem mais aplicáveis os conceitos do fluxo estacionário (governado pela equação de Laplace) ao caso do estudo das variações do nível d'água de aquíferos, devido às cheias dos rios, a formulação apresentada baseia-se no conceito de fluxo transiente, governado pela equação diferencial de Jacob. Essa equação, embora limitada conceitualmente aos casos de aquíferos confinados, pode ser estendida aos aquíferos não confinados (de maior ocorrência na prática) , mediante interpretação adequada do coeficiente de armazenamento S_t , conforme apresentado no item III.2.2.

b) Para adequação do parâmetro S_t aos índices normalmente usados na mecânica dos solos foi desenvolvido um critério prático onde o parâmetro S_t é dado em função da resistência à penetração obtida a partir de ensaios SPT. Esta estimativa é mostrada no gráfico da figura III.4 e é utilizada no caso de caracterização de aquíferos confinados, onde o coeficiente de armazenamento (S_t) é função da compressibilidade da água e do esqueleto sólido do solo. O gráfico da figura III.4 foi elaborado a partir de correlações entre densidade relativa das areias e o SPT, utilizando-se a equação III.27 que define o S_t , e uma correlação empírica

entre o módulo de elasticidade das areias (E) e o SPT, dada na equação III.30.

c) Para o caso de aquífero não confinado, a teoria estudada mostra que o coeficiente de armazenamento é uma função primordial da porosidade do solo, na zona de variação do nível d'água, sendo mínima a influência da compressibilidade da água e do esqueleto sólido. Nesse caso, o coeficiente S_t pode ser estimado pelo gráfico da figura III.5, em função da porosidade e do grau de saturação em que se encontra o material antes do início da variação do nível d'água que o leva a saturação completa.

d) Para a resolução da equação diferencial de Jacob, foram apresentadas no capítulo IV soluções que contemplam algumas condições iniciais e de contorno. Dentre as soluções apresentadas, para fins de aplicabilidade prática, foram selecionadas a de Ferris e a de Pinder *et al.* Essas soluções levaram a procedimentos que permitem a estimativa do coeficiente de permeabilidade do solo, quando se dispõem de dados sobre as variações de níveis d'água no rio e, no aquífero a ele conectado.

e) A solução apresentada no item IV.2, por Cooper e Rorabaugh, foi analisada por David K. Todd num modelo analógico. Desse estudo em modelo, pode-se verificar a extensão dos efeitos de uma cheia senoidal em aquíferos não confinados, levando a caracterização de um aquífero em semi infinito ou limitado por parede impermeável. No item IV.2.1 é mostrado que um aquífero pode ser tomado como semi infinito

quando, a distância da parede impermeável à margem do rio for maior do que o limite estabelecido pela equação IV.24. Esta distância limite foi calculada baseada no fato das variações de níveis d'água no aquífero, provocadas pela cheia do rio, se tornarem praticamente imperceptíveis a partir deste ponto de observação.

f) Os métodos de determinação do coeficiente de permeabilidade de Ferris e, de Pinder *et al* forneceram resultados compatíveis entre si. Não obstante, reputa-se ao método de Pinder *et al* um caráter mais abrangente pois, sua formulação contempla qualquer condição de contorno do aquífero e qualquer formato de hidrógrafa do rio (condição inicial). Esse método porém, requer solução numérica envolvendo razoável dificuldade, necessitando de auxílio computacional.

g) O método de Ferris mostrou ser de simples solução algébrica porém, restringe-se a condição de aquíferos semi infinitos (confinados ou não confinados) sujeitos a variações senoidais do nível da fonte.

h) Demonstrando a aplicabilidade prática do trabalho, foi feita a determinação do coeficiente de permeabilidade do aquífero situado às margens do rio Paraíba do Sul, obtendo-se pelo método de Ferris $k = 1,33 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ e pelo método de Pinder $k = 1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$. Ressalta-se a necessidade de comparação dessas estimativas com outras determinações de k feitas, por exemplo, pelos métodos descritos no capítulo II.

i) Quando da aplicação do método de Pinder *et al* ao aquífero do rio Paraíba do Sul, nota-se que as simulações realizadas, através do programa HEAD, levaram a valores negativos para a variação de nível do aquífero ($H(x,t)$) quando se adota coeficientes de transmissibilidade T iguais ou inferiores a 0,003, correspondendo a coeficientes de permeabilidade abaixo de 10^{-5} cm/s. Esses valores, fisicamente inadmissíveis, são provenientes da utilização da função erro complementar (ERFC) na solução da equação de Jacob, ver item IV.4.

j) Nota-se que para materiais de baixa permeabilidade e para pontos muito distantes da margem do rio a solução de Pinder *et al* não é aplicável tendo em vista, as discrepâncias matemáticas que ocorrem. Já o método de Ferris, como é de solução matematicamente mais simples, não sofre esta restrição; porém, verifica-se que os valores obtidos para $H(x,t)$ tornam-se pouco apreciáveis, no campo, quando a permeabilidade do solo local é muito baixa ou quando o ponto de observação situa-se muito distante da margem do rio.

VII.2 : Recomendações

Como continuidade, para este trabalho, sugere-se a realização de uma pesquisa utilizando dados obtidos em uma obra de engenharia, particularmente uma barragem, onde se realizem ensaios convencionais, de campo e, de laboratório para determinação do coeficiente de permeabilidade, em conjunto

com os métodos propostos (Ferris e, Pinder *et al*). Podendo-se dar um tratamento estatístico aos resultados e, finalmente, comparar as previsões feitas com os resultados reais, obtidos através de instrumentação da obra em funcionamento.

Na bibliografia pesquisada, encontra-se o registro do trabalho efetuado durante a construção da barragem de Jebba, na Nigéria, realizado por SOLYMAR E ILOABACHIE (1986), onde foram comparados diversos métodos para obtenção do coeficiente de permeabilidade k , como : ensaios feitos em amostras no laboratório, ensaios de campo realizados em furos de sondagem, correlações com a granulometria do solo, ensaios de bombeamento em furos totalmente penetrantes, estimativa de k através de instrumentação de seção da barragem, e através das observações da resposta do aquífero quando da cheia do rio. A figura VII.1 transcreve um resumo dos resultados da pesquisa de Solymar e Iloabachie demonstrando que, a previsão do coeficiente de permeabilidade feita através das observações dos níveis d'água no aquífero, tem papel importante dentre os métodos usuais. Seria importante, a exemplo do trabalho de Solymar e Ilobachie, uma pesquisa deste porte num aquífero brasileiro. Pretendendo-se, com isto o aprimoramento dos procedimentos para determinação do coeficiente de permeabilidade de solos e a incorporação em caráter definitivo dos métodos expostos no presente trabalho à etapa de investigações geotécnicas na construção de obras de terra.

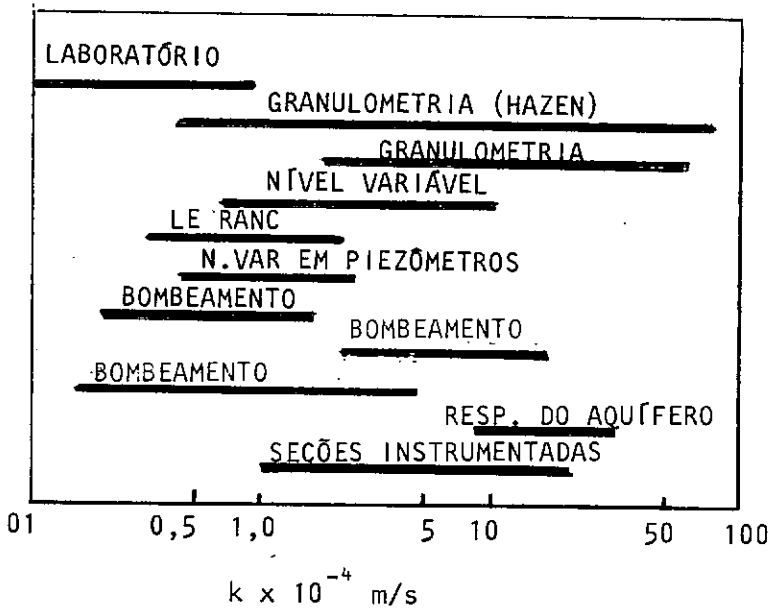


Fig. VII.1 - Resumo dos valores do coeficiente de permeabilidade, determinados para o solo de fundação da barragem de Jebba, na Nigéria, segundo SOLYMAR e ILOABACHIE (1986)

BIBLIOGRAFIA

1- ABGE (1981), boletim 04, " Ensaaios de Permeabilidade em Solos".

2- BRAND, E.W.,PREMCHITT, J. (1982), " Response characteristics of cylindrical piezometers", Geotechnique 32, nº3, 203-216.

3- CARSLAW, H.S.,JAEGER, J.C. (1959), " Conduction of Heat in Solids ", Oxford University Press, Londres, Inglaterra.

4- CEDERGREEN, H.(1967), " Seepage and Flow Nets ", J. Wiley and sons, N.Y., USA.

5- COOPER, H.H., RORABAUGH, M.I. (1963), " Ground Water Movements and Bank Storage Due to Flood Stages in Surface Streams", Geological Survey Water-Supply, paper 1536-J.

6- DAS, B.M. (1983), " Fundamentals of Soil Dynamics ", Elsevier.

7- FERRIS, J.G. (1951), " Cyclic Flutuations of Water Level as a Basis for Determinig Aquifer Transmissibility", Publication nº 33 de D' Association Internationale D'Hidrologie Scientifique, Assemblée Générale de Bruxelles.

8- FERRIS, J.G., KNOWLES D.B.,BROWM R.H.,STALLMAN R.W.

(1962), " Theory of Aquifer Test", Geological Survey Water-Supply, paper 1536-E.

9- GIBBS, H.J., HOLTZ, W.G. (1957), " Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing", Proc. 4th International Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1-35.

10- GIBSON, R.E. (1963), " An Analysis of System Flexibility and its Effects on Time Lag in Pore Water Pressure Measurements", Geotechnique, vol.13, n°1, 1-11.

11- GIBSON, R.E. (1966), " A Note on Constant Head Test to Measure Soil Permeability *in situ* ", Geotechnique, vol.16, n°3, 256-259.

12- GIBSON, R.E. (1970), " An Extension to the Theory of the Constant Head *in situ* Permeability Test", Geotechnique, vol.20, n°2, 193-197.

13- HVORSLEV, JUUL M. (1951), " Time Lag and Soil Permeability in Ground Water Observations", Waterways Experiments Station Corps of Engineers, U.S. Army, boletim n°36, U.S.A.

14- INGERSOLL, L.R., ZOBEL, O.J., INGERSOLL, A.C. (1954), "Heat Conduction with Engineering and Geological Applications ", Mac Graw-Hill inc., N.Y., U.S.A.

15- JACOB, C.E. (1950), " Flow of Ground Water ", cap. 5 in ROUSE H., Engineering Hydraulics, John Willey and Sons,

N.Y., U.S.A.

16- JAMIOLKOWSKI, LADD, GERMAINE, LANCELLOTTA (1983), " Anais do Congresso Internacional de Mecânica dos Solos", São Francisco, California U.S.A.

17- LAMBE, T.W. (1951), " Soil Testing for Engineers ", John Willey and Sons, N.Y., U.S.A.

18- LAMBE, T.W. (1979), " Soil Mechanics SI Version ", John Willey and Sons, N.Y., U.S.A.

19- LEONARDS (1962), " Foundation Engineering ", Mac Graw-Hill, N.Y., U.S.A.

20- LIMA, M.A.J.C.P.A. (1979), " Prospecção Geotécnica do Subsolo ", L.T.C., Rio de Janeiro, Brasil.

21- LINSLEY, F. (1972), " Water Resources Engineering ", Mac Graw-Hill Kogakusha, U.S.A.

22- LOPES, N.A.F., MEIRELLES, Y.S., SILVA, S.F. (1988), " Determinação da Permeabilidade de Materiais de Granulação Grossa ", Anais do Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia, vol.2, Rio de Janeiro, Brasil.

23- MARCHETTI, S. (1980), " In Situ Test by Flat Dilatometer", Journal of the Geotechnical Division, A.S.C.E., GT3.

24- MARCHETTI, S., CRAPPS D.K. (1981), " Flat Dilatometer Manual ", Schemertmann and Crapps Inc., Gainseville, Fla., U.S.A.

25- MARINO, M.A. (1964), " Growth and Decay of Ground Water Ridges in Response to Deep Percolation ", M.S. Thesis, New Mexico Institute of Mining and Technology, Socorro, N.M., U.S.A., 129 pp.

26- MARINO, M.A. (1973), " Water-Table Fluctuation in Semi Pervious Stream-Unconfined Aquifer Systems ", Journal of Hidrology, 19(1973) 43-52, North Holand Publishing Company, Amsterdam, Holanda.

27- MATSUO, S. (1953), " A Field Determination of Permeability ", 3º Conferencia Internacional de Mécánica dos Solos,

28- MEYERHOFF, G.G. (1956), "Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, A.S.C.E., SM-1, vol.82, pp866.

29- PINDER, G.F., BREDEHOEFT J.D., COOPER H.H. (1969), " Determination of Aquifer Diffusivity from Aquifer Response of Fluctuations in River Stage ", Water Resources Research, U. S. Geological Survey, vol.5, nº4, Washington, U.S.A.

30- ROWE, P.P. (1960), " An Equation for Estimating Transmissibility and Coefficient of Storage from River-Level Flutuations ", Journal of Geophysical Research, vol.65, nº10.

- 31- SANDRONI, S.S. (1983), " Densidade Relativa a partir da Diferença entre a Densidade *in situ* e a Densidade Mínima ", XV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, Brasil.
- 32- SCHMERTMANN, J.H. (1970), " Static Cone to Compute Static Settlement over Sand ", Proc. A.S.C.E. 96, Journal of Soil Mech. Found. Div., SM-3,1011.
- 33- SCOTT, R.F. (1973), " Principles of Soil Mechanics ", Eddson Wesley Publishing Company, U.S.A.
- 34- SHERARD, J.L. *et al* (1967), " Earth and Earth Rock Dams ", John Willey and Sons, U.S.A.
- 35- SILVEIRA, J. (1979), "Estudo da Permeabilidade e Estrutura do Solo-Cal", Tese M.Sc. Engenharia Civil, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro.
- 36- SOLYMAR, Z.V., ILOABACHIE, B.C. (1986), " Permeability Determination in an Alluvial Dam Foundation ", Geotechnique, 36, nº1, 95-108.
- 37- TAYLOR, D.W. (1966), " Fundamentals of Soil Mechanics ", John Willey and Sons, N.Y., U.S.A.
- 38- TERZAGHI, K., PECK (1948), " Soil Mechanics in Engineering Practice ", John Willey and Sons, U.S.A.

39- THEIM, A. in FORCHHEIMER op.cit.p.70.

40- THEIS, C.V. (1935), " The Relation Between the Lowering of Piezometric Surface and the Rate and Duration of Discharge of a Well Using Ground Water Storage ", Transactions American Geophysical Union, 16th Annual Meeting, U.S.A.

41- TODD, D.K. (1954), " Unsteady Flow in Porous Media by Means of a Hele Shaw Viscous Fluid Model ", Transactions American Geophysical Union, vol.35, n°6.

42- TODD, D.K. (1955), " Flow in Porous Media Studied by Hele Shaw Channel ", Civil Engineering A.S.C.E., vol.25, n°2.

43- TODD, D.K. (1955), " Ground Water flow in Relation to a Flooding Stream ", Proc. A.S.C.E., vol.81, separate n°628, Hydraulics Division.

44- VENNARD, J.K. ET AL (1975), " Elementary Fluid Mechanics ", John Willey and Sons, N.Y., U.S.A.

45- WALTON, W.C. (1970), " Ground Water Research Evaluation ", Mac Graw-Hill, U.S.A.

46- WEBER, H. e RAPPERT, C. (1966), "Wasserhaltung" em "Grundbau Taschenbuch", Wilhem Ernst & sohn, Berlin.

47- WERNER, P.W.,NOREN D. (1951), " Progressive Waves in Non-Artesian Aquifers ", Transaction American Geophysical

Union, vol.32, nº2.

48- WILSON (1970), " Engineering Hidrology ", Macmillan, Londres, Inglaterra.

49- ZANGAR C.N. (1953), " Theory and Problems of Water Percolation ", U.S. Bureau of Reclamation Engineering Monographs nº 8, U.S.A.

APÊNDICE A

HIDROGRAFAS

A forma das hidrógrafas, que acompanham as cheias dos rios, varia muito. Depende das características da bacia de drenagem, da distribuição pluviométrica, da seção do rio que está em estudo e também, do aquífero circunvizinho. A figura A.1 mostra os elementos componentes de uma hidrógrafa natural, segundo WILSON (1970). Pode-se salientar, o denominado *base flow*, ou seja, o fluxo permanente que há entre o rio e o aquífero circunvizinho.

Cabe também, distinguir o rio pelo seu comportamento em relação ao aquífero em suas margens como, rio efluente ou rio afluente. O rio efluente, é aquele que é alimentado pelo aquífero circunvizinho. Por outro lado, o rio denominado afluente, é aquele que alimenta o aquífero situado às suas margens, ver figura A.2.

Para o presente trabalho, considera-se os rios como influentes e, a hidrógrafa como tendo seu nível de referência constante já incluído o *base flow*, como aparece tracejado na figura A.1.

O formato das hidrógrafas varia amplamente, cada autor citado neste trabalho admite uma aproximação para a hidrógra-

fa como uma condição inicial, $(H(0,t))$, para a solução da equação diferencial do fluxo transiente, equação de Jacob.

A solução de Ferris, exposta no item IV.1, assume que a hidrógrafa do rio pode ser assemelhada a uma senóide definida pela expressão :

$$H(0,t) = H_0 \cdot \text{sen} (2\pi t/t_0) \quad (\text{eq.A.1})$$

Onde, o referencial considerado é o nível médio da oscilação e, H_0 é a semi amplitude do movimento, cujo período é dado por t_0 . A figura A.3 mostra a hidrógrafa assumida por Ferris.

A condição inicial imposta à equação de Jacob, por Cooper e Rorabaugh (item IV.2), admite que a hidrógrafa de um rio pode ser definida por uma família de curvas dada por :

$$H(0,t) = \begin{cases} N.H_0 \cdot \exp(-\delta t) \cdot (1 - \cos \omega t) & \text{para } 0 \leq t \leq t_0 \\ 0 & \text{para } t < t_0 \end{cases} \quad (\text{eq.A.2})$$

Onde, H_0 corresponde a máxima elevação do nível d'água do rio, t é o tempo contado desde o início da cheia e, t_0 é o período da cheia. Cooper e Rorabaugh, tomam como referência o nível inicial do rio e do aquífero, antes do início da cheia, para o cálculo das variações decorrentes dessa dadas por $H(x,t)$.

Na equação A.2, w é dado por :

$$w = 2\pi/t_0 \quad (\text{eq.A.3})$$

Sendo δ , uma constante que determina o grau de assimetria da curva representativa da hidrógrafa, dado por :

$$\delta = \cot(w.t_0/2) \quad (\text{eq.A.4})$$

t_0 , é o tempo correspondente a ocorrência do nível máximo do rio, H_0 .

Na equação A.2 o parâmetro N , é uma constante que garante que todas as curvas da família tenham seus máximos na mesma altura H_0 . Portanto, N assume a expressão :

$$N = 1/ \exp(- \delta t_0). (1 - \cos w t_0) \quad (\text{eq.A.5})$$

Curvas para $\delta = w$ e $\delta = 0$, são mostradas na figura A.4. Para $\delta=0$, t_0 se iguala a $t_0/2$ e, N se torna igual a $1/2$. Portanto, a equação da hidrógrafa, nesse caso, torna-se :

$$H(0,t) = \begin{cases} (H_0/2) \cdot (1 - \cos wt) & \text{para } 0 \leq t \leq t_0 \\ 0 & \text{para } t > t_0 \end{cases} \quad (\text{eq.A.6})$$

Nesta situação, verifica-se que o formato da hidrógrafa passa a ser senoidal, semelhante a condição inicial adotada por J.G.Ferris.

Pinder, Cooper e, Bredehoeft, apenas consideram que as hidrógrafas dos rios podem ser divididas em qualquer número de etapas instantâneas, correspondentes aos intervalos de tempo de observação da variação do nível do rio. Esses autores não especificam nenhum formato definido para as hidrógrafas.

Mariño, cuja solução da equação de Jacob é apresentada no item IV.4, admite como condição inicial para o problema do fluxo transiente, que o rio tenha sofrido uma elevação ou rebaixamento súbito de nível d'água e, não mais retorne ao nível inicial. Definindo, então, uma hidrógrafa que pode ser representada por uma reta paralela ao eixo dos tempos.

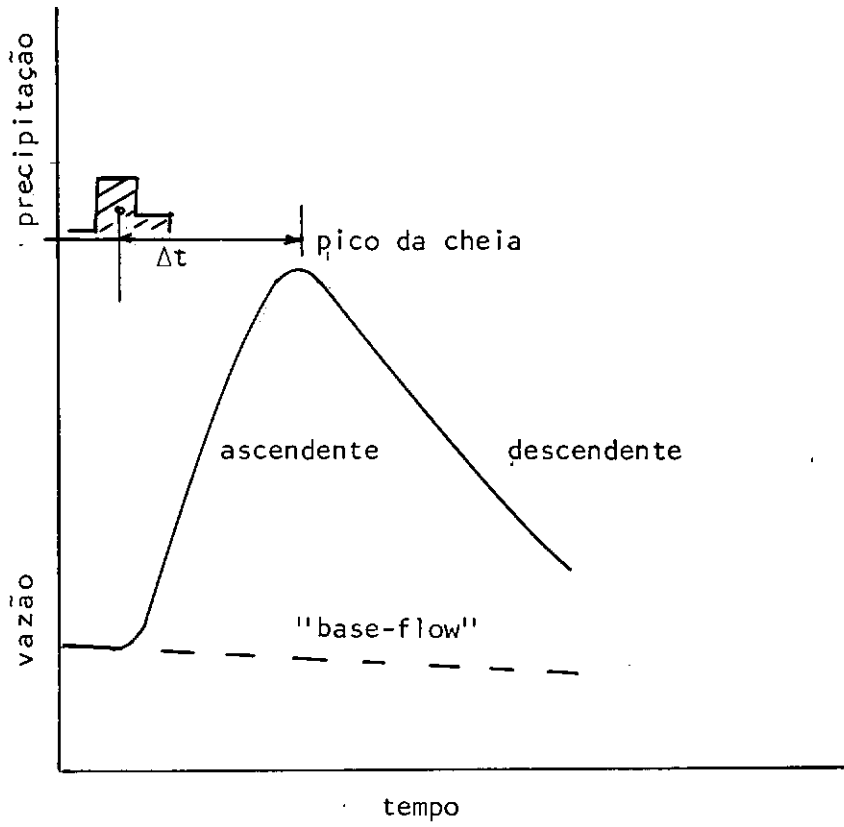


Fig. A.1 - Componentes de uma hidrôgrafa natural
WILSON (1970)

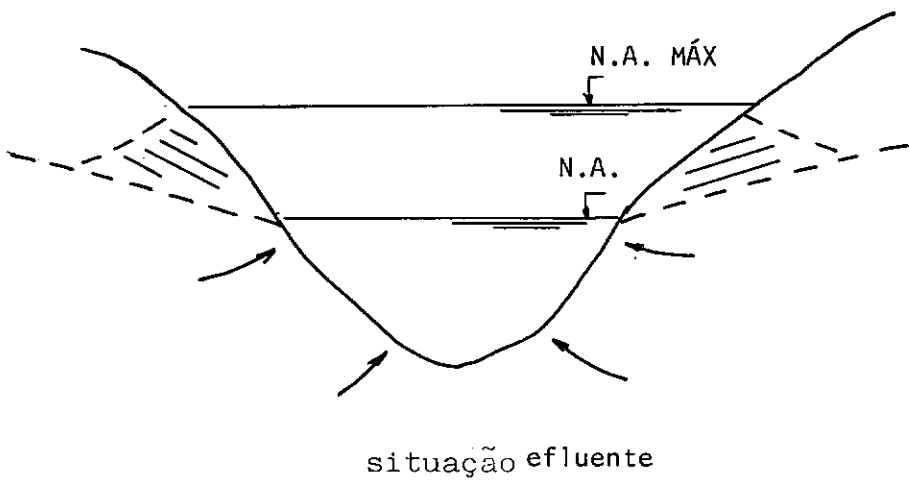
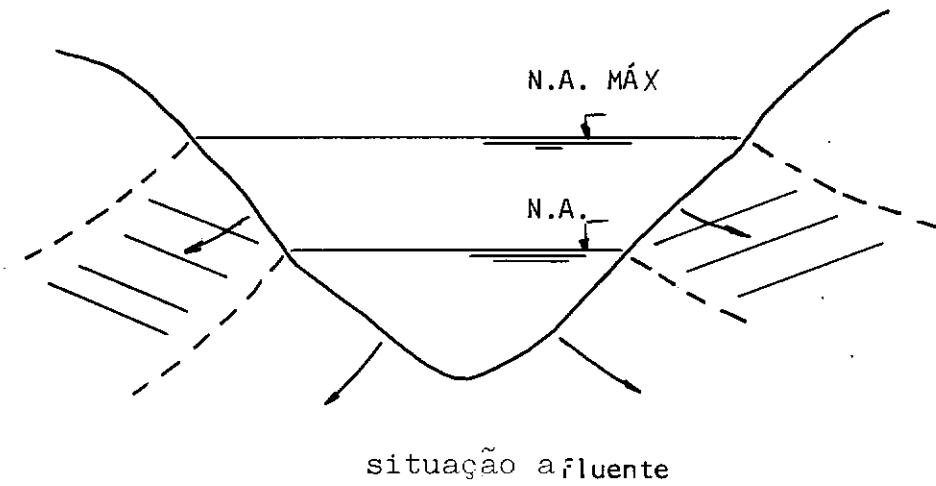


Fig.A.2-Situações afluentes e fluentes

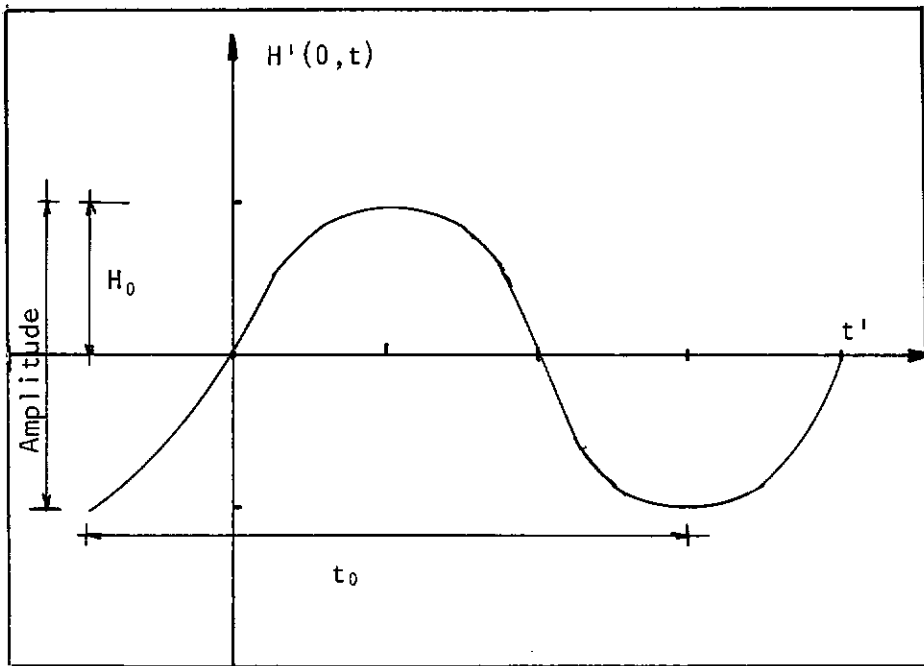


Fig. A.3 - Hidrōgrafa senoidal admitida por FERRIS
(1951)

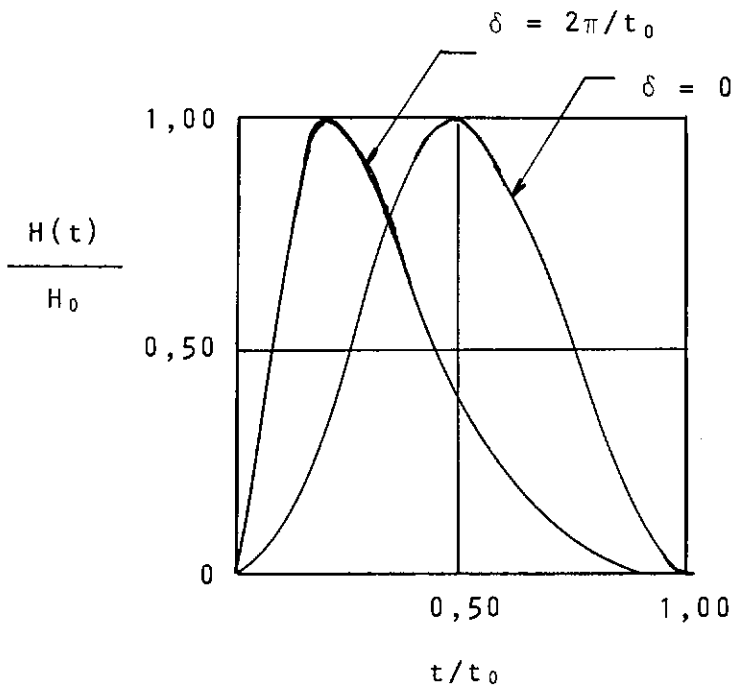


Fig. A.4 - Hidrôgrafas admitidas por COPPER e RORABAUGH (1963), para $\delta = 0$ e $\delta = \frac{2\pi}{t_0}$

```

        HP[CONT2]:=HP[CONT2]+DHM[CONT3]*ERFC ;
    END ;
END ;
T1:=T1+DT ;
T2[CONT2] := T1 ;
END ;
CLRSCR ;
WRITELN ;
WRITELN(' PIEZOMETRO NUMERO ',CONT1,' , DISTANCIA = ',X[CONT1]:10:5) ;
WRITELN ;
FOR CONT4:= 1 TO NP DO
BEGIN
    WRITE ('TEMPO = ',T2[CONT4]:10:2) ;
    WRITELN(' HP = ',HP[CONT4]:10:5) ;
END ;
WRITELN ;
WRITELN('.... Aperte qualquer tecla ....') ;
REPEAT UNTIL KEYPRESSED ;
CLRSCR ;
FAZ_GRAFICO := 'N' ;
WRITE('DESEJA TRACAR A CURVA POR LAGRANGE ? (S/N)') ;
READLN(FAZ_GRAFICO) ;
PREPARA_TELA ;
ESCX := (T2[NP])/560 ;
MAIORY := HP[1] ;
MENDRY := HP[1] ;
FOR CONT4 := 2 TO NP DO
BEGIN
    IF HP[CONT4] > MAIORY THEN MAIORY := HP[CONT4] ;
    IF HP[CONT4] < MENDRY THEN MENDRY := HP[CONT4] ;
END ;
ESCY := (MAIORY-MENDRY)/160 ;
XF := 0 ;

FOR CONT4 := 1 TO NP DO
BEGIN
    GOTOXY(TRUNC((T2[CONT4]/ESCX)/8)+5,24-TRUNC((HP[CONT4]/ESCY)/8)) ;
    WRITE ('x') ;
    GOTOXY(TRUNC((T2[CONT4]/ESCX)/8)+5,25) ;
    WRITE (T2[CONT4]:4:0) ;
    GOTOXY(01,24-TRUNC((HP[CONT4]/ESCY)/8)) ;
    WRITE (HP[CONT4]:4:0,'-') ;
END ;
IF (FAZ_GRAFICO='s') OR (FAZ_GRAFICO='S') THEN
    FOR CONT4 := 43 TO 603 DO
        BEGIN
            CALCULA_FUNCAD ;
            IF XF >= T2[1] THEN
                BEGIN
                    CALCULA_FUNCAD ;
                    PLOT(CONT4,178-TRUNC(YF/ESCY),1) ;
                END ;
            XF := XF + ESCX ;
        END ;
    END.
    READLN(FIM) ;
    CLRSCR ;
    END ;
END.

```

APÊNDICE B

PROGRAMA HEAD

Para a utilização do método proposto por Pinder *et al*, para determinação do coeficiente de permeabilidade do solo, se fez necessário o desenvolvimento de uma rotina computacional capaz de realizar as simulações necessária ao emprego do método. Esse programa foi utilizado, no item V.3 deste trabalho, para a comparação entre o método de Pinder *et al* e, o método de Ferris, bem como, para a determinação do coeficiente de permeabilidade do aquífero às margens do rio Paraíba do Sul apresentado no Capítulo VI.

O programa HEAD, é um aplicativo capaz de calcular a variação da altura do nível d'água de um aquífero, acima do nível inicial, tomado como constante antes do início da cheia do rio. O programa é baseado na equação IV.34, mostrada no item IV.3.

A linguagem de programação usada foi TURBO PASCAL e, o programa é capaz também, de traçar curvas com os pontos $H(x,t)$ calculados, através da função de Lagrange.

Dados de entrada para o programa HEAD :

ST = coeficiente de armazenamento do solo

TR = coeficiente de transmissibilidade do solo

NP = total de incrementos de tempo DT, correspondentes a discretização da hidrógrafa

DHM [1, NP] = etapas consideradas na discretização da hidrógrafa respectivamente

NX = número de piezômetros instalados no aquífero em estudo

X [1, NX] = distância dos piezômetros à margem do rio respectivamente

DT = incremento de tempo considerado na definição das etapas da hidrógrafa

Dados de saída do programa HEAD :

Para cada piezômetro instalado no aquífero o programa HEAD fornece :

TEMPO = tempo contado desde o início da cheia

HP = altura do nível d'água em relação ao nível inicial do aquífero antes da cheia, ou seja, a variação do nível d'água do aquífero no ponto considerado provocada pela cheia do rio.

```

PROGRAM MECANICA DOS SOLOS ;
({$i graph.p })
(#####)
###
###          PROGRAMA PARA SIMULACAO DE VARIACAO DE NIVEL D'AGUA          ###
###
###          DE AQUIFEROS QUANDO DA CHEIA DO RIO                          ###
###
###          MECANICA DOS SOLOS                                           ###
###
###          Tese de Mestrado : Carla Maria de Medeiros Pira            ###
###
(#####)
VAR          (## DESCRICAO DAS VARIABEIS ##)
ARGENT : TEXT ;          (## ARQUIVO DE ENTRADA DE DADOS ##)
CONT1 : INTEGER ;       (## CONTADOR INTERNO ##)
CONT2 : INTEGER ;       (## CONTADOR INTERNO ##)
CONT3 : INTEGER ;       (## CONTADOR INTERNO ##)
CONT4 : INTEGER ;       (## CONTADOR INTERNO ##)
  ENU : REAL ;           (## DIFUSIBILIDADE ##)
  TR : REAL ;           (## COEF. TRANSMISSIBILIDADE ##)
  ST : REAL ;           (## COEF. ARMAZENAMENTO ##)
  NP : INTEGER ;        (## TOTAL DE INCR. DE TEMPO DT ##)
  NX : INTEGER ;        (## NUMERO DE PIEZOMETROS ##)
  DT : REAL ;           (## INCREMENTO DE TEMPO ##)
DHM : ARRAY[1..50] OF REAL ; (## VAR. DE ALTURA NA HIDROGR. ##)
  X : ARRAY[1..50] OF REAL ; (## DIST. PIEZ. EM REL. MARGEM ##)
ITSQ : REAL ;          (## ? ##)
  U : REAL ;            (## ? ##)
  T1 : REAL ;           (## ACUMULADOR DE TEMPO ##)
  T2 : ARRAY[1..100] OF REAL ; (## MATRIZ COM OS TEMPOS ACUM. ##)
  HP : ARRAY[1..100] OF REAL ; (## ALTURA NO PIEZOMETRO ##)
ARG : REAL ;           (## ARGUMENTO PARA PROC. ERROC ##)
ERFC : REAL ;          (## ? ##)
  XF : REAL ;           (## ACUMULADOR PARA X ##)
  YF : REAL ;           (## ACUMULADOR PARA Y ##)
ESCX : REAL ;          (## ESCALA PARA X ##)
ESCY : REAL ;          (## ESCALA PARA Y ##)
MAIORY : REAL ;        (## GUARDA O MAIOR HP ##)
MENDRY : REAL ;        (## GUARDA O MENOR HP ##)
FIM : CHAR ;
FAZ_GRAFICO : CHAR ;

(### PROCEDURE PARA LER OS DADOS DO ARQUIVO ARQDATA.PAS ###)

PROCEDURE LE_DADOS ;
VAR LOCAL1 : INTEGER ;
BEGIN
ASSIGN(ARGENT,'A:ARQDAT.PAS') ;
RESET(ARGENT) ;
READLN(ARGENT,ST) ;
READLN(ARGENT,TR) ;
ENU:=TR/ST ;
READLN(ARGENT,NP) ;
FOR LOCAL1:=1 TO NP DO
  READLN(ARGENT,DHM[LOCAL1]) ;
READLN(ARGENT,NX) ;
FOR LOCAL1:=1 TO NX DO
  READLN(ARGENT,X[LOCAL1]) ;

```

```
READLN(ARGENT,DT) ;
END ;
```

```
(*** PROCEDURE PARA CALCULAR O VALOR DA FUNCAO ERRO COMPLEMENTAR ***)
```

```
PROCEDURE ERROC(VAR ARG : REAL ; VAR ERFC : REAL) ;
```

```
VAR FAT1 , FAT2 , FAT3 : REAL ;
```

```
BEGIN
```

```
FAT1 := (ARG * ARG * ARG )/3 ;
```

```
FAT2 := (ARG * ARG * ARG * ARG * ARG)/10 ;
```

```
FAT3 := (ARG * ARG * ARG * ARG * ARG * ARG * ARG)/42 ;
```

```
ERFC := 1 - 1.128379167 * (ARG - FAT1 + FAT2 - FAT3) ;
```

```
END ;
```

```
(*** PROCEDURE PARA PREPARAR A TELA DO GRAFICO ***)
```

```
PROCEDURE PREPARA_TELA ;
```

```
BEGIN
```

```
HIRES ;
```

```
GOTOXY(06,02) ;
```

```
WRITE ('^') ;
```

```
DRAW(000,186,686,186,1) ;
```

```
GOTOXY(80,24) ;
```

```
WRITE ('>') ;
```

```
DRAW(043,010,043,199,1) ;
```

```
GOTOXY(01,25) ;
```

```
WRITE ('0') ;
```

```
GOTOXY(78,25) ;
```

```
WRITE ('T') ;
```

```
GOTOXY(01,01) ;
```

```
WRITE ('HP') ;
```

```
END ;
```

```
(*** PROCEDURE PARA CALCULAR A FUNCAO DA CURVA - METODO DE LAGRANGE ***)
```

```
PROCEDURE CALCULA_FUNCAO ;
```

```
VAR
```

```
    K : INTEGER ;                (* CONTADOR          *)
```

```
FUNCTION PRODUTORIO(K : INTEGER) : REAL ;
```

```
VAR    I : INTEGER ;
```

```
    LOCAL1 : REAL ;
```

```
BEGIN
```

```
    LOCAL1 := 1 ;
```

```
    FOR I:= 1 TO NP DO
```

```
        BEGIN
```

```
            IF IK THEN
```

```
                LOCAL1:=LOCAL1 * ( (XF-T2[I]) / (T2[K]-T2[I]) ) ;
```

```
            PRODUTORIO := LOCAL1 ;
```

```
        END ;
```

```
END ;
```

```
BEGIN (** INICIO DA SUBROTINA CALCULA_FUNCAO **)
```

```
YF := 0 ;
```

```
FOR K := 1 TO NP DO
```

```

YF:=YF+(HP[K]*PRODUTORIO(K)) ;
END ;

(*****)
BEGIN (** INICIO DO PROGRAMA **)

LE_DADOS ;
CLRSCR ;
WRITELN('=> COEFICIENTE DE ARMAZENAMENTO = ',ST:10:5) ;
WRITELN ;

WRITELN('=> COEFICIENTE DE TRANSMISSIBILIDADE = ',TR:10:5) ;
WRITELN ;

ENU:=TR/ST ;

WRITELN('=> DIFUSSIBILIDADE = ',ENU:10:5) ;
WRITELN ;

WRITELN('=> NUMERO DE INCREMENTOS DE TEMPO = ',NP) ;
WRITELN ;
FOR CONT1:=1 TO NP DO
WRITELN('VALOR A VAR.DE ALTURA NA HIDROGRAFA N. ',CONT1,' = ',DHM[CONT1]:10:5);
WRITELN ;

WRITELN('=> NUMERO DE PIEZOMETROS = ',NX) ;
WRITELN ;
WRITELN('DISTANCIAS DOS PIEZOMETROS AO RIO(TOT DE ',NX,')') ;
WRITELN ;
FOR CONT1:=1 TO NX DO
WRITELN('DISTANCIA N. ',CONT1,' DO PIEZ. EM REL. A MARGEM = ',X[CONT1]:10:5) ;
WRITELN ;
WRITELN('=> INCREMENTO DE TEMPO = ',DT:10:2) ;
WRITELN ;
WRITELN('.... Aperte qualquer tecla ....') ;

(** INICIA CALCULOS PARA CADA PIEZOMETRO **)

REPEAT UNTIL KEYPRESSED ;

FOR CONT1:= 1 TO NP DO
T2[CONT1] := 0 ;

FOR CONT1:=1 TO NX DO
BEGIN
T1 := 0 ;
U:=X[CONT1]/SQRT(ENU*DT) ;
FOR CONT2:=1 TO NP DO
BEGIN
HP[CONT2]:=0 ;
FOR CONT3:=1 TO CONT2 DO
BEGIN
ITSQ:=CONT2-CONT3 ;
IF ITSQ=0 THEN
ERFC:=0
ELSE
BEGIN
ARG:=U/(2*SQRT(ITSQ)) ;
ERRDC(ARG,ERFC) ;

```

APÊNDICE C

TABELAS AUXILIARES PARA A UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DE FERRIS

As tabelas apresentadas foram elaboradas visando uma aplicação expedita do método de Ferris. Comparando-se valores de níveis d'água, observados no campo, com os valores das tabelas, procede-se a tentativa de se enquadrar o aquífero estudado em alguma das possibilidades apresentadas.

Para a elaboração das tabelas foram tomadas as equações V.1 e, V.5. No cálculo dos valores de $H(x,t)$, para os casos tabelados, foram consideradas as seguintes premissas :

- a) A espessura do aquífero foi tomada constante, igual a 20 metros.
- b) O coeficiente de armazenamento para aquíferos não confinados assumiu os valores : 0,005 ; 0,175 ; 0,30 ; cobrindo a faixa de variação desse parâmetro proposta por Ferris.
- c) Para os aquíferos confinados, o coeficiente de armazenamento tomou os valores : 10^{-5} ; 10^{-4} , 10^{-3} .
- d) O coeficiente de permeabilidade do solo assumiu os valores 10^{-3} ; 10^{-2} e 1 cm/s.

e) Foram considerados dois períodos típicos de uma cheia, o primeiro igual a 1 dia, correspondendo a uma cheia curta. O segundo, correspondendo a uma cheia longa, com período igual a 7 dias.

Para haver resposta apreciável nos piezômetros, sugere-se que estes distem 30, 60 e, 90 metros da margem do rio ou, 50, 100 e 150 metros, caso o aquífero seja confinado. É recomendável a instalação de no mínimo três piezômetros para obtenção do coeficiente de permeabilidade do solo.

No caso em que o aquífero é do tipo não confinado, sugere-se que a implantação dos piezômetros seja realizada a 2, 5, 10 e 15 metros de distância da margem do rio, também no mínimo de três.

As tabelas C.1, C.2 e, C.3 mostram valores da razão $H/2H_0$, para aquíferos confinados. As tabelas C.4, C.5 e, C.6 mostram os valores do Δt , *time lag*, para aquíferos confinados.

As tabelas C.7, C.8, C.9, C.10, C.11 e C.12 mostram os valores da razão $H_p/2H_0$ e do Δt , *time lag*, para os aquíferos não confinados, respectivamente.

Tabela para $H_p/2 H_0$

$S_t = 0,00001$

x(m)	k(cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
30,0		0,9604	0,9848
50,0		0,9348	0,9748
60,0		0,9223	0,969
90,0	0,001	0,8857	0,9552
100,0		0,8739	0,9503
150,0		0,8169	0,9264
30,0		0,9873	0,9952
50,0		0,9789	0,9920
60,0		0,9747	0,9904
90,0	0,010	0,9624	0,9856
100,0		0,9583	0,9840
150,0		0,9380	0,9761
30,0		0,9987	0,9995
50,0		0,9979	0,9992
60,0		0,9974	0,9990
90,0	1,000	0,9962	0,9986
100,0		0,9957	0,9984
150,0		0,9936	0,9976

Tab. C.1 -- Razão $H_p/2H_0$ para aquíferos confinados,
 $S_t = 0,00001$

Tabela para $H_p/2 H_0$ $S_t = 0,0001$

x(m)	k(cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
30,0		0,8799	0,9528
50,0		0,8080	0,9226
60,0		0,7743	0,9078
90,0	0,001	0,6813	0,8650
100,0		0,6529	0,8512
150,0		0,5275	0,7853
30,0		0,9604	0,9848
50,0		0,9348	0,9748
60,0		0,9223	0,9699
90,0	0,010	0,8857	0,9552
100,0		0,8739	0,9503
150,0		0,8169	0,9264
30,0		0,9960	0,9985
50,0		0,9933	0,9975
60,0		0,9919	0,9969
90,0	1,000	0,9879	0,9954
100,0		0,9866	0,9949
150,0		0,9800	0,9924

Tab. C.2 - Razão $H_p/2H_0$ para aquíferos confinados,
 $S_t = 0,0001$

Tabela para $H_p/2 H_0$ $S_t = 0,001$

x(m)	k(cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
30,0		0,6673	0,8582
50,0		0,5096	0,7751
60,0		0,4453	0,7366
90,0	0,001	0,2972	0,6321
100,0		0,2597	0,6007
150,0		0,1323	0,4656
30,0		0,8799	0,9528
50,0		0,8080	0,9226
60,0		0,7743	0,9078
90,0	0,010	0,6813	0,8650
100,0		0,6529	0,8512
150,0		0,5275	0,7853
30,0		0,9873	0,9952
50,0		0,9789	0,9920
60,0		0,9747	0,9904
90,0	1,000	0,9624	0,9856
100,0		0,9583	0,9840
150,0		0,9380	0,9761

Tab. C.3 - Razão $H_p/2H_0$ para aquíferos confinados,
 $S_t = 0,001$

Tabela para Δt (seg). $S_t = 0,00001$

x(m)	k(cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
30,0		556,2342	1471,6574
50,0		927,0570	2452,7623
60,0		1112,4684	2943,3147
90,0	0,001	1668,7026	4414,9721
100,0		1854,1140	4905,5246
150,0		2781,1710	7358,2868
30,0		175,8967	465,3789
50,0		293,1612	775,6315
60,0		351,7934	930,7578
90,0	0,010	527,6901	1396,1368
100,0		586,3223	1551,2631
150,0		879,4835	2326,8946
30,0		17,5897	46,5379
50,0		29,3161	77,5632
60,0		35,1793	93,0758
90,0	1,000	52,7690	139,6137
100,0		58,6322	155,1263
150,0		87,9483	232,6895

Tab. C.4 - Δt para aquíferos confinados,
 $S_t = 0,00001$

Tabela para Δt (seg) $S_t = 0,0001$

x(m)	k(cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
30,0		1758,9670	4653,7892
50,0		2931,6116	7756,3153
60,0		3517,9340	9307,5784
90,0	0,001	5276,9010	13961,3676
100,0		5863,2233	15512,6307
150,0		8794,8349	23268,9460
30,0		556,2342	1471,6574
50,0		927,0570	2542,7623
60,0		1112,4684	2943,3147
90,0	0,010	1668,7026	4414,9721
100,0		1854,1140	4905,5246
150,0		2781,1710	7358,2868
30,0		55,6234	147,1657
50,0		92,7057	245,2762
60,0		111,2468	294,3315
90,0	1,000	166,8703	441,4972
100,0		185,4114	490,5525
150,0		278,1171	735,8287

Tab. C.5 - Δt para aquíferos confinados,
 $S_t = 0,0001$

Tabela para Δt (seg) $S_t = 0,001$

x(m)	k(cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
30,0		5562,3420	14716,5737
50,0		9270,5700	24527,6228
60,0		11124,6840	27433,1473
90,0	0,001	16687,0260	44149,7210
100,0		18541,1400	49055,2455
150,0		27811,7100	73582,8683
30,0		1758,9670	4653,7892
50,0		2931,6116	7756,3153
60,0		3517,9340	9307,5784
90,0	0,010	5276,9010	13961,3676
100,0		5863,2233	15512,6307
150,0		8794,8349	23268,9460
30,0		175,8967	465,3789
50,0		293,1612	775,6315
60,0		351,7934	930,7578
90,0	1,000	527,6901	1396,1368
100,0		586,3223	1551,2631
150,0		879,4835	2326,8946

Tab. C.6 - Δt para aquíferos confinados,
 $S_t = 0,001$

Tabela para $H_p/2 H_0$ $S_t = 0,05$

$x(m)$	k (cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
2,0	0,001	0,8264	0,9305
5,0		0,6208	0,8351
10,0		0,3854	0,6974
15,0		0,2393	0,5824
2,0	0,010	0,9415	0,9775
5,0		0,8601	0,9446
10,0		0,7397	0,8923
15,0		0,6362	0,8429
2,0	1,000	0,9940	0,9977
5,0		0,9850	0,9943
10,0		0,9703	0,9887
15,0		0,9558	0,9831

Tab. C.7 - Razão $H_p/2H_0$ para aquíferos não confinados,
 $S_t = 0,05$

Tabela para $H_p / 2 H_0$ $S_t = 0,175$

$x(m)$	k (cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
2,0		0,7000	0,8739
5,0	0,001	0,4099	0,7138
10,0		0,1680	0,5096
15,0		0,0689	0,3638
2,0		0,8933	0,9583
5,0	0,010	0,7543	0,8989
10,0		0,5689	0,8080
15,0		0,4291	0,7263
2,0		0,9888	0,9957
5,0	1,000	0,9722	0,9894
10,0		0,9452	0,9789
15,0		0,9189	0,9685

Tab. C. 8 - Razão $H_p / 2H_0$ para aquíferos não confinados,
 $S_t = 0,175$

Tabela para $H_p / 2 H_0$ $S_t = 0,30$

x(m)	k (cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
2,0	0,001	0,6268	0,8382
5,0		0,3111	0,6432
10,0		0,0968	0,4137
15,0		0,0301	0,2661
2,0	0,010	0,8627	0,9457
5,0		0,6912	0,8697
10,0		0,4778	0,7564
15,0		0,3303	0,6579
2,0	1,000	0,9853	0,9944
5,0		0,9637	0,9861
10,0		0,9288	0,9725
15,0		0,8951	0,9590

Tab. C.9 - Razão $H_p / 2H_0$ para aquíferos não confinados,
 $S_t = 0,30$

Tabela para Δt (seg)

$S_t = 0,05$

x(m)	k (cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
2,0	0,001	2622,1132	6937,4594
5,0		6555,2829	17343,6484
10,0		13110,5658	34687,2968
15,0		19665,8488	52030,9451
2,0	0,010	829,1850	2193,8173
5,0		2072,9625	5484,5432
10,0		4145,9249	10969,0864
15,0		6218,8874	16453,6295
2,0	1,000	82,9185	219,3817
5,0		207,2962	548,4543
10,0		414,5925	1096,9086
15,0		621,8887	1645,3630

Tab. C:10 - Δt para aquíferos não confinados,
 $S_t = 0,05$

Tabela para Δt (seg) $S_t = 0,175$

x(m)	k (cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
2,0	0,001	4905,5246	12978,7980
5,0		12263,8114	32446,9950
10,0		24527,6228	64893,9901
15,0		36791,4341	97340,9851
2,0	0,010	1551,2631	4104,2563
5,0		3878,1577	10260,6408
10,0		7756,3153	20521,2815
15,0		11634,4730	30781,9223
2,0	1,000	155,1263	410,4256
5,0		387,8158	1026,0641
10,0		775,6315	2052,1282
15,0		1163,4473	3978,1922

Tab. C.11 - Δt para aquíferos não confinados,
 $S_t = 0,175$

Tabela para Δt (seg) $S_t = 0,30$

x(m)	k (cm/s)	$t_0 = 1$ dia	$t_0 = 7$ dias
2,0	0,001	6422,8393	16993,2355
5,0		16057,0983	42483,0888
10,0		32114,1965	84966,1776
15,0		48171,2948	127449,2664
2,0	0,010	2031,0801	5373,7329
5,0		5077,7003	13434,3323
10,0		10155,4006	26868,6645
15,0		15233,1009	40302,9968
2,0	1,000	203,1080	537,3733
5,0		507,7700	1343,4332
10,0		1015,5401	2686,8665
15,0		1523,3101	4030,2997

Tab. C.12 - Δt para aquíferos não confinados,
 $S_t = 0,30$