



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROBLEMÁTICA DA CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS ALUVIAIS PARA  
FINS DE DRENAGEM SUBTERRÂNEA

por



PAULO CÉSAR FARIAS GOMES

Pesquisador da Empresa Brasileira de Pesquisa  
Agropecuária - EMBRAPA

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA  
AGOSTO - 1977





G633p

Gomes, Paulo Cesar Farias

Problemática da caracterização de solos aluviais para fins de drenagem subterrânea / Paulo Cesar Farias Gomes. - Campina Grande, 1977.

119 f.

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

1. Solos Aluviais - 2. Condutividade Hidráulica de Solos Aluviais 3. Drenagem Subterrânea 4. Dissertação I. Millar, Agustín A., Dr. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB) III. Título

CDU 631.482(043)

PROBLEMÁTICA DA CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS ALUVIAIS PARA  
FINS DE DRENAGEM SUBTERRÂNEA

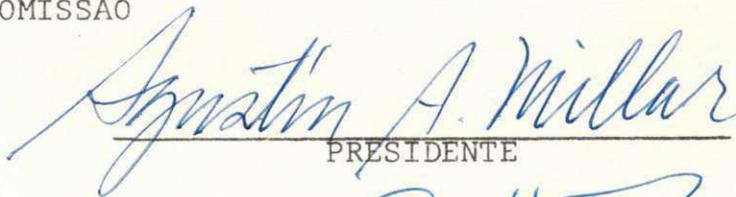
por

PAULO CÉSAR FARIAS GOMES

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS  
DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DO CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLO-  
GIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA COMO PARTE DOS REQUI-  
SITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊN-  
CIAS (M.Sc.).

Aprovado por:

COMISSÃO

  
PRESIDENTE



CAMPINA GRANDE  
ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL  
AGOSTO - 1977

À Ana Paula e Ana Lúcia

## AGRADECIMENTOS

O autor manifesta seus agradecimentos as seguintes pessoas e instituições:

- Ao Prof<sup>o</sup> Dr. Agustín A. Millar da FAO/PNUD pela paciente e segura orientação em todas as fases de programação, execução e revisão deste trabalho.
- Ao Prof<sup>o</sup> Dr. Hugo O. Carvalho Guerra pela dedicada orientação durante o período de curso e pelas sugestões e críticas na fase final de redação do trabalho.
- À Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária através do Centro do Trópico Semi-Árido em Petrolina-Pernambuco por ter colocado à sua disposição todos os recursos necessários ao desenvolvimento e elaboração da presente pesquisa.
- Ao Dr. Renival Alves de Souza Chefe do Centro do Trópico Semi-Árido por oferecer todas as facilidades necessárias para a execução do trabalho.

- Ao DNOCS e SUDENE, por terem oferecido facilidades do Convênio DNOCS/EMBRAPA/SUDENE que fizeram possível a realização deste trabalho.
- Aos Técnicos e funcionários do Projeto de Irrigação de São Gonçalo DNOCS pelo apoio recebido durante a realização do trabalho de campo.
- À Sua mãe e irmãos pelo incentivo e apoio em todas as etapas de sua formação educacional e moral.
- Aos Colegas do curso de Pós-Graduação pelas sinceras e proveitosas amizades.
- À Equipe do laboratório do CPATSA-Petrolina pelas análises de solo realizados.
- À Equipe da biblioteca do CPATSA pela valiosa ajuda prestada durante a fase de revisão de literatura.
- Aos Professores do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba pelos ensinamentos e orientação, que lhe deu os pré-requisitos necessários à elaboração deste trabalho.
- Ao Agronomo Raimundo Farias Gomes e a funcionária do CPATSA Josefina Maria Silva pelos trabalhos datilográficos.
- Ao Colega Aldroville Ferreira Lima pela elaboração dos slides necessários à apresentação deste trabalho.
- Aos Colegas e amigos que direta ou indiretamente colaboraram com este trabalho.

## H O M E N A G E M

Ao Engenheiro Agrônomo, Ph.D., Agustín A. Millar, do Projeto BRA/74/008, FAO/PNUD, pelo esforço e dedicação à pesquisa da irrigação na região do Médio São Francisco.

## R E S U M O

O trabalho teve por objetivos estudar os problemas de interpretação e representatividade de resultados de campo de condutividade hidráulica de solos aluviais, definir o melhor método para sua caracterização, e verificar o procedimento mais adequado para a análise destes resultados, com fins de drenagem subterrânea.

O trabalho foi conduzido no Projeto de Irrigação de São Gonçalo, PB., onde se estabeleceu um Campo Piloto de Testes de Drenagem Subterrânea, de 1,3 ha.

Estudou-se também a variabilidade espacial, horizontal e vertical, das propriedades físico-hídricas como textura, densidade aparente ou global e infiltração básica, e as características do fluxo de água para os drenos através de testes de descarga.

Para o estudo da condutividade hidráulica  $K$ , parâmetro de importância na definição das normas de drenagem pa

ra o delineamento de sistemas subterrâneos, usaram-se quatro métodos de campo (poço, piezômetro, infiltração básica e descarga de drenos) e um método indireto baseado na granulometria.

Em geral, observou-se uma grande variação espacial horizontal das propriedades físicas, principalmente devido a presença de misturas de camadas de solo com texturas areia barrenta e barro arenoso, com outras mais adensadas pela alta concentração de sódio. Constatou-se que os dados de densidade aparente e infiltração básica tendem a ter uma distribuição normal. A variação da densidade aparente foi de 1,45 a 1,77  $\text{g cm}^{-3}$  e a de infiltração básica de 0,065 a 1,28  $\text{m dia}^{-1}$ .

No caso da condutividade hidráulica, verificou-se uma baixa correlação entre valores obtidos pelos diferentes métodos num mesmo lugar. Analisando os dados através do cálculo da probabilidade de ocorrência definiu-se que os valores de K seguem a tendência de uma distribuição logaritmica. Usando esta metodologia verificou-se que os valores representativos (50% de probabilidade) dos diferentes métodos foram da mesma magnitude. Verificou-se ainda que, devido aos métodos fornecem valores de K que representam diferentes camadas do perfil, dando, conseqüentemente, resultados de diferentes magnitudes, sua representatividade necessária seria obtida através da variabilidade espacial horizontal do solo.

Dos métodos tradicionais para determinar K, poço e piezômetro, verificou-se que podem ser usados em solos aluviais desde que sujeitos a algumas restrições, como adequada densidade e distribuição de determinações, e dependência da presença ou ausência de muita estratificação sub-superficial.

Para o caso dos testes de descarga de drenos subterrâneos, recuperou-se e limpou-se o sistema de drenagem da área de 1,3 ha contendo drenos de manilhas de 60cm de comprimento e 10cm de diâmetro, com um total de 5 linhas de drenos de 70m de comprimento, instalados a uma profundidade de 1,4 m e 20m de espaçamento. Nesta área instalaram-se uma rede simé-

trica de 25 poços de observação e estruturas de saída nas linhas de drenos para facilitar a medida da vazão. Esta área foi recarregada durante 15 dias, e durante o período de descarga fizeram-se medidas simultâneas, a cada duas horas, da profundidade do lençol em todos os poços e da vazão nas cinco linhas de drenos. para a análise dos dados usaram-se a fórmula de Hooghoudt para fluxo permanente, e a de Glover-Dumm para fluxo não permanente, sendo este último caso o objetivo principal do trabalho.

Encontrou-se que a expressão para fluxo não permanente não caracterizou adequadamente a condutividade hidráulica efetiva da área de fluxo, o fator de intensidade de drenagem, e a porosidade do perfil que contribui para o fluxo dos drenos. O uso da equação para fluxo permanente proporcionou valores de K mais próximos aos valores representativos obtidos pelos outros métodos de campo. Contudo, e devido a grande estratificação textural dos perfis, requer-se maior número de testes em condições variáveis de recarga, para definir o melhor procedimento de análise dos resultados.

#### ABSTRACT

The objectives of this work were to study the interpretation and representation problems of field data, to define the best way to characterize the hydraulic properties, and to identify the appropriate method to analyze the data of alluvial soils.

Spatial variability of texture, bulk density and water intake rate were studied in an experimental site installed for subsurface drainage studies.

The hydraulic conductivity was determined in the field using the auger hole, piezometer, intake rate and the discharge methods, and indirectly by particle distribution.

In general, it was observed a great variability in the soil properties mainly due to the texture stratification of the soil profile and the presence of high sodium content. It was found that bulk density and intake rate data follow a normal distribution. The bulk density varied from 1.45 to 1.77

$\text{g cm}^{-3}$  and the intake rate from 0,065 to  $1.28 \text{ m day}^{-1}$ .

It was not found correlation for the hydraulic conductivity obtained by the three field methods in 25 sites. The field data for a same method followed a log-normal distribution. Analyzing the information through plotting in log probability paper, it was found that the log mean (50% probability) obtained for the different methods were of the same order of magnitude. It was observed that the necessary data representation is coming from the spatial variability since the K value represents different layers of the soil profile.

The auger hole and piezometer methods can be used in alluvial soils to determine K, but care must be taken to have an adequate density and distribution of determinations. In highly stratified soils, the auger hole method should be preferred because gives an average of flow conditions rather than the property of a single layer.

The area for discharge tests consisted of 1.3 ha which had tile drains of 60 cm length and 10 cm diameter. The area had 5 tile lines of 70 m length, installed at 1,4 m depth and 20 m spacing. Twenty five observation wells were installed with symmetric distribution in the area.

The whole area was recharged for 15 days and during the discharge period simultaneous 2-hourly measurements of water table depth in all wells and discharge rates in the 5 tile drain outlets were made.

Data analysis were done by using Hooghoudt's formula for steady state flow and Glover-Dumm's formula for transient flow.

It was found that the transient flow expression did not characterize properly the effective hydraulic conductivity, drainage intensity factor and drainable porosity of the complete area. The use of the steady state expression gave K values more related to the ones obtained by auger hole and

piezometer. Despite these findings, and due to the presence of significant textural stratification, more tests are required, especially having variable recharge conditions before a proper data analysis can be defined for these highly mixed alluvial soils.

## Í N D I C E

		Página
CAPÍTULO I	- INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II	- REVISÃO DE LITERATURA	4
	A - MOVIMENTO DE ÁGUA NO SOLO	4
	1 - Equação de Darcy	4
	2 - Equação de Continuidade e de Laplace	8
	B - FLUXO DE ÁGUA PARA OS DRENOS	12
	1 - Fluxo Permanente	13
	2 - Fluxo não Permanente	20
	C - FÓRMULAS DE MAIOR USO NO CÁLCULO DE ESPAÇAMENTO DE DRENOS	23
	1 - Fórmula de Donnan	24
	2 - Fórmula de Hooghoudt	26
	3 - Fórmula de Ernstt	29
	4 - Fórmula de Glover-Dumm	32
CAPÍTULO III	- MATERIAIS E MÉTODOS	38
	1 - LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DA ÁREA	38
	2 - PARÂMETROS E MÉTODOS	39
	3 - DETERMINAÇÕES QUÍMICAS	39
	4 - DETERMINAÇÕES FÍSICAS	41
	5 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	42
	5.1 - Método do Poço (ou trado)	43
	5.2 - Método do Piezômetro	45
	5.3 - Determinação através de dados de infiltração básica do solo	48
	5.4 - Método de descarga de drenos	50
	5.5 - Método indireto	51
	6 - METODOLOGIA DE ANÁLISE	53

	Página
CAPÍTULO IV - RESULTADOS E DISCUSSÃO	55
CAPÍTULO V - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	81
BIBLIOGRAFIA	83
APÊNDICE	87

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	DISCRIMINAÇÃO	PÁGINA
1	- Elemento de volume de solo, para o estudo das variações de umidade.	9
2	- Diagrama esquemático mostrando o caso onde predomina o fluxo horizontal de água para os drenos.	15
3	- Diagrama esquemático mostrando o caso onde predomina o fluxo radial de água para os drenos.	17
4	- Diagrama esquemático mostrando os parâmetros da fórmula de Donnan.	25
5	- Diagrama esquemático mostrando os parâmetros da fórmula de Hooghoudt.	27
6	- Diagrama esquemático mostrando os parâmetros da fórmula de Ernst.	30
7	- Diagrama esquemático mostrando os parâmetros da fórmula de Glover-Dumm.	33
8	- Mapa esquemático do Campo Piloto mostrando a distribuição das parcelas estudadas.	40
9	- Relação da função "A", ao comprimento e o diâmetro da cavidade. Método do piezômetro.	49
10	- Mapa esquemático do Campo Piloto indicando as linhas de drenos e a distribuição de poços de observação.	52
11	- Mapa esquemático do Campo Piloto mostrando subdivisões de áreas com diferentes características de densidade aparente e in-	

## FIGURA

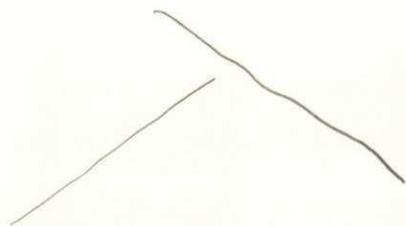
## DISCRIMINAÇÃO

	filtração básica.	57
12	- Probabilidade de ocorrência de valores de densidade aparente e infiltração básica do solo na área do Campo Piloto.	59
13	- Probabilidade de ocorrência de valores de condutividade hidráulica pelo método do Poço numa área parcial do projeto de irrigação e no Campo Piloto.	61
14	- Probabilidade de ocorrência de valores de condutividade hidráulica pelo método do Piezômetro, na área do projeto de irrigação e do Campo Piloto.	62
15	- Probabilidade de ocorrência de valores de condutividade hidráulica pelo método da Infiltração Básica na área do Campo Piloto.	63
16	- Condutividade hidráulica em função da porcentagem de silte + argila e areia.	65
17	- Probabilidade de ocorrência de valores de condutividade hidráulica pelo método Indireto na área do Campo Piloto	66
18	- Correlação dos valores de condutividade hidráulica entre os métodos de Infiltração Básica e Poço no Campo Piloto.	67
19	- Correlação dos valores de condutividade hidráulica entre os métodos de Infiltração Básica e Piezômetro no Campo Piloto.	68
20	- Correlação dos valores de condutividade hidráulica entre os métodos do Poço e Piezômetro no Campo Piloto.	69

FIGURA	DISCRIMINAÇÃO	PÁGINA
21	- Taxa de descarga e carga hidráulica em função do tempo num gráfico normal.	72
22	- Descarga acumulada em função do tempo para os drenos 2, 3 e 4 do Campo Piloto.	73
23	- Taxa de descarga e carga hidráulica em função do <u>tempo</u> num papel mono-logaritim <u>i</u> co.	74
24	- Taxa de descarga do dreno subterrâneo em função da carga hidráulica medida em <u>pon</u> tos médios entre os drenos.	77
25	- Relação R/h em função da carga hidráulica, h.	79

## ÍNDICE DO APÊNDICE

QUADRO	DISCRIMINAÇÃO	PÁGINA
1 a 6	Descrição dos perfis n <sup>o</sup> s 1 a 6 da área do Campo Piloto.	88 a 99
7 a 12	Características físico-hídricas dos perfis n <sup>o</sup> s 1 a 6 da área do Campo Piloto.	100 a 105
13 a 18	Características químicas dos perfis n <sup>o</sup> s 1 a 6 da área do Campo Piloto.	106 a 111
19	Dados de densidade aparente ou global dos perfis do Campo Piloto de Testes de Drenagem	112
20	Dados de infiltração básica e condutividade hidráulica (K) em m dia <sup>-1</sup> , obtidos por diferentes métodos no Campo Piloto de Testes de Drenagem.	113
21	Dados de probabilidade de ocorrência de densidade aparente e infiltração básica, no Campo Piloto de Testes de Drenagem.	116
22	Dados de probabilidade de ocorrência de K, em outras áreas do Projeto.	115
23	Dados de probabilidade de ocorrência de K, por diferentes métodos, no Campo Piloto de Testes de Drenagem.	116
24	Dados de probabilidade de ocorrência de K, em m dia <sup>-1</sup> obtido através do método indireto.	117
25	Condutividade hidráulica em função da porcentagem de silte + argila e areia conforme dados da Hidroservice (1970).	118
26	Dados de taxa de descarga (R) e carga hidráulica (h) em função do tempo.	119



## CAPITULO I

### INTRODUÇÃO

A maioria dos problemas de drenagem encontram-se em solos aluviais os quais se caracterizam por apresentarem estratificações texturais no perfil. Esta anisotropia dos perfis de solo apresentam problemas para a definição de certas características hidrodinâmicas do solo que se constituem em fatores de delineamento dos sistemas de drenagem subterrânea.

A condutividade hidráulica é um dos fatores de maior importância na delimitação de áreas que requerem diferentes delineamentos e espaçamentos de drenos (Wesseling, 1973). Em solos aluviais a desuniformidade do perfil determina uma grande variação nas suas propriedades hidráulicas, principalmente na condutividade hidráulica  $K$ , que varia consideravelmente nas direções vertical e horizontal (Maasland, 1957). Para sua determinação no campo, usam-se vários métodos os quais têm diversos propósitos e são aplicáveis para determinadas situações

por exemplo em presença ou ausência do lençol freático (Boerma, 1965a, 1965b). Contudo, os métodos tradicionais para sua determinação no campo são os do poço e piezômetro. No caso de solos aluviais muito estratificados estes métodos apresentam problemas de interpretação e da representatividade de seus valores.

A taxa de infiltração e o espaço poroso drenável, a capacidade de armazenamento de água e recarga dos solos, variam muito com sua textura e estrutura (Dieleman e Trafford, 1976).

Através dos procedimentos tradicionais pode reunir-se informações de todos os parâmetros requeridos, mas em condições de muita variabilidade do perfil de solo, é desejável apoiar-se em resultados de campo através do uso de um delineamento preliminar. A vantagem dos testes de campo é a coleta em pouco tempo de vasta informação como condutividade hidráulica, capacidade de armazenamento, porosidade drenável, espessura do aquífero, além de dar dados sobre o regime do lençol freático sob as condições experimentais de profundidade e espaçamento de drenos (Dieleman, 1973).

Há várias expressões matemáticas que descrevem o fluxo de água subterrânea para linhas de drenos paralelos (Wesseling, 1973; Kirkham et alii, 1974; Raadsma, 1974; Van Schilfgaard, 1974). Essas fórmulas são baseadas em simplificações das condições de campo sendo comum considerar homogêneo o perfil do solo, com as mesmas características hidráulicas na região do fluxo. Quando o perfil não é homogêneo, é restrito a duas ou três camadas horizontais diferentes. Outras simplificações são a homogeneidade em propriedades transmissoras de volume de aterro perto dos drenos, e a condição de dreno ideal, ou seja, não existência de resistência de entrada da água para os drenos (Child e Young, 1958).

Há duas fórmulas que são amplamente empregadas nas práticas do delineamento de drenagem e testes de siste-

mas, sendo a de Hooghoudt (Hooghoudt, 1974) para condições de fluxo permanente e a de Glover Dumm (Wesseling, 1973), para fluxo não permanente. As suas limitações são discutidas por Dieleman e Trafford (1976).

Em solos relativamente homogêneos, as fórmulas anteriores permitem avaliar satisfatoriamente a operação de sistemas de drenagem e obter adequadas estimativas da condutividade hidráulica e espaçamento de drenos (Dumm e Winger, 1964; Perrier et alii, 1972). Isto nem sempre acontece no caso de solos aluviais muito estratificados, especialmente com o uso de equações de fluxo não permanente, sendo necessário um maior volume de pesquisa, especialmente em condições de campo (Van Schilfgaard, 1974).

Dada a importância de conhecer a representatividade e relação, entre os resultados obtidos com os métodos mais tradicionais para determinar K quando usados em solos aluviais estratificados e com problemas de sódio, como é o caso do Perímetro de Irrigação de São Gonçalo, PB, (Hidroservice, 1970), planejou-se o presente estudo. Neste trabalho foram empregados quatro métodos de campo e um método indireto, com a finalidade de estudar os problemas de representatividade de seus valores, definir o melhor método para sua caracterização e o procedimento mais apropriado para análise dos resultados. Sendo que para os resultados obtidos nos testes de descarga de drenos do sistema de drenagem subterrânea, usou-se principalmente a teoria para fluxo não permanente, mas também comparou-se à situação de fluxo permanente, com a finalidade precípua de estudar os problemas de representatividade de seus valores, definir o melhor método para caracterizar a propriedade e a metodologia mais indicada para analisar os dados de campo.

## CAPÍTULO II

### REVISÃO DE LITERATURA

#### A - MOVIMENTO DE ÁGUA NO SOLO

##### 1 - Equação de Darcy

A água move-se sempre que existirem diferenças de potencial total da água ( $\Psi$ ) nos diferentes pontos dentro do sistema. Este movimento dá-se no sentido do decréscimo do potencial  $\Psi$ , isto é, a água sempre se move de pontos de maior potencial para pontos de menor potencial.

Darcy (1856) foi o primeiro a estabelecer uma equação que possibilitasse a quantificação do movimento de água em materiais porosos saturados. Ele verificou que a densidade de fluxo é proporcional ao gradiente de carga hidráulica dentro do solo. Sua equação foi mais tarde adaptada para solos não saturados e, apesar de suas limitações, é a equação que melhor descreve o fluxo de água no solo. De maneira mais geral, ela pode ser escrita na forma:

$$q = -K \nabla \Psi \quad (1)$$

onde:  $q$  é a densidade de fluxo de água ( $\text{cm}^3/\text{cm}^2 \text{ seg}$ ),  $\nabla \Psi$  é o gradiente de potencial ( $\text{cm}/\text{cm}$ ),  $K$  é a condutividade hidráulica do solo ( $\text{cm}/\text{seg}$ ).

A densidade de fluxo  $q$  é o volume de água ( $Q$ ) que passa por unidade de tempo ( $t$ ) pela unidade de área da secção transversal ( $A$ ) perpendicular ao movimento.

$$\text{Assim: } q = \frac{Q}{At} = \frac{L^3}{L^2 T} = LT^{-1} \quad (2)$$

Apesar do fluxo ter dimensões de uma velocidade, ele não representa a velocidade com que a água se move dentro do solo. A velocidade real ( $V$ ) da água no solo é o volume de água ( $Q$ ) que passa por unidade de tempo ( $t$ ) pela área disponível ( $A$ ) ao fluxo, isto é secção transversal de poros. Para um solo saturado, esta secção transversal de poros é o produto da área efetiva ( $A$ ) pela porosidade do solo ( $p$ ):

$$\text{Porosidade } (p) = \frac{V - V_s}{V} \times 100$$

$$\text{Assim: } V = \frac{Q}{Apt} \quad (3)$$

E é fácil verificar-se que

$$V = \frac{q}{p} \quad (4)$$

Se o solo não está saturado, a área disponível ao fluxo é  $A \cdot \theta$ , onde  $\theta$  é a % umidade em volume definida pela equação

$$\theta = \frac{V_1}{V} \times 100 \quad (5)$$

resultando então

$$V = \frac{q}{\theta} \quad (6)$$

Devido as variações da forma, direção e largura dos poros a velocidade atual da água no solo é altamente variável de ponto para ponto e não se pode falar em uma única velocidade do líquido mas, na melhor das hipóteses, em uma velocidade real média.

Define-se tortuosidade de um meio poroso ao quadrado da relação entre a distância realmente percorrida por uma molécula de água e a distância em linha reta. Este parâmetro é adimensional e varia geralmente de 1 a 2. Devido a este fato  $q$  é diferente de  $V$ .

O gradiente de potencial  $\nabla\Psi$  é definido no sistema cartesiano de três dimensões X, Y e Z, pela equação:

$$\nabla\Psi = \frac{\partial\Psi}{\partial x} + \frac{\partial\Psi}{\partial y} + \frac{\partial\Psi}{\partial z} \quad (7)$$

e é fácil verificar que ela representa a variação do potencial  $\Psi$  ao longo de uma direção X, Y ou Z.

Dimensionalmente o gradiente do potencial total da água vem a ser uma força pois ele representa uma energia por unidade de comprimento:  $\text{erg/cm} = (\text{d.cm})/\text{cm} = \text{d}$ . Ele é então a força responsável pelo movimento da água no solo. Quando o gradiente é nulo, não há força e, conseqüentemente, não há movimento.

A equação de Darcy (1) simplesmente nos diz que o fluxo  $q$  é proporcional à força que atua sobre a água, isto é, o gradiente de potencial. O coeficiente de proporcionalidade  $K$  é a condutividade hidráulica. Aparece ainda um sinal menos na equação, que unicamente indica que o sentido do fluxo é o inverso do gradiente. A condutividade hidráulica pode então ser definida pela relação entre fluxo e o gradiente:

$$K = - \frac{q}{\nabla \Psi} = \frac{LT^{-1}}{L/L} = LT^{-1} \quad (8)$$

sendo suas dimensões iguais às do fluxo  $LT^{-1}$  quando o potencial  $\Psi$  é medido em energia por unidade de peso ou carga hidráulica.

A condutividade hidráulica depende das propriedades do fluido e do solo. Experimentalmente verificou-se que:

$$K = \frac{K_{peg}}{\eta}$$

onde  $K$  é a propriedade do solo chamada permeabilidade intrínseca ( $cm^2$ ) que depende do arranjo geométrico das partículas e da umidade,  $\rho_e$  é a densidade do fluido ( $g/cm^3$ ),  $g$  é a aceleração da gravidade ( $cm/seg^2$ ), e  $\eta$  é viscosidade do fluido ( $g/cm.seg$ ).

A viscosidade e densidade da solução do solo dependem da temperatura, pressão, concentração de sais solúveis, teor de água no solo, etc. Com exceção de solos que se expandem e se contraem, o valor  $K$  de um solo é assumido constante para uma dada umidade. Para efeito prático assume-se que  $\rho_e$ ,  $g$  e  $\eta$  são constantes para um dado experimento e  $K$  varia apenas com a umidade (área útil para o fluxo). É fácil verificar-se que para um solo saturado a área útil é proporcional à porosidade  $\alpha$ , e que para um solo não-saturado, a área útil para o fluxo é proporcional a umidade  $\theta$ .

Como  $K$  depende da geometria do espaço poroso, varia enormemente de solo para solo, e mesmo para o mesmo solo com variações estruturais, compactação, etc.

Assim sendo, podemos reescrever a equação de Darcy na forma utilizada de maneira intensiva, isto é para uma di

mensão:

$$q = -K(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad (9)$$

onde  $x$  é a coordenada horizontal de posição para casos de fluxo horizontal e que poderá ser substituído do  $z$ , coordenada vertical de posição para fluxo vertical.

## 2. Equação de Continuidade e de Laplace

Apenas o conhecimento do fluxo  $q$  pela aplicação da equação de Darcy não é o suficiente em estudos dinâmicos da água no solo. Na realidade, o que mais nos interessa é saber, em um dado ponto  $P$  dentro do perfil do solo, como a umidade varia em função do tempo. Em síntese, para qualquer situação, gostaríamos de possuir uma equação do tipo  $\theta = \theta(x,t)$ , isto é, uma equação que nos permite determinar  $\theta$  (a umidade do solo) para qualquer valor de tempo. A equação da continuidade nos dá meios para estabelecer uma equação diferencial de  $\theta$  (variável dependente), e  $x$  e  $t$  (variáveis independentes), cuja solução para cada problema particular é a função  $\theta = \theta(x,t)$ .

Seja um elemento de volume  $\Delta V$  de solo em torno do ponto  $P$ , no qual desejamos estudar as variações de umidade, como indica a Figura 1. O fluxo  $q$  que entra no elemento de volume pode ser decomposto nas 3 direções ortogonais  $X$ ,  $Y$  e  $Z$ , resultando  $q_x$ ,  $q_y$  e  $q_z$ . Seja então  $q_x$  o fluxo de água entrando no elemento de volume, na direção  $x$  (volume de água por unidade de tempo e de área).

A quantidade de água que entra pela face  $\Delta y$ ,  $\Delta z$  (perpendicular a  $x$ ) é então  $q_x \Delta y \Delta z$  (volume de água por unidade de tempo). Considerando que ao longo da direção  $x$  pode haver uma variação no fluxo  $q_x$  igual a  $\partial q_x / \partial x$ , o fluxo que sai do elemento de volume, na direção  $x$ , será  $q_x + (\partial q_x / \partial x) \Delta x$  e a quantidade de água que sai pela face oposta  $\Delta y$ ,  $\Delta z$  é então:

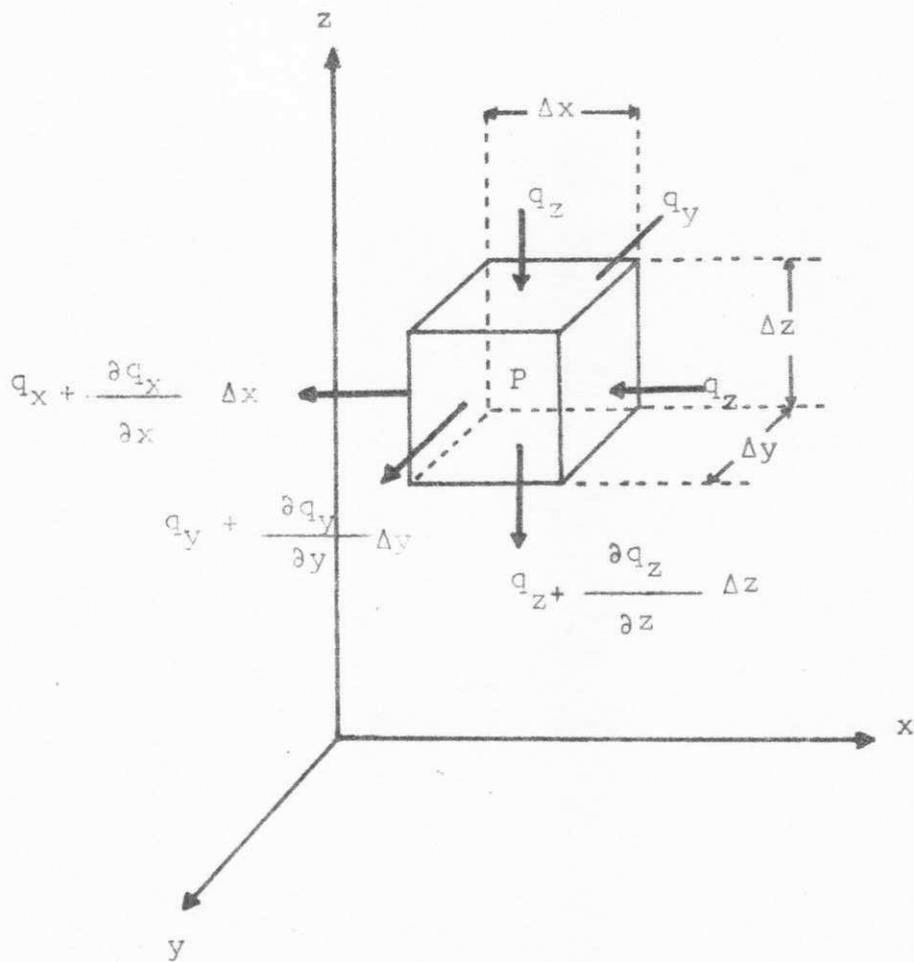


Figura 1 - Elemento de volume de solo, para o estudo das variações de umidade

$$\left[ q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} \Delta x \right] \Delta y \Delta z$$

A variação de quantidade de água no elemento de volume, na direção de x é a diferença entre a quantidade que entra e quantidade que sai, assim:

$$\text{variação em x} = q_x \Delta y \Delta z - \left[ q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} \Delta x \right] \Delta y \Delta z$$

$$\text{ou variação em x} = - \frac{\partial q_x}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta z$$

e para as demais direções será:

$$\text{variação em y} = - \frac{\partial q_y}{\partial y} \Delta y \Delta x \Delta z$$

$$\text{variação em z} = - \frac{\partial q_z}{\partial z} \Delta y \Delta x \Delta z$$

e a variação total no elemento  $\Delta V$  será a soma das variações nas três direções:

$$\text{variação total} = - \left[ \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right] \Delta V$$

$$\text{pois } \Delta V = \Delta x \Delta y \Delta z$$

Com o tamanho de  $\Delta V$  não foi definido, é oportuno definir-se a variação da quantidade de água por unidade de volume dividindo ambos os lados da equação por  $\Delta V$  e assim o primeiro membro passa a ser  $\partial \theta / \partial t$  pois  $\theta$  é a quantidade de água por unidade de volume. Assim:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left[ \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right] \quad (10)$$

Esta é a equação da continuidade aplicada para o caso da água movendo-se em um material poroso. E pode ser es

crita em uma dimensão apenas, ficando:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{x}$$

Pela equação de Darcy (9) sabemos que:

$$q_x = -K_x \frac{\partial \Psi}{\partial x}$$

$$q_y = -K_y \frac{\partial \Psi}{\partial y}$$

$$q_z = -K_z \frac{\partial \Psi}{\partial z}$$

e substituindo estes valores na equação (10) temos:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \left[ \frac{\partial}{\partial x} (K_x \frac{\partial \Psi}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y \frac{\partial \Psi}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (K_z \frac{\partial \Psi}{\partial z}) \right] \quad (11)$$

que é a equação diferencial mais geral do movimento da água no solo.

Um material é denominado isotrópico quando  $K_x = K_y = K_z$ , isto é, sua característica de condução não varia com a direção. Caso contrário o material é anisotrópico. Solos estratificados são exemplos de materiais anisotrópicos.

Em uma dimensão, a equação (11) fica:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ K \frac{\partial \Psi}{\partial x} \right] \quad (12)$$

Usando a equação (12) podem-se distinguir três casos particulares:

a) fluxo em equilíbrio dinâmico ou regime permanente. Neste ca-

so o fluxo  $q$  é uma constante, conseqüentemente suas componentes  $q_x$ ,  $q_y$  e  $q_z$  também são constantes. Neste caso  $\partial\theta/\partial t = 0$ , e a equação (12) para este regime fica:

$$\frac{d}{dx} \left[ K \frac{d\Psi}{dx} \right] = 0 \quad (13)$$

No caso particular de  $K$  constante ela se simplifica mais ainda:

$$\frac{d^2 \Psi}{dx^2} = 0 \quad (14)$$

ou, em três dimensões:

$$\frac{d^2 \Psi}{dx^2} + \frac{d^2 \Psi}{dy^2} + \frac{d^2 \Psi}{dz^2} = 0$$

$$\text{ou } \nabla^2 \Psi = 0$$

sendo estas últimas equações denominadas de equações Laplace.

b) fluxo variável ou regime transitório. Este é o caso mais geral, no qual os potenciais podem variar com o tempo, e logicamente, com a posição. Neste caso as equações diferenciais utilizadas são as equações, (11) para as três dimensões, e (12) para uma dimensão.

c) sem fluxo, equilíbrio termodinâmico. Neste caso o sistema é estático,  $\partial\theta/\partial t = 0$  e também o gradiente é nulo. Os potenciais não podem variar com a posição.

## B - FLUXO DE ÁGUA PARA OS DRENOS

O conhecimento das características do movi-

mento da água até os drenos, constitui um aspecto básico para desenhar um sistema de drenagem, já que desta análise obtem-se elementos para determinar a natureza e tamanho das obras a realizar e uma estimação dos custos.

Considerando o tipo de regime de recarga por excessos de água, temos dois casos:

- Fluxo permanente - ou com vazão constante, que corresponde em drenagem ao regime de recarga uniforme, onde o nível do lençol freático não varia com o tempo.
  
- Fluxo não permanente - Neste caso a recarga se produz em breve espaço de tempo e transcorre um determinado período até que ocorre outra recarga. É o caso das zonas em regime de irrigação, onde o solo funciona como um recipiente que é cheio em poucas horas e se esvazia em vários dias, conseqüentemente variando o nível do lençol freático.

Qualquer que seja a condição de fluxo, existem três tipos de fluxo para os drenos: vertical, horizontal e radial.

#### 1 - Fluxo Permanente.

Segundo Hooghoudt (1940), Aranoviće e Donnan (1946), para derivar a equação da elipse que descreve a forma do lençol freático entre os drenos, com a finalidade de determinar o espaçamento e profundidade de drenos se deve partir das seguintes suposições:

1. O solo é homogêneo e isotrópico.
2. A superfície do solo e do lençol freático

estão praticamente a nível.

3. O gradiente hidráulico em um ponto é a declividade do freático.
4. A taxa de recarga é constante.

A partir destas suposições, temos 3 casos distintos, a considerar:

CASO I : Predomina o fluxo horizontal de água para os drenos.

Se o Q é a vazão de drenagem coletado no comprimento L entre os drenos, Figura 2, temos:

$$q_x = \frac{Q}{L} \left( \frac{L}{2} - x \right) \quad (15)$$

Também de acordo com a equação de Darcy, temos:

$$q_x = K (D + Y) \frac{dy}{dx} \quad (16)$$

Igualando (15) e (16):

$$Q \left( \frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) = K (D + Y) \frac{dy}{dx}$$

Separando variáveis e integrando entre os limites:  $x_1$ ,  $x_2$ ,  $y_1$ ,  $y_2$ , temos:

$$Q \int_{x_1}^{x_2} \left( \frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) dx = K \int_{y_1}^{y_2} (D + y) dy$$

obtendo-se:

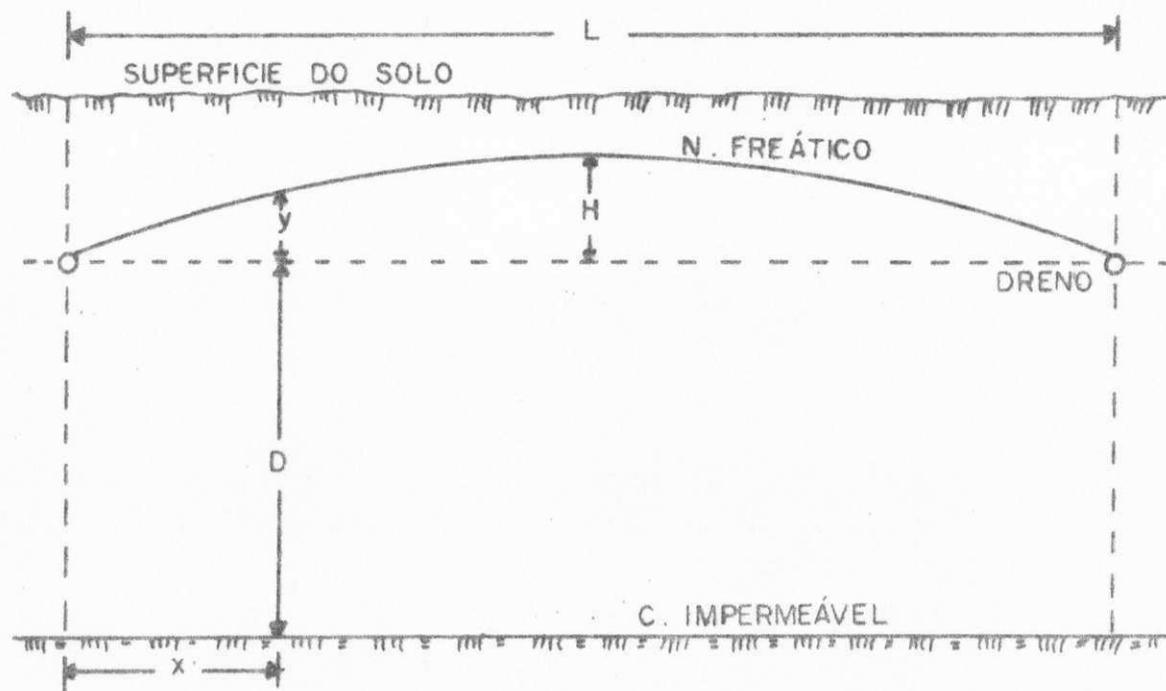


Figura 2 - Diagrama esquemático mostrando o caso onde predomina o fluxo horizontal de água os drenos

$$\frac{Q(x_2 - x_1)}{2} = \frac{Q(x_2^2 - x_1^2)}{2L} + KD(y_2 - y_1) + \frac{K(y_2^2 - y_1^2)}{2}$$

e também:

$$Q \left[ (x_2 - x_1) - \frac{(x_2^2 - x_1^2)}{L} \right] = K \left[ 2D(Y_2 - Y_1) + (y_2^2 - y_1^2) \right] \quad (17)$$

De acordo com a Figura 2:

$$x_1 = 0 \quad x_2 = \frac{L}{2} ; \quad y_1 = 0 ; \quad y_2 = H$$

substituindo o anterior na equação (17), obtemos:

$$Q \left( \frac{L}{2} - \frac{L}{4} \right) = K (2 D H + H^2)$$

$$Q = \frac{4 K H (2D + H)}{L} \quad (18)$$

$$L = \frac{4 K H (2D + H)}{Q} \quad (19)$$

Sabendo-se que  $Q = R \cdot L$  e substituindo na equação (18), temos que o espaçamento entre drenos  $L$  fica expressado pela seguinte equação:

$$L = \sqrt{\frac{4 K H (2D + H)}{R}} \quad (20)$$

CASO II : Predomina o fluxo radial para os drenos.

conforme Figura 3, tem-se

$$q_x = \frac{K \eta x}{2} \cdot \frac{dy}{dx} \quad (21)$$

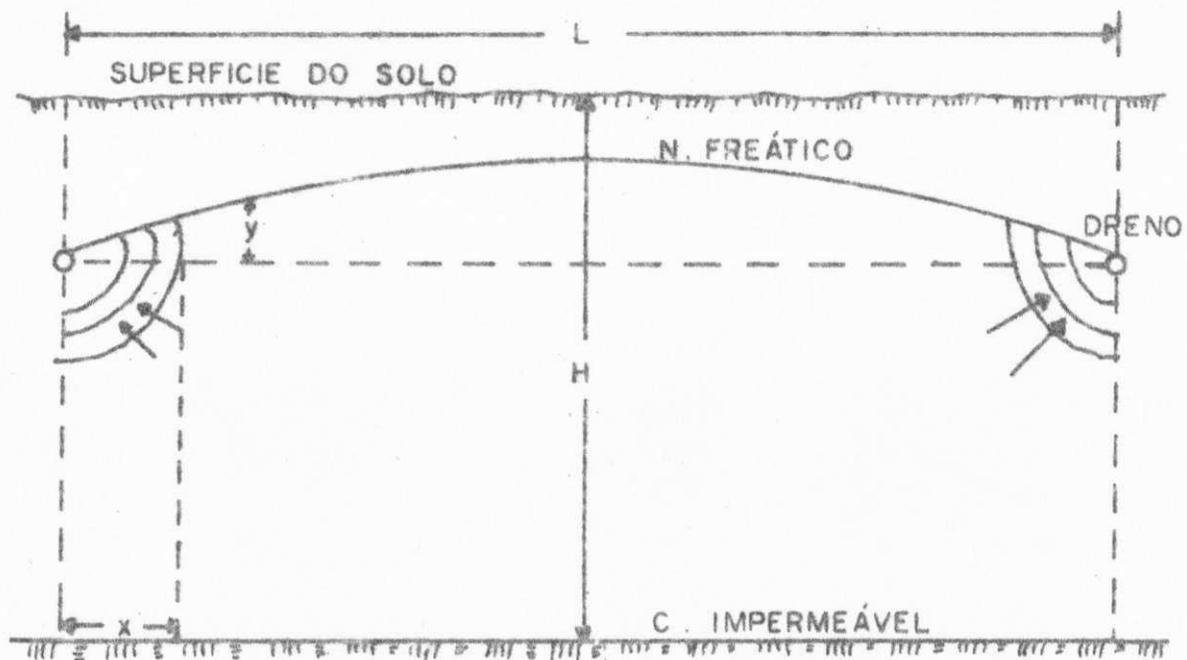


Figura 3 - Diagrama esquemático mostrando o caso onde pre  
domina o fluxo radial de água para os drenos

Igualando-se as equações (15) e (21), tem-se:

$$Q\left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L}\right) = \frac{K \pi x}{2} \cdot \frac{dy}{dx}$$

Separando variáveis e integrando entre os limites  $x_1, x_2$  ;  $y_1, y_2$ , obtem-se

$$\frac{Q}{2} \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{2} dx - \frac{Q}{L} \int_{x_1}^{x_2} x dx = \frac{K \pi}{2} \int_{y_1}^{y_2} dy$$

onde:

$$\frac{Q}{2} \ln \frac{x_2}{x_1} - \frac{Q}{L} (x_2 - x_1) = \frac{K \pi}{2} (y_2 - y_1)$$

e também:

$$Q \left[ \ln \frac{x_2}{x_1} - \frac{2(x_2 - x_1)}{L} \right] = K \pi (y_2 - y_1) \quad (22)$$

para  $x_1 = r$ ,  $x_2 = \frac{L}{2}$  ;  $y_1 = 0$ ,  $y_2 = H$

Resulta:

$$Q \left( \ln \frac{L}{2r} - 1 + \frac{2r}{L} \right) = K \pi H$$

rearranjando termos, tem-se para Q:

$$Q = \frac{K \pi H}{\left( \ln \frac{L}{2r} - 1 + \frac{2r}{L} \right)} \quad (23)$$

O coeficiente de drenagem R, tem dimensão de velocidade (L/T), onde Q se expressa por unidade de comprimento do dreno, como segue:

$$Q = R.L \quad (24)$$

Substituindo a equação (24) na (23), temos que para o caso onde predomina o fluxo radial, o espaçamento de drenos L fica definido pela seguinte expressão:

$$L = \frac{K \pi H}{\left(\ln \frac{L}{2r} - 1 + \frac{2r}{L}\right)R} \quad (25)$$

CASO III: Predomina o fluxo radial e horizontal para os drenos.

Este caso se apresenta quando a camada impermeável se encontra a menos de 1/4 de L.

Hooghoudt desenvolveu procedimentos baseados na equação da elipse, para o caso anterior. No caso de solos heterogêneos e para um dreno que desde o ponto de vista prático, se considera sem água, Hooghoudt apresenta a equação para fluxo horizontal da seguinte forma:

$$L^2 = \frac{8 K_2 D H}{R} + \frac{4 K_1 H^2}{R} \quad (26)$$

O primeiro termo corresponde ao fluxo através do estrato transmissor de condutividade hidráulica  $K_2$ , por debaixo dos drenos e o segundo termo, corresponde ao estrato de condutividade hidráulica  $K_1$  por cima do dreno. Para sua derivação se segue o procedimento exposto para o CASO I, pois trata separadamente

da espessura do estrato debaixo do dreno da capa sobre o mesmo.

Da equação (26) pode-se obter várias conclusões:

1. Se o solo é homogêneo, ou seja, se  $K_1 = K_2$ , então a equação (26) é a mesma que a (20).
2. Se o valor de  $H$  é mínimo com respeito a  $D$ , o segundo termo da equação pode ser desprezado.
3. Se, contrariamente,  $D = 0$ , ou seja, se os drenos apoiam-se sobre a barreira, o primeiro termo é igual a zero.

## 2. Fluxo não Permanente.

Para a solução de fluxo não permanente, os dados requeridos diferem em relação ao fluxo permanente, em: no lugar do coeficiente de drenagem  $R$ , se necessita o intervalo de tempo  $t$ , para baixar o nível freático desde  $H$  a  $H_t$  em um estrato que tem uma porosidade drenável  $\theta$ . Se requer também conhecer o valor de  $K D$  do estrato, ou seja, a condutividade hidráulica  $K$ , e a espessura média do estrato transmissor de água até o dreno,  $D$ .

Outros procedimentos que também foram desenvolvidos em base ao fluxo não permanente, são o de Glover e Dumm (1954) e o de Christiansen (1967).

Glover e Dumm (1954) desenvolveram um procedimento que permite calcular a altura do nível freático na distância média entre os drenos  $\frac{L}{2}$ , partindo de uma curva parabólica de quarto grau, com base na seguinte equação:

$$H_t = \frac{192}{\pi^3} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} (-1)^{(n-1)/2} \frac{n^2 - 8/\pi^2}{n^5} \exp\left(\frac{-\pi^2 n^2 K D t}{S L^2}\right) \quad (27)$$

Beers (1965) afirma que uma solução aproxima da desta equação poderá lograr-se, levando-se em consideração sô o primeiro termo da série (n = 1):

$$H_t = H \cdot 1,16 \exp^{-t/j} \quad (28)$$

nde:

$$j = \frac{\phi L^2}{10 K D} \quad (29)$$

Portanto:

$$L^2 = \frac{10 K D T}{\phi \ln(1,16 \frac{H}{H_t})} \quad (30)$$

onde L é o espaçamento de drenos, K é a condutividade hidráulica, D é a profundidade da camada transmissora abaixo dos drenos, T é o tempo transcorrido no rebaixamento do lençol,  $\phi$  é a porosidade drenável, H é a altura inicial dos drenos até o lençol na posição média entre os mesmos e  $H_t$  é a posição final dos drenos após o tempo T.

Christiansen (1967) desenvolveu um procedimento que relaciona o espaçamento de drenos com a velocidade de descida do lençol freático, em base a uma análise matemática mais elementar que o procedimento adotado pelo U.S. Bureau of Reclamation.

A vazão Q por unidade de comprimento do dreno, que corresponde a velocidade de descida do nível freático,  $dH/dt$ , na distância média entre os drenos, pode expressar-se como:

$$Q = -F L \phi \frac{dH}{dt} \quad (31)$$

Para o caso,  $F$  é um fator que resulta da relação entre a caída média do nível freático no espaçamento  $L$  e a descaída na distância média  $\frac{L}{2}$ . Para fluxo horizontal:  $F \approx 0,83$ .

Para o caso de fluxo horizontal igualando as equações (19) e (22), tem-se:

$$\frac{4 K H (2D + H)}{L} = - F L \emptyset \frac{dH}{dt}$$

Separando variáveis e integrando entre limites:  $H$  e  $H_t$ ;  $0$  e  $t$ , obtem-se

$$\int_H^{H_t} \frac{dH}{(2HD + H^2)} = \frac{-4K}{FL^2 \emptyset} \int_0^t dt$$

$$\left[ \frac{1}{2D} \ln \left( \frac{Ht}{Ht + 2D} \right) - \frac{1}{2D} \ln \left( \frac{H}{H + 2D} \right) \right] = \frac{-4 Kt}{FL^2 \emptyset}$$

Colocando o fator comum  $1/2D$  no primeiro membro e operando resulta:

$$\frac{1}{2D} \left[ \ln \left( \frac{H}{H + 2D} \right) / \left( \frac{Ht}{Ht + 2D} \right) \right] = \frac{4 Kt}{FL^2 \emptyset}$$

Obtendo-se

$$\ln \left( \frac{H \cdot Ht + 2DH}{H \cdot Ht + 2DH_t} \right) = \frac{8 DKt}{FL^2 \emptyset} \quad (32)$$

Se considerarmos que:

$$\left( \frac{H \cdot Ht + 2DH}{H \cdot Ht + 2DH_t} \right) = \beta \quad (33)$$

Colocando  $L$  em evidência na equação (32), temos:

$$L = \sqrt{\frac{8 D K t}{F \emptyset \ln \beta}} \quad (34)$$

Para o caso de fluxo radial, igualando-se a equação (25) com a (31), temos:

$$\frac{K \pi H}{\ln \frac{L}{2r} - 1 + \frac{2r}{L}} = - F L \emptyset \frac{dH}{dt}$$

Separando variáveis e integrando entre limites: H e Ht; 0 e t, obtemos:

$$\int_0^t \frac{K \pi dt}{\left[ \ln \left( \frac{L}{2r} \right) - 1 + \frac{2r}{L} \right]} = - F L \emptyset \int_H^{Ht} \frac{1}{H} dH$$

portanto:

$$\frac{K \pi t}{\left[ \ln \left( \frac{L}{2r} \right) - 1 + \frac{2r}{L} \right]} = F L \emptyset \ln \left( \frac{H}{Ht} \right)$$

e finalmente:

$$L = \frac{K \pi t}{F \emptyset \ln \left( \frac{H}{Ht} \right) \left[ \ln \left( \frac{L}{2r} \right) - 1 + \frac{2r}{L} \right]} \quad (35)$$

### C - FÓRMULAS DE MAIOR USO NO CÁLCULO DE ESPAÇAMENTO DE DRENOS

Considerando a grande importância da drenagem, não só em zonas úmidas como nas áridas e semi-áridas irrigadas, onde, juntamente com a salinidade constitui o problema de mais difícil solução, seu estudo teórico tem tomado um impulso muito grande

nestes últimos anos.

Várias fórmulas matemáticas complexas, baseadas em um grande número de determinações do terreno e do perfil do solo, do clima, da planta, do sistema de irrigação, etc, tem sido derivadas para definir o espaçamento entre drenos. Estas fórmulas procuram estabelecer analiticamente, as leis que governam o complexo movimento da água subterrânea a fim de resolver os problemas mais importantes da drenagem, como o espaçamento e a profundidade dos drenos, a quantidade de água a ser eliminada, a flutuação do lençol após a drenagem, etc. Na sua formulação para uso prático tem-se introduzido um número de simplificações. Estas fórmulas e suas suposições se descrevem a continuação.

#### 1. Fórmula de Donnan

A fórmula desenvolvida por Donnan, se apoia nas seguintes suposições:

a) O fluxo até os drenos é permanente. Isto quer dizer que a quantidade de água que alimenta o lençol freático em forma constante é igual à que é eliminada pelos drenos. A situação do lençol freático é então constante.

b) O fluxo é somente horizontal.

c) O solo é homogêneo até a capa impermeável.

d) Há um sistema de drenos paralelos infinito em ambas as direções.

e) A recarga é homogeneamente distribuída na área dos drenos.

Baseado nestas suposições, Donnan derivou a fórmula seguinte (Figura 4).

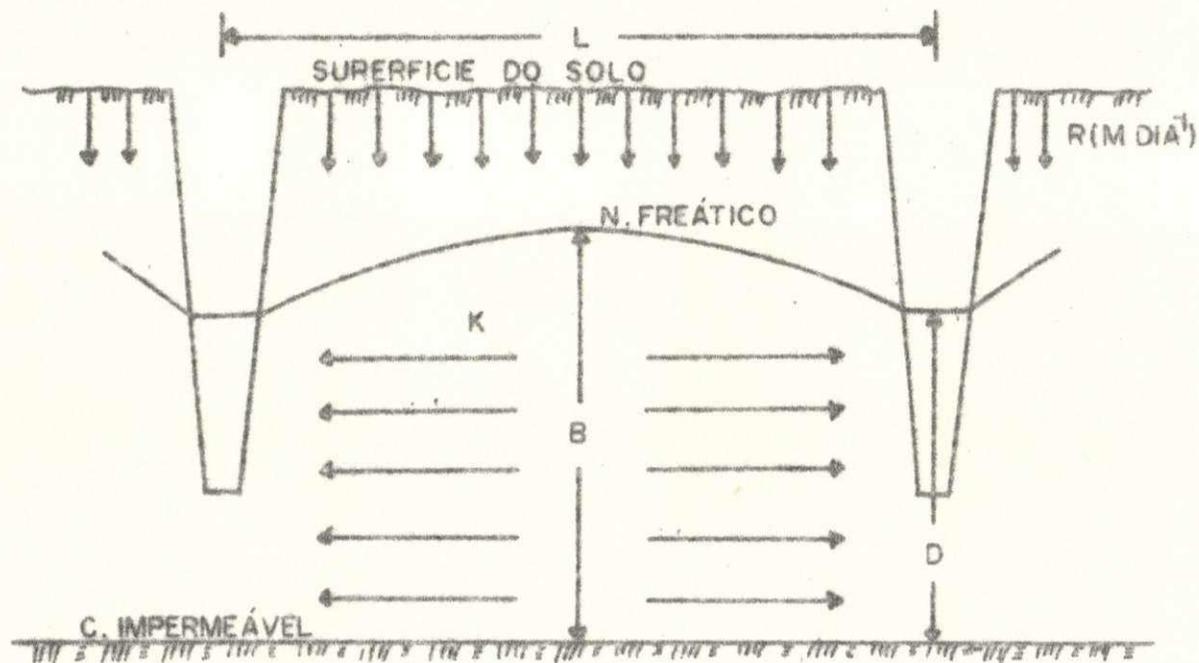


Figura 4 - Diagrama esquemático mostrando os parâmetros da fórmula de DONNAN

onde:

$$L^2 = \frac{4 K (B^2 - D^2)}{R} \quad (36)$$

L = espaçamento dos drenos (m)

K = condutividade hidráulica (m/dia<sup>1</sup>)

B = distância desde o lençol freático no ponto médio entre os drenos até a capa impermeável (m)

D = distância da superfície da água na vala ou tubo de drenagem até a capa impermeável (m)

R = quantidade de água a drenar (m/dia<sup>1</sup>)

## 2. Fórmula de Hooghoudt

Hooghoudt desenvolveu várias fórmulas. Sendo que a mais completa supõe que o fluxo não é somente horizontal, a parecendo parcialmente ao redor dos drenos fluxo radial. Os demais pontos de partida são os mesmos da fórmula de Donnan, ou seja, está desenvolvida para a condição de fluxo permanente.

A fórmula de Hooghoudt que leva em consideração o fluxo horizontal e o radial se expressa da seguinte maneira (Figura 8):

$$L^2 = \frac{8 K_2 d (\Delta h - n) + 4 K_1 (\Delta h^2 - n^2)}{R} \quad (37)$$

L = espaçamento dos drenos (m)

K<sub>1</sub> = condutividade hidráulica acima do nível dos drenos (m/dia<sup>1</sup>)

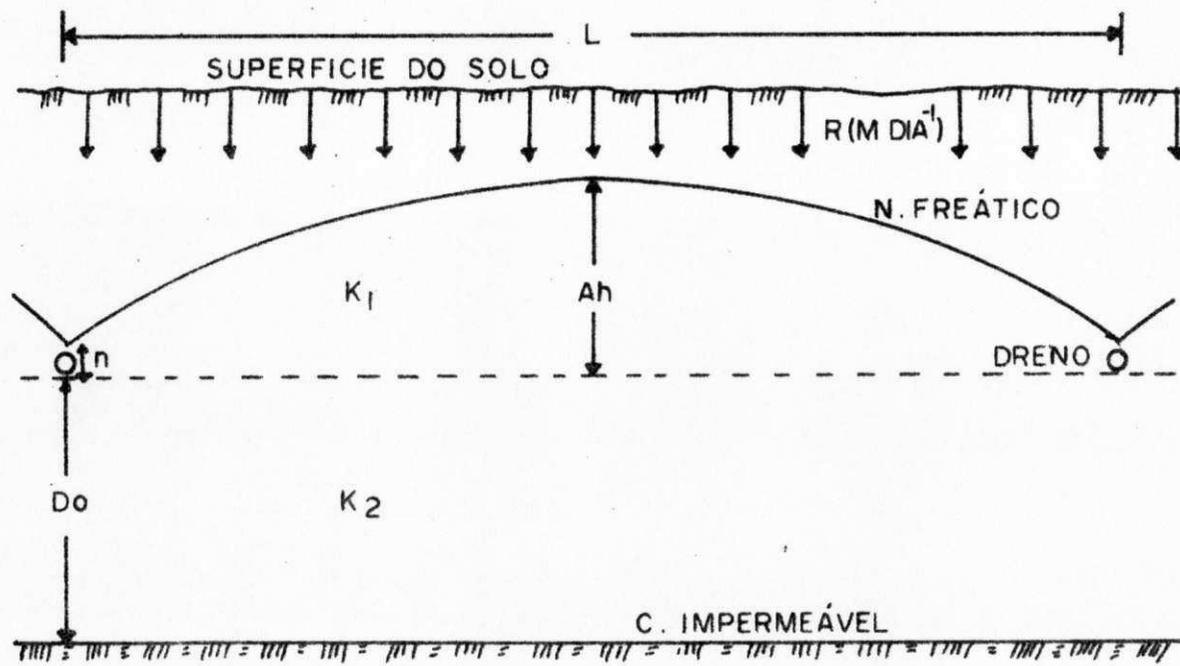


Figura 5 - Diagrama esquemático mostrando os parâmetros da fórmula de HOOGHOUT

$K_2$  = condutividade hidráulica abaixo do nível dos drenos (m/dia)

$h$  = distância vertical entre a horizontal que passa a nível do fundo dos drenos e o lençol freático no ponto médio entre os drenos (m)

$n$  = distância vertical entre o fundo do dreno e o lençol freático sobre o dreno (m)

$d$  = espessor do "estrato equivalente" (m) (fator de resistência radial que ocorre na zona próxima ao dreno)

$R$  = quantidade de água a drenar (m/dia)

OBS: para o caso de drenos em tubos,  $n$  é zero e a fórmula de Hooghoudt se escreve como segue:

$$L^2 = \frac{8 K_2 d \Delta h}{R} + \frac{4 K_1 \Delta h^2}{R} \quad (38)$$

o primeiro termo se refere ao fluxo horizontal por baixo do nível de água dos drenos e o segundo termo ao fluxo por cima desse nível.

Quando  $h$  é muito pequeno pode-se desprezar o segundo termo da equação, tendo-se somente:

$$L^2 = \frac{8 K_2 d \Delta}{R} \quad (39)$$

Entretanto quando  $D$  ou  $d$  é muito pequeno em relação a  $h$ , usa-se o segundo termo da equação:

$$L^2 = \frac{4 K_1 \Delta h^2}{R} \quad (40)$$

Considerando que a equação (39) dá o fluxo por baixo dos drenos e a equação (40) dá o fluxo acima deste nível, também pode-se usar a fórmula geral (com os 2 termos juntos) quando o perfil é homogêneo e têm diferentes condutividades hidráulicas por debaixo e por cima do nível dos drenos.

### 3. Fórmula de Ernst

O princípio básico da solução de Ernst é o de considerar 3 componentes de fluxo: vertical, horizontal e radial (Figura 6), o qual implica que a perda de carga hidráulica tem também 3 componentes:

Por superposição a carga total,  $\Delta h = \Delta h_v + \Delta h_h + \Delta h_r$

$h$  = perda total de carga hidráulica

$\Delta h_v$  = perda de carga hidráulica devido a componente vertical de fluxo (m)

$\Delta h_h$  = perda de carga hidráulica devido a componente horizontal de fluxo (m)

$\Delta h_r$  = perda de carga hidráulica devido a componente radial de fluxo (m)

A perda devido a componente vertical de fluxo segue a lei de Darcy:

$$\Delta h_v = R \cdot \frac{D_v}{K_1} \quad (41)$$

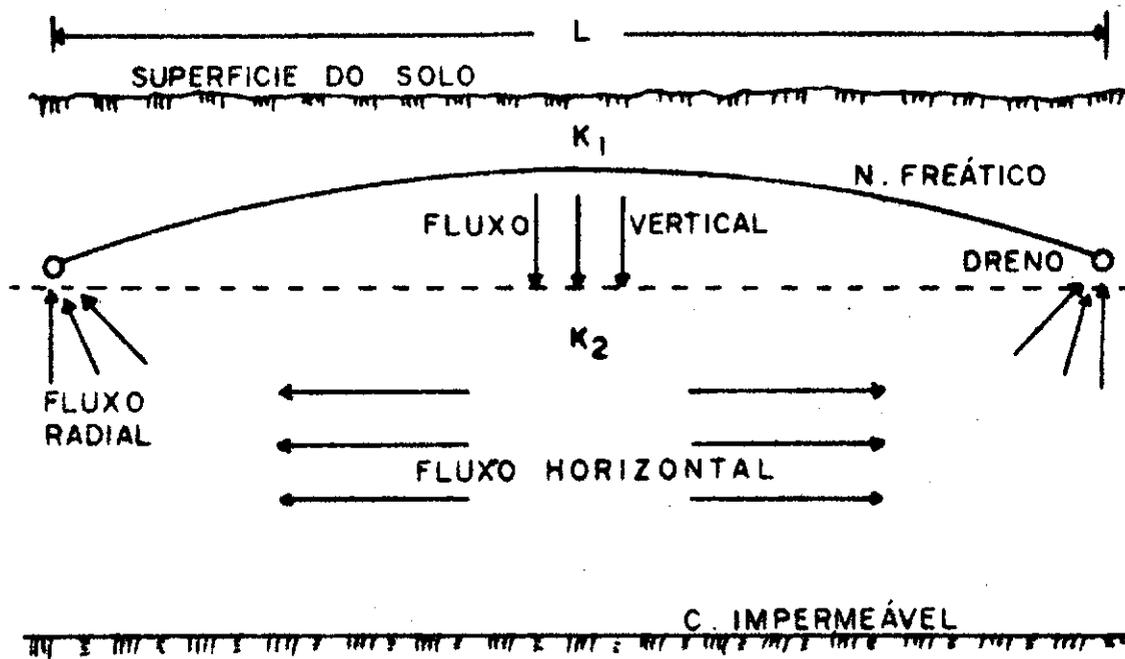


Figura 6 - Diagrama esquemático mostrando os parâmetros da fórmula de ERNST

R = descarga normativa (m/dia<sup>-1</sup>)

D<sub>v</sub> = distância vertical entre o nível do ponto médio do lençol freático entre os drenos e o fundo dos drenos (m)

K<sub>1</sub> = condutividade hidráulica do estrato superficial (m/dia<sup>-1</sup>)

Perda devido à componente horizontal:

$$\Delta h_h = \frac{R \cdot L^2}{8 \cdot \Sigma K D} \quad (42)$$

onde:

$$\Sigma K \cdot D = K_1 D_1 + K_2 D_2 \dots + K_n D_n \quad (43)$$

R = descarga normativa (m dia<sup>-1</sup>)

L = espaçamento entre drenos

D<sub>1</sub> D<sub>2</sub> ... D<sub>n</sub> = espessura dos estratos com diferentes condutividades (m)

K<sub>1</sub> K<sub>2</sub> ... K<sub>n</sub> = condutividade hidráulica dos diferentes estratos

Perda devido a componente radial:

$$\Sigma h_r = R \cdot L \cdot W \quad (44)$$

R = descarga normativa (m dia<sup>-1</sup>)

L = espaçamento de drenos (m)

W = resistência radial (m dia<sup>-1</sup>)

Portanto, a fórmula completa de Ernst, pode ser escrita como:

$$\Delta h = \frac{R D V}{K_1} + \frac{R L^2}{8 \Sigma K D} + R.L.W. \quad (45)$$

#### 4. Fórmula de Glover-Dumm

As fórmulas de Donnan, Hooghoudt e Erns anteriormente apresentadas estão baseadas numa situação de fluxo com recarga permanente.

Quando nos defrontamos com problemas de drenagem ligados com irrigação, a recarga é evidentemente não permanente já que ocorre a intervalos que são determinados pela frequência de irrigação.

Nestas condições pode ocorrer uma notória elevação do lençol freático como resultado da inevitável percolação de parte da água aplicada nas irrigações, seguido por uma gradual declinação do lençol nos períodos compreendidos entre duas irrigações consecutivas. Nestes casos a recarga R e a taxa de descarga  $R_t$  evidentemente não são iguais.

Para atender esta situação foi obtido por Glover e apresentada por Dumm em 1954, conforme a Figura 7, a seguinte fórmula:

$$L^2 = \pi^2 \cdot \frac{K D}{V} \cdot \frac{t}{\ln(1.27 \frac{h_0}{h_t})} \quad (46)$$

onde:

L = espaçamento dos drenos

K = condutividade hidráulica (m dia<sup>-1</sup>)

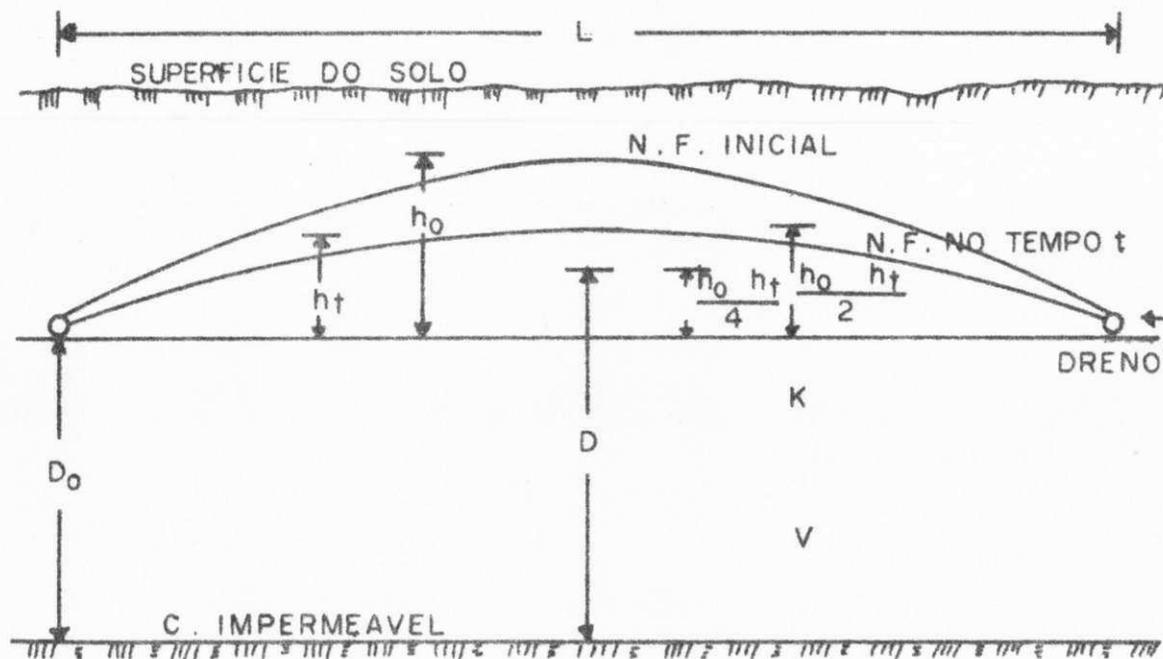


Figura 7 - Diagrama esquemático mostrando os parâmetros da fórmula de GLOVER-DUMM

D = espessura do estrato onde existe fluxo horizontal (m)

V = espaço poroso drenável

$h_o$  = altura do lençol freático sobre o fundo do dreno antes do rebaixamento (m)

$h_t$  = altura do lençol freático sobre o fundo do dreno depois do rebaixamento

t = tempo em que deve ocorrer o rebaixamento do lençol freático (dia)

O termo D é definido como a altura desde a capa impermeável até um ponto médio da vertical que vai desde o nível dos drenos até a altura média do lençol freático em um ponto equidistante entre os drenos, ou seja:

$$D = D_o + \frac{\frac{h_o + h_t}{2}}{2} = D_o + \frac{h_o + h_t}{4} \quad (47)$$

O termo  $D_o$  é a profundidade do nível dos drenos até a camada impermeável.

K, D e V se medem; a combinação de  $h_o$ ,  $h_t$  e t constituem as normas de drenagem. O espaçamento L deve ser tal que depois de uma irrigação o lençol freático desça desde  $h_o$  até  $h_t$  em t dias.

#### 4.1 Derivação da fórmula de Glover-Dumm

A derivação da fórmula apresentada por Glover-Dumm se baseia na solução da chamada equação de fluxo

de calor (Dieleman e Ridder, 1973).

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{KD}{V} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (48)$$

onde  $KD$  é a transmissividade ( $m^2 \text{ dia}^{-1}$ ),  $h$  é a carga hidráulica (m), a qual é função de  $x$  e  $t$  (m),  $x$  é a coordenada horizontal de posição (m),  $t$  é o tempo (dias); e  $V$  é o espaço poroso drenável.

A equação (48) se resolve para as seguintes condições iniciais e de contorno:

$$t = 0 \quad h = Ri/V = h_0 \quad 0 < x < L \quad (\text{lençol freático inicialmente horizontal})$$

$$t > 0 \quad h = 0 \quad x = 0, x = L \quad (\text{água nos drenos a nível zero})$$

onde  $Ri$  é a recarga instantânea por unidade de área (m), e  $h_0$  é a altura do lençol freático inicialmente horizontal, sobre o nível dos drenos.

A solução da equação (48) para as condições anteriores é apresentada por Carslaw e Jaeger (1959), como sendo a seguinte:

$$h(x,t) = (4h_0/\pi) \sum_{n=1,3,5}^{\infty} n^{-1} \exp(-n^2 \alpha t) \sin(n\pi x/L) \quad (49)$$

$$\text{onde } \alpha = \pi^2 KD/VL^2 \quad (\text{fator de intensidade de drenagem, dias}^{-1}) \quad (50)$$

Para a altura do lençol freático no ponto médio entre drenos a qualquer tempo  $t$ ,  $h_t = h(1/2L, t)$  pode-se substituir  $x = 1/2L$  na equação (49) obtendo:

$$h_t = 4h_0/\pi \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \exp(-n^2 \alpha t) \quad (51)$$

Segundo Wesseling (1973) os valores dos termos da equação (51) diminuem com o aumento de  $n$ . Certo tempo depois do término da recarga,  $t \sim 0,4\alpha^{-1}$ , o segundo termo e os seguintes são desprezíveis, obtendo-se:

$$h_t = (4/\pi) h_0 \exp(-\alpha t) \quad (52)$$

Colocando o valor de  $\alpha$  (equação 50) na equação (52) obtemos a forma da conhecida fórmula de Glover-Dumm (Wesseling, 1973).

A taxa de descarga dos drenos no tempo  $t$ , quando expressada por unidade de superfície ( $R_t$ ), pode ser obtida da equação de Darcy:

$$R_t = -(2KD/L) (dh/dx)_{x=0} \quad (53)$$

Diferenciando a equação (49) com respeito a  $x$  e substituindo  $x = 0$ , obtemos para a equação (53)

$$R_t = (8/\pi^2) \alpha Ri \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \exp(-n^2 \alpha t) \quad (54)$$

Considerando só o primeiro termo, temos:

$$R_t = (8/\pi^2) \alpha Ri \exp(-\alpha t) \quad (55)$$

Comparando as equações (52 e (55), se deduz que durante a recessão na descarga tem-se:

$$R_t = (2\pi Kd/L^2) h_t \quad (56)$$

$$\text{e também } R_{t_2}/R_{t_1} = h_{t_2}/h_{t_1} = \exp\{-\alpha(t_2 - t_1)\} \quad (57)$$

Na equação (56) tem-se colocado o valor  $d$

de Hooghoudt no lugar de D.

Quando se usa a fórmula de Kraijenhoff Van de Leur (Dieleman, 1973) para o período de recessão, obtém-se o mesmo resultado.

De acordo com a equação (57), plotando-se  $R_t$  ou  $h_t$  numa escala logarítmica e o tempo  $t$  numa escala linear obtém-se uma linha reta. A linearização dos dados de campo permite determinar  $\alpha$ , o fator de intensidade de drenagem, a partir da informação de descarga de drenos com determinado espaçamento. Por outro lado, conhecendo  $\alpha$ ,  $V$  e  $L$  pode-se obter a transmissividade  $KD$  do perfil do solo, e conseqüentemente a condutividade hidráulica média que representa as condições naturais da área dos drenos.

### CAPITULO III

#### MATERIAIS E MÉTODOS

##### 1 - LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DA ÁREA

Com a finalidade de estudar a variabilidade espacial de alguns parâmetros de importância na definição das normas de drenagem para o delineamento de sistemas subterrâneos em solos aluviais, estabeleceu-se um Campo Piloto de Testes de drenagem subterrânea de 1,3 ha, no Projeto de Irrigação de São Gonçalo, no Estado da Paraíba.

O Perímetro Irrigado de São Gonçalo está localizado no município de Souza, no sertão da Paraíba. Segundo a Hidroservice (1970), o clima da região é seco de estepe, semi-árido quente; as precipitações que caem nesta área concentram-se no trimestre fevereiro, março e abril, alcançando a marca de 66% do total anual.

A média das precipitações é de 590mm por a-

no. O trimestre mais seco é agosto, setembro e outubro, correspondendo a 28% do total anual. A temperatura média é de 27°C sendo os meses de junho e julho os mais frios, e novembro e dezembro os mais quentes.

A umidade relativa média é 64% e a evaporação média anual do tanque classe A é de 7,5mm dia<sup>-1</sup>.

Os solos predominantes no Perímetro são de origem aluvial, existindo uma pequena fração de vertissolos.

## 2 - PARÂMETROS E MÉTODOS

A determinação da condutividade hidráulica foi feita, utilizando vários métodos de campo, em 25 parcelas de 100m<sup>2</sup> demarcadas na área do Campo Piloto (Figura 8). A análise das propriedades físicas e químicas do solo foi feita no laboratório de solos e águas do CPATSA/EMBRAPA, em Petrolina, PE, sendo que as amostras de solo foram coletadas em 13 perfis do Campo Piloto.

## 3 - DETERMINAÇÕES QUÍMICAS

As propriedades químicas do solo não têm influência nos fatores de delineamento dos sistemas de drenagem, mas são importantes na definição do tipo de materiais a serem usados na instalação do sistema. Contudo, conhecendo-se a alta incidência de solos sódicos e salinos-sódicos na área do Projeto de Irrigação, fizeram-se as determinações químicas necessárias para definir o tipo de solo existente no Campo Piloto.

### a) Condutividade elétrica do extrato de saturação

Feita no extrato de saturação colhido da pasta de solo e me

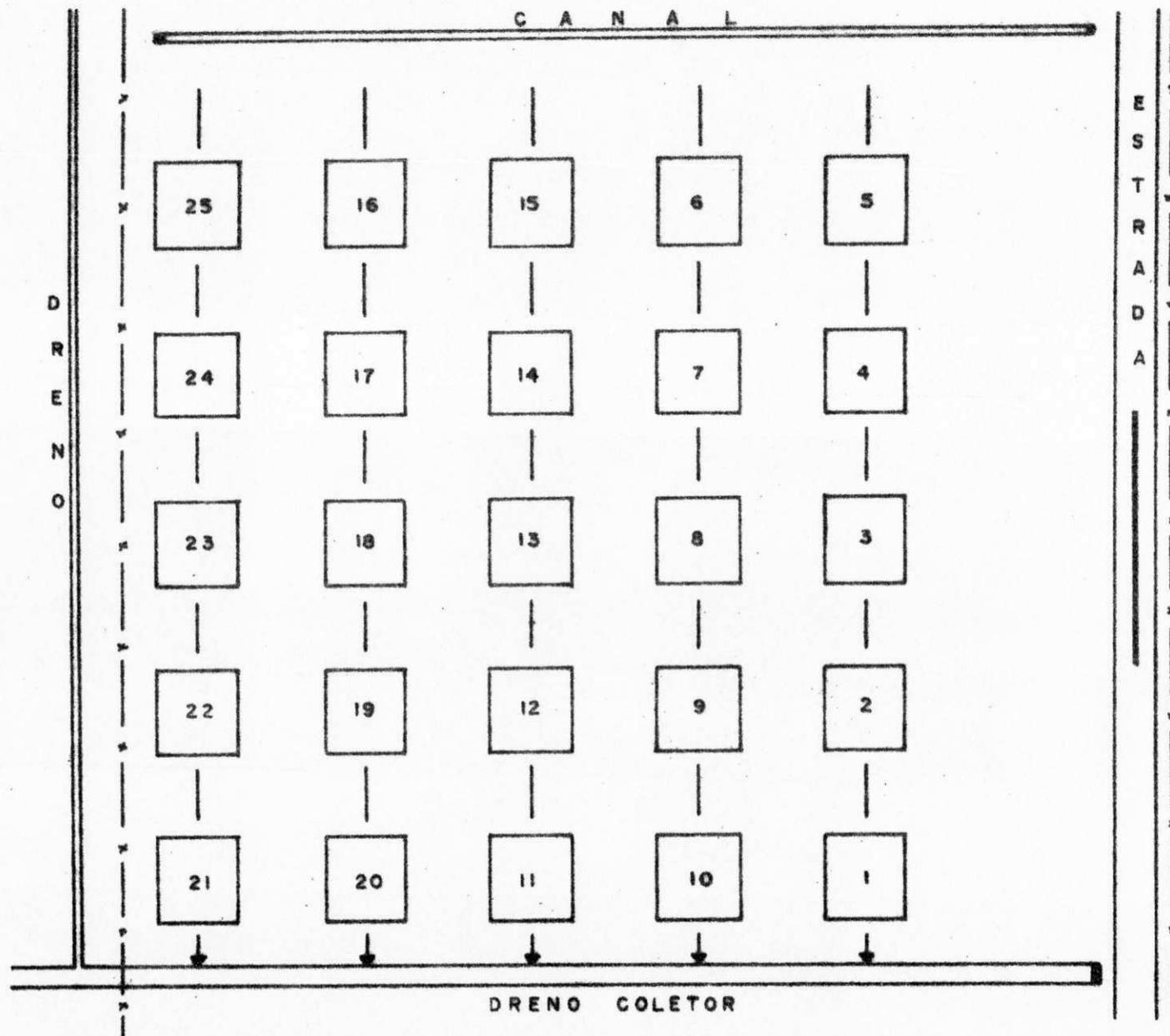


Figura 3 - Mapa esquemático do campo Piloto mostrando a distribuição das parcelas estudadas

dida em célula especial na ponte de Wheatstone, conforme Richards et alii (1954).

b) pH em água e KCl 1N, na relação 1:1 foi determinado após reposo de 24 horas (Richards, 1954).

c) Cálcio, Magnésio e Alumínio trocável

Extraído do solo com uma solução de KCl 1N. Cálcio e Magnésio, determinados por complexometria com EDTA 0,02N, sendo  $Ca^{++} + Mg^{++}$  em presença do indicador Eriochrome Black T e  $Ca^{++}$  em presença do indicador Murexida. O alumínio foi determinado através da dosagem com  $Na^{+}OH^{-}$  0,1N. De acordo com os procedimentos descritos por Vettori (1969).

d) Hidrogênio mais Alumínio

Extraído do solo com acetato de cálcio 1N, pH 7,0 teve o extrato dosado com NaOH 0,1N, segundo Vettori (1969).

e) Sódio e Potássio

Extraídos com solução de acetato de amônio 1N, pH 7,0 e determinado em espectrofotômetro conforme procedimento descrito por Richards et alii (1954).

f) Fósforo solúvel e Carbono orgânico

O fósforo solúvel foi determinado pelo método de Mehlich, descrito por Black (1968), e o carbono orgânico pelo método de Walkey e Black, descritos por Jackson (1958).

a) Análise físico-mecânica do solo

Foi determinado através do método da pipeta descrito por Day (1965), tendo como agente dispersor a solução de Calgon a 5%.

b) Densidade real e aparente

A densidade real foi determinada em terra fina seca ao ar pelo método do picnômetro usando álcool etílico. A densidade aparente ou global foi determinada segundo a metodologia do torrão parafinado.

c) Curva de retenção de umidade

Foi determinada mediante o uso de membranas porosas e panela de pressão, de acordo com Richards et alii (1954).

d) Volume de sedimentação

Foi determinado através do uso de CONES DE HIMMHOLFF, usando cloreto de cálcio a 30% como agente floculante, segundo a metodologia do Bureau of Reclamation dos Estados Unidos.

e) Condutividade hidráulica

Considerando-se que esta característica é quiçás a mais importante no delineamento dos sistemas de drenagem, as metodologias usadas para sua determinação serão abordadas separadamente.

## 5 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Tal característica foi determinada no labo-

ratório através do uso do permeâmetro de carga constante (Klute, 1965).

Na determinação da condutividade hidráulica do perfil do solo, em cada uma das 25 parcelas do Campo Piloto, empregaram-se 3 métodos tradicionais para a condição do lençol freático esteja a certa profundidade da superfície. Os métodos foram os seguintes: método do poço ou trado, do piezômetro e determinação da condutividade hidráulica através de dados de in filtração básica do solo. Foi também empregado na área um outro método de campo, baseado na descarga de todos os drenos da área. Assim como, também utilizou-se um método indireto, baseado no conhecimento da granulometria do solo, para determinar a con dutividade hidráulica. As características destes métodos são descritas a seguir.

#### 5.1 Método do poço (ou trado)

Este método foi descrito pelo investigador holandês Diserens (1934), melhorado por Hooghoudt (1939) e mais tarde por Kirkham (1945-1949), Van Bavel (1948), Ernst (1950), Johnson (1952) e novamente por Kirkham (1955).

Mediante este método se obtém uma média da condutividade hidráulica do solo em um raio de 40 a 50 cm em torno do poço e abaixo do nível freático.

Durante a determinação da condutividade hidráulica, se podem distinguir quatro fases principais:

##### a) Perfuração do poço

Esta deverá fazer-se com a mínima alteração possível do solo. A profundidade dependerá da natureza, espessor, disposição dos horizontes ou camadas e da colocação do nível freático. No presente trabalho foi utilizado um trado do tipo holandês de 8cm

de diâmetro.

b) Extração de água do poço

Esta operação deve realizar-se logo que haja estabilizado o nível freático do solo.

A forma mais prática de extrair a água é mediante bomba manual PVC com válvula de pé em um dos extremos ou bomba manual tipo relógio.

c) Medidas de recuperação do nível freático

A medida da condutividade hidráulica é dada pela velocidade com que a água se recupera dentro do poço. Com este propósito, se poderá manter o tempo constante e a elevação variável e vice-versa.

As medições são realizadas dentro do primeiro quarto de recuperação do nível da água, ou seja quando 25% da água extraída volte a ocupar o interior do poço.

Para o controle das medições foi usada uma sonda elétrica transistorizada, descrita por Millar(1977), obedecendo-se o seguinte procedimento:

- coloca-se um suporte metálico ao lado do poço, de modo que o eletrodo do equipamento elétrico junto com a fita métrica, desçam exatamente pelo centro deste.
- Logo que se alcança o equilíbrio do nível freático, mede-se a altura  $W'$  (altura da superfície da água ao nível de referência).
- Bombeia-se a água e toma-se a nova altura, que se

rã anotada com  $Y_0$ .

- A partir da leitura anterior, se faz tantas leituras quantas sejam possíveis, a intervalos regulares de tempo.
- Todas as leituras, incluindo a do nível freático, devem ser tomadas em relação ao braço do suporte, que servirá como ponto de referência.

d) Determinação da condutividade hidráulica

Obtido os valores de  $y'$ ,  $t'$ ,  $t$  e  $y$  no terreno, calculou-se a condutividade através do gráfico desenvolvido por Ernst (1950) para poços com 4cm de raio e  $S > 0,5 H$  ( $S$  = profundidade do estrato impermeável em relação ao fundo do poço quando tende ao infinito). Já que a relação entre a condutividade hidráulica e a velocidade de recuperação da água pode ser expressada como:

$$K = c. \frac{\Delta y}{\Delta t}$$

onde  $c$  é, por sua vez, função de  $h$ ,  $H$ ,  $r$  e  $S$ , cuja relação é obtida graficamente.

A condutividade hidráulica é calculada diretamente através de fórmulas derivadas para a situação do fluxo para o poço (Van Bavel e Kirkham, 1949; Luthin, 1957) ou através de Nomogramas (Van Beers, 1963; Bouwer e Jackson, 1974).

## 5.2 Método do piezômetro

Este método que em essência consiste em fazer fluir a água subterrânea até uma cavidade construída a uma pro

fundidade desejada, foi proposto por Kirkham em 1945. Trabalhos posteriores de Frevert e Kirkham (1948) e de Luthin e Kirkham (1949) desenvolveram o método atualmente em uso. A sequência para determinação da condutividade hidráulica mediante o método do piezômetro foi dividida nas seguintes fases:

a) Instalação do tubo

Com um trado de 4cm de diâmetro, tradamos até uma profundidade de 20cm e colocamos um tubo galvanizado de 5cm de diâmetro neste orifício por meio de golpes. Cumprida esta etapa, introduzimos o trado no cano e escavamos mais 20cm, voltando a golpear até esta nova profundidade. Desta maneira, perfurando cada vez 20cm e introduzindo à continuação o piezômetro outras tantas, se continua até chegar à profundidade requerida.

b) Construção de cavidade

Uma vez que o piezômetro se encontra na profundidade requerida, se continua perfurando cuidadosamente por seu interior até formar uma cavidade de 7,5 cm abaixo do extremo inferior do mesmo, e se deixa que a água alcance sua posição de equilíbrio permitindo assim, que haja uma limpeza dos poros que por ventura tenham-se obstruído quando em contato com o trado. Para realizar a extração da água podemos utilizar a mesma bomba usada para o método do poço.

c) Medidas de recuperação do nível freático

Segue-se a metodologia usada no método do poço, sen

do que a distância entre o nível de referência e o nível freático se registra como E, bombea-se a água e registra-se a nova posição como  $E_1$  para o tempo  $t_1$ , e, mais tantas leituras quantas sejam necessárias, sempre em intervalos regulares de tempo.

d) Determinação da condutividade hidráulica

Quando realizada esta experiência, se utiliza como piezômetro um tubo de 1 3/4 polegadas de diâmetro interno e é construída uma cavidade de 3" e 3/4" a baixo do extremo inferior do piezômetro, é possível estimar-se a condutividade através de nomogramas. Em caso contrário, o cálculo é feito pela equação de Kirkham, 1946, na qual a condutividade K pode ser enunciada pela seguinte fórmula:

$$K = \frac{2.3. r^2}{A(t_2-t_1)} \log \frac{L_1 - E}{L_2 - E}$$

o que é o mesmo que

$$K = \frac{2.3. r^2}{A(t_2-t_1)} \log \frac{H_1}{H_2}$$

donde:

K = condutividade hidráulica (cm/seg)

$H_1$  = distância desde o nível da água no tempo  $t_1$  até o nível freático (cm)

$H_2$  = distância desde o nível da água no tempo  $t_2$  até o nível freático (cm)

r = raio interior do tubo (cm)

$t_2 - t_1$  = tempo que demora a água em mover-se de  $H_1$  a  $H_2$  (seg)

A = fator geométrico dos componentes de fluxo, se denomina Função A e está dada pela relação entre o diâmetro da cavidade e seu comprimento.

- A Função A é o único valor que não pode ser facilmente obtido no terreno e sua determinação se efetua mediante o método de analogias elétricas. O manograma indicado, Figura 9, mostra a variação da Função A obtido de trabalhos realizados por Luthin e Kirkham em 1949.

### 5.3 Determinação da condutividade hidráulica através de dados de infiltração básica do solo.

Este é o método mais simples para usar quando o lençol freático está muito profundo.

Consiste em determinar a taxa de infiltração básica no solo pelo método de cilindros infiltrômetros e relacionar com a profundidade de umedecimento e pressão capilar (Nesterov citado por Palacios, 1969).

Segundo Palacios (1969) a taxa de infiltração básica é aproximadamente igual à condutividade hidráulica, mas um cálculo mais aproximado considerando a profundidade de umedecimento e a pressão capilar, é feito pela seguinte fórmula:

$$K = \frac{ViP}{P + H + H_k}$$

onde K é a condutividade hidráulica em m/diá, Vi é a

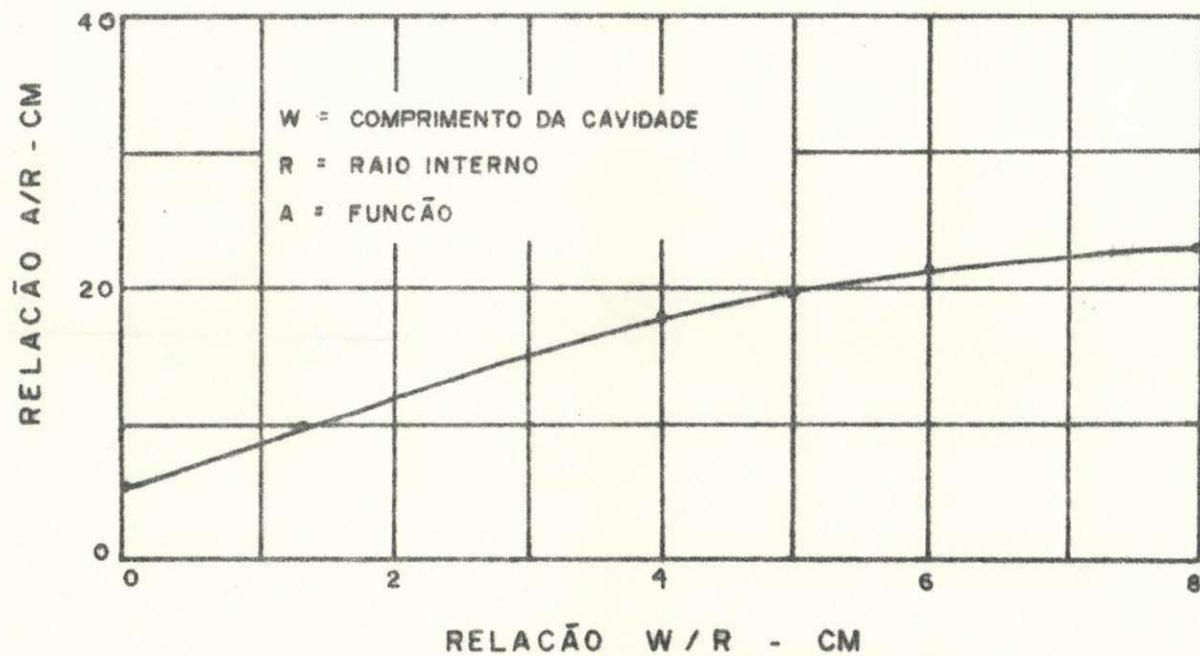


Figura 9 - Relações da função "A", ao comprimento e o diâmetro da cavidade. Método do Piezômetro

taxa de infiltração básica determinada com cilindros infiltrômetros, em  $m \text{ dia}^{-1}$ , P é a profundidade de umedecimento tomada a partir do fundo do infiltrômetro, a qual é determinado após o teste de infiltração em m, H é a altura média da água no infiltrômetro, m. Através de mecanismo de carburador-bóia ou tubo de mariotti deve manter-se constante a altura da água nos cilindros durante o teste.  $H_k$  é a pressão capilar, que de acordo com Birdenman, é dependente da textura. No Quadro a seguir se mostra a variação de valores de  $H_k$  em função da textura do solo.

Valores de  $H_k$  (m) para diferentes texturas dos solos.

Textura	$H_k$ (metros)
Areia grossa	0,1
Areia média	0,1 - 0,2
Areia fina	0,2 - 0,3
Silte	0,3 - 0,4
Argila	0,4 - 0,5

Os testes de infiltração em cilindros duplos foram feitos em cada parcela de acordo ao procedimento descrito por Haise et alii (1956). A carga de água no cilindro foi mantida constante invertendo uma garrafa de volume conhecido, previamente calibrada.

#### 5.4 Método de descarga de drenos

Para determinar a condutividade hidráulica e avaliar a eficiência de operação de um sistema já implantado, foi feito inicialmente a substituição de manilhas que-

bradas, limpeza da linha de drenos entupida por sedimentos de partículas de solo, depósitos de compostos químicos, raízes de plantas, etc. Assim como, construída em alvenaria, uma estrutura de saída, com cano PVC rígido.

A informação obtida através destes testes de descargas dos drenos, pode ser analisada por qualquer das equações de fluxo de água para os drenos, sendo que as equações de Hooghoudt (fluxo permanente) e Glover-Dumm (fluxo não permanente) são as mais adequadas para a análise pela sua simplicidade.

Com a finalidade de medir as cargas hidráulicas em função do tempo, e descrever a forma do lençol freático entre drenos, foram instalados 25 poços de observação em quantidade e distribuição adequadas, como descrita na Figura 10, sugerida por Dieleman e Trafford (1976).

A descarga dos drenos foi medida em todas as linhas sendo que para o efeito de cálculos é levada em consideração a vazão das linhas 2, 3 e 4. Medidas estas efetuadas com baldes de 15 litros e cronômetro.

A frequência das medições simultâneas de carga hidráulica e vazões, tiveram uma variação de 2 a 6 por dia, determinadas pelo período de alta descarga, condições de clima e período de baixa ou fluxo mais ou menos constante.

#### 5.5 Método indireto

Uma relação entre condutividade hidráulica, determinada em permeâmetro com amostra sem alterar, e a granulometria da amostra foi obtida a nível da área do Campo Piloto para determinar a condutividade hidráulica.

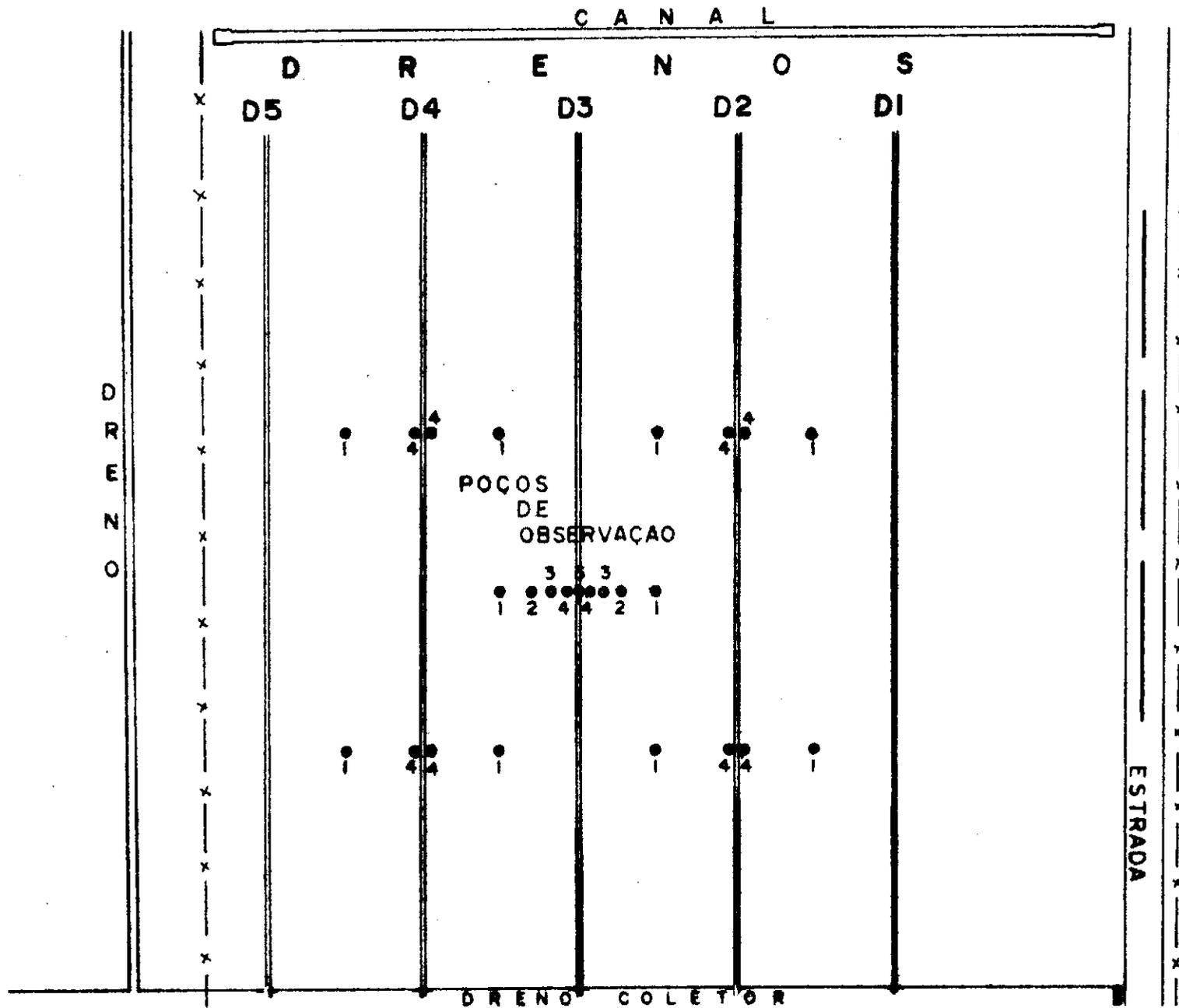


Figura 10 - Mapa esquemático do Campo Piloto indicando as linhas de drenos e a distribuição dos poços de observação

## 6 - METODOLOGIA DE ANÁLISE

Para estudar os dados de campo coletados pelos diferentes métodos fizeram-se cálculos de probabilidade de ocorrência com a finalidade de definir os valores mais representativos de cada método. Este procedimento é recomendado por Dieleman e Trafford (1976) para o caso da definição de valores representativos de condutividade hidráulica.

Os valores de condutividade hidráulica não são normalmente distribuídos e sim, seguem a tendência de uma distribuição logarítmica normal de tal forma que usando papel log de probabilidade deve obter-se linhas retas (Dieleman e Trafford, 1976).

Para os testes de descarga de drenos, distribuiu-se na área os poços de observação na seguinte ordem:

- 1 - Poços na distância intermediária entre as linhas de drenos.
- 2 - Poços a 5 metros do dreno.
- 3 - Poços a 1,5 metros do dreno.
- 4 - Poços a 0,5 metro do dreno.
- 5 - Poço sobre a linha do dreno.

Os poços de observação foram instalados de acordo ao procedimento descrito por Millar (1977), e usaram-se tubos PVC de 1 polegada de diâmetro, sendo instalados até a profundidade dos drenos.

Fizeram-se três testes de descarga dos drenos. Para cada teste a área do Campo Piloto foi previamente recarregada. Para tal fim fecharam-se os coletores, e linhas de drenos subterrâneos através de tampas plásticas. Durante 15 dias

inundou-se a área, sendo que foi necessário a construção de diques internos com a finalidade de obter uma melhor distribuição de água. Uma vez completado o período de recarga, fizeram-se medições simultâneas, cada duas horas, da profundidade do lençol em todos os poços, e vazão nas linhas de drenos. A profundidade do lençol foi medida mediante uma sonda elétrica (Millar, 1977), e a vazão mediante o método volumétrico usando baldes de 20 litros e cronômetro.

A informação de campo foi adequadamente transformada para os cálculos, como segue:

- a) As vazões obtidas em litros/segundo foram convertidas a  $m \text{ dia}^{-1}$ , através da seguinte relação:

$$R = (q \times 10^{-3} \times 86400)/LC$$

onde:

q é a vazão do dreno em litros/seg.

C é o comprimento do dreno

L é o espaçamento entre drenos

- b) Os dados de profundidade do lençol freático foram convertidos em valores de carga hidráulica. Por exemplo, suponha que a profundidade do lençol num poço esteja a 0,9 m do extremo do tubo. Se o extremo do poço está a 0,3 m acima da superfície e os drenos a 1,4 m abaixo da superfície a carga hidráulica é:

$$h = 1,4 - (0,9 - 0,3) = 0,8 \text{ m}$$

- c) A informação anterior foi adequadamente colocada em gráficos para obter os dados para os cálculos.

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Figura 11 mostra-se a área do Campo Piloto indicando algumas características dos solos presentes na área. Encontrou-se uma alta estratificação nos perfis estudados com presença de camadas de solos normais, sódicos e salino-sódicos, de acordo à classificação normalmente usada (Richards et alii, 1954). Os Quadros de 1 a 18 do Apêndice mostram as descrições e algumas características físico-hídricas e químicas dos 6 perfis estudados. A maior parte do Campo Piloto apresenta perfis com camadas sodificadas em posições intermediárias do perfil, nas profundidades de 30 a 120cm.

Observou-se uma grande variação espacial horizontal de densidade aparente e infiltração básica do solo, especialmente esta última. Os Quadros 19 e 20 do Apêndice apresentam os valores de Densidade Aparente, Infiltração Básica e Condutividade Hidráulica para as parcelas estudadas no Campo Piloto.

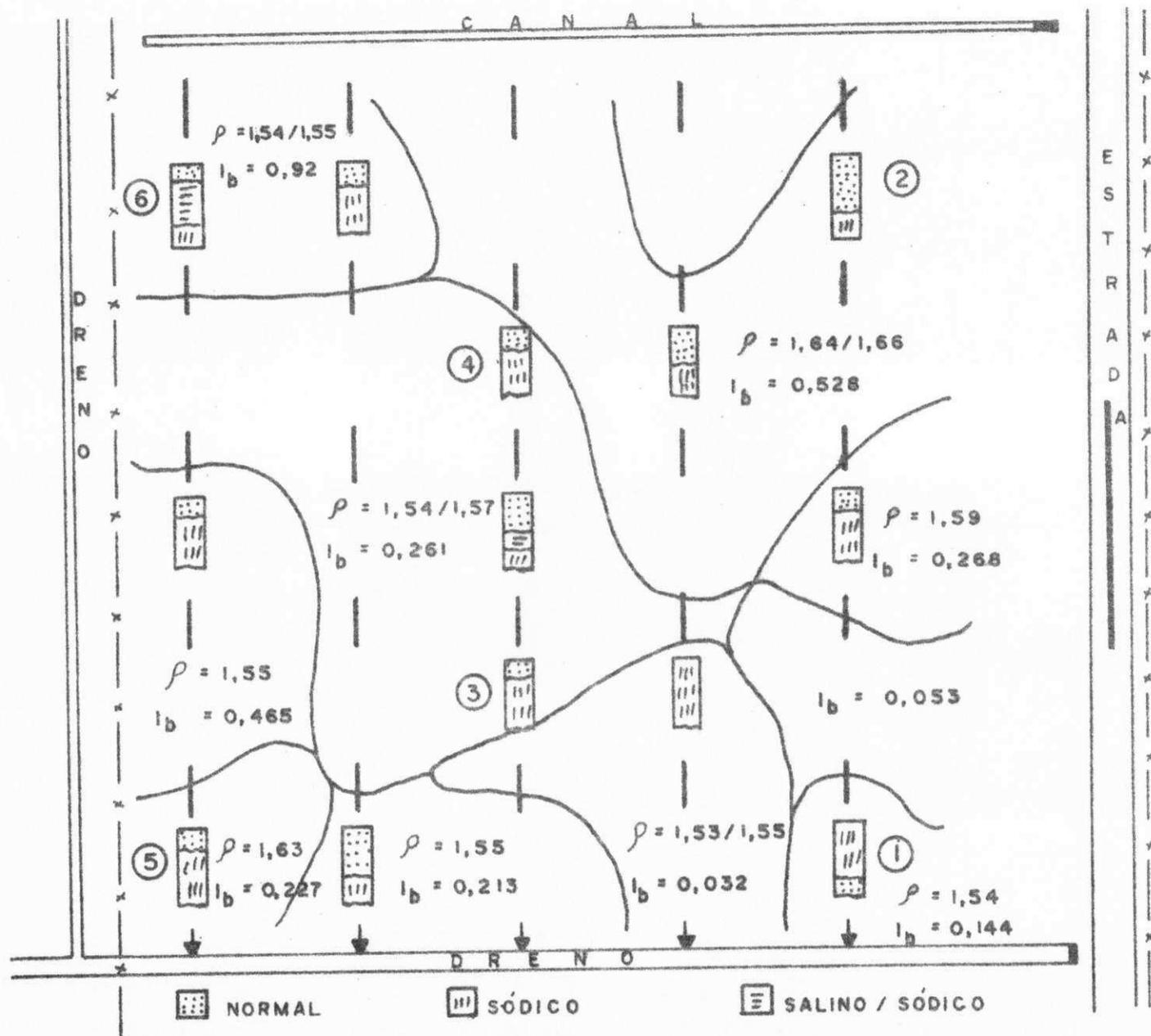


Figura 11 - Mapa esquemático do Campo Piloto mostrando subdivisões de áreas com diferentes características de densidade aparente  $\rho$  ( $g\ cm^{-3}$ ) e infiltração básica do solo  $I_b$ , ( $m\ dia^{-1}$ )

to.

Na Figura 12 apresenta-se a probabilidade de ocorrência de densidade aparente e infiltração básica na área em estudo. Os valores de densidade aparente em 20 determinações variaram entre 1,45 e 1,77g cm<sup>-3</sup>. O valor representativo de densidade aparente, determinado por uma probabilidade de 50% de ocorrência é de 1,53g cm<sup>-3</sup>. A variação da infiltração básica foi muito maior, flutuando entre 0,065 e 1,28 m dia<sup>-1</sup>, com um valor representativo de 0,4m dia<sup>-1</sup>. Por outro lado, observa-se que os valores dos parâmetros incluídos nesta figura tendem a ter uma distribuição normal o que se deduz pela quase linearidade no gráfico de probabilidade em escala normal. O Quadro 21 do Apêndice apresenta os dados de probabilidade de ocorrência de Densidade Aparente e Infiltração Básica no Campo Piloto.

A grande variação de densidade aparente e infiltração básica é devida à presença de misturas de camadas de solo com texturas areia barrenta e barro arenoso, com outras mais adensadas pela alta concentração de sódio. A área do Projeto de Irrigação apresenta uma diversidade de solos com camadas estratificadas, de diferente textura e condições de salinidade e alcalinidade (Hidroservice, 1970). O Campo Piloto apresenta as mesmas características gerais do Projeto, tornando-se assim representativo das condições prevaescentes na área total. O Quadro 22 do Apêndice mostra os dados originais de probabilidade de ocorrência de K em uma área parcial do projeto e no Projeto.

Na Figura 13 apresentam-se os valores de condutividade hidráulica (K) obtida pelo método do poço para o Campo Piloto e para uma área de 150 ha do Projeto em papel logarítmico de probabilidade. No caso do Campo Piloto, com uma densidade de 12 determinações por ha, o valor representativo de K é de 0,25 m dia<sup>-1</sup>, definido por uma probabilidade de 50% de ocorrência. No caso da área de 150 ha do Projeto, com uma densidade de 1 teste para cada 3 ha, o valor representativo de K é de 1,2 m dia<sup>-1</sup>. O valor representativo de K na área fora do Campo Pilo-

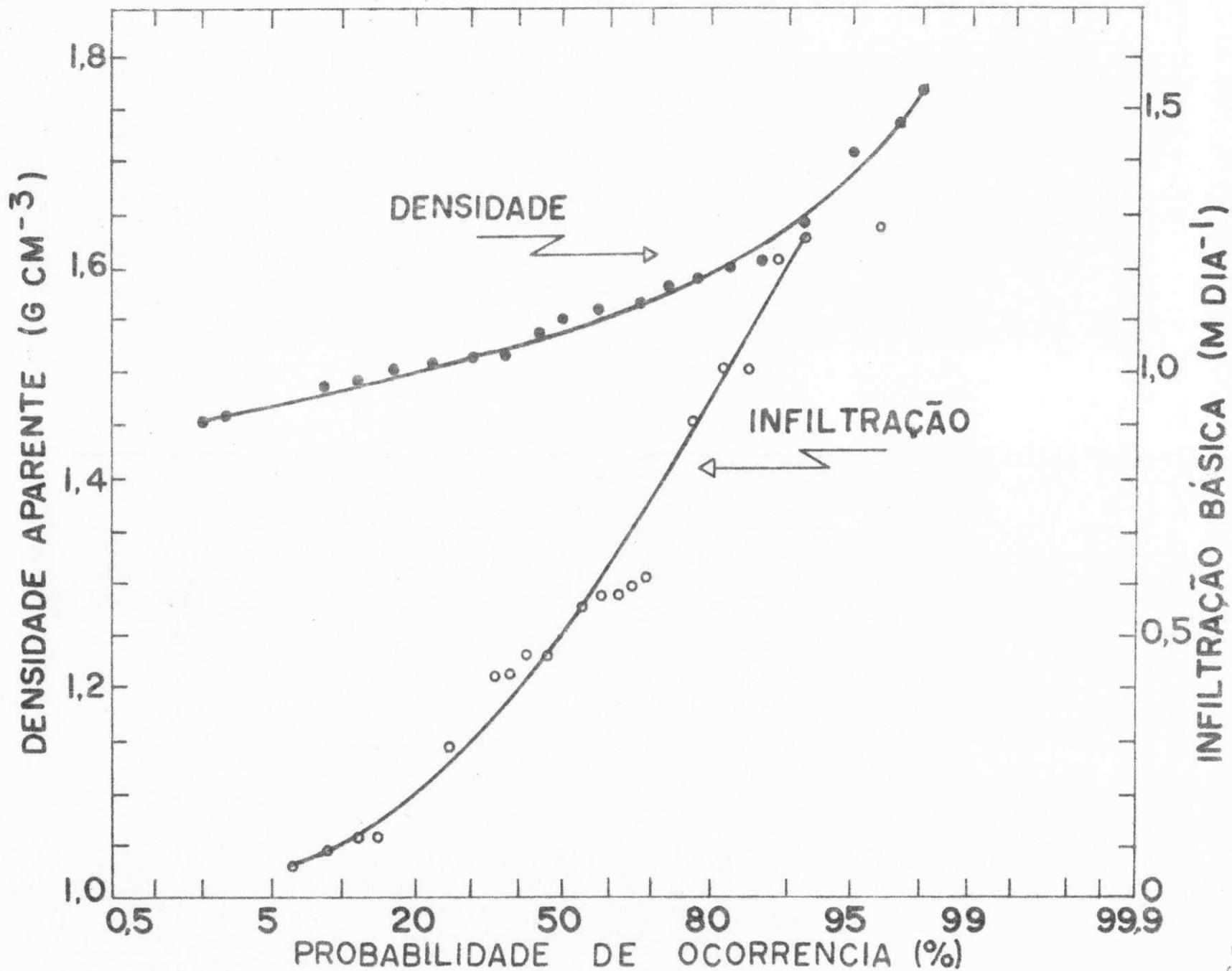


Figura 12 - Probabilidade de ocorrência de valores de densidade aparente e infiltração básica do solo na área do Campo Piloto

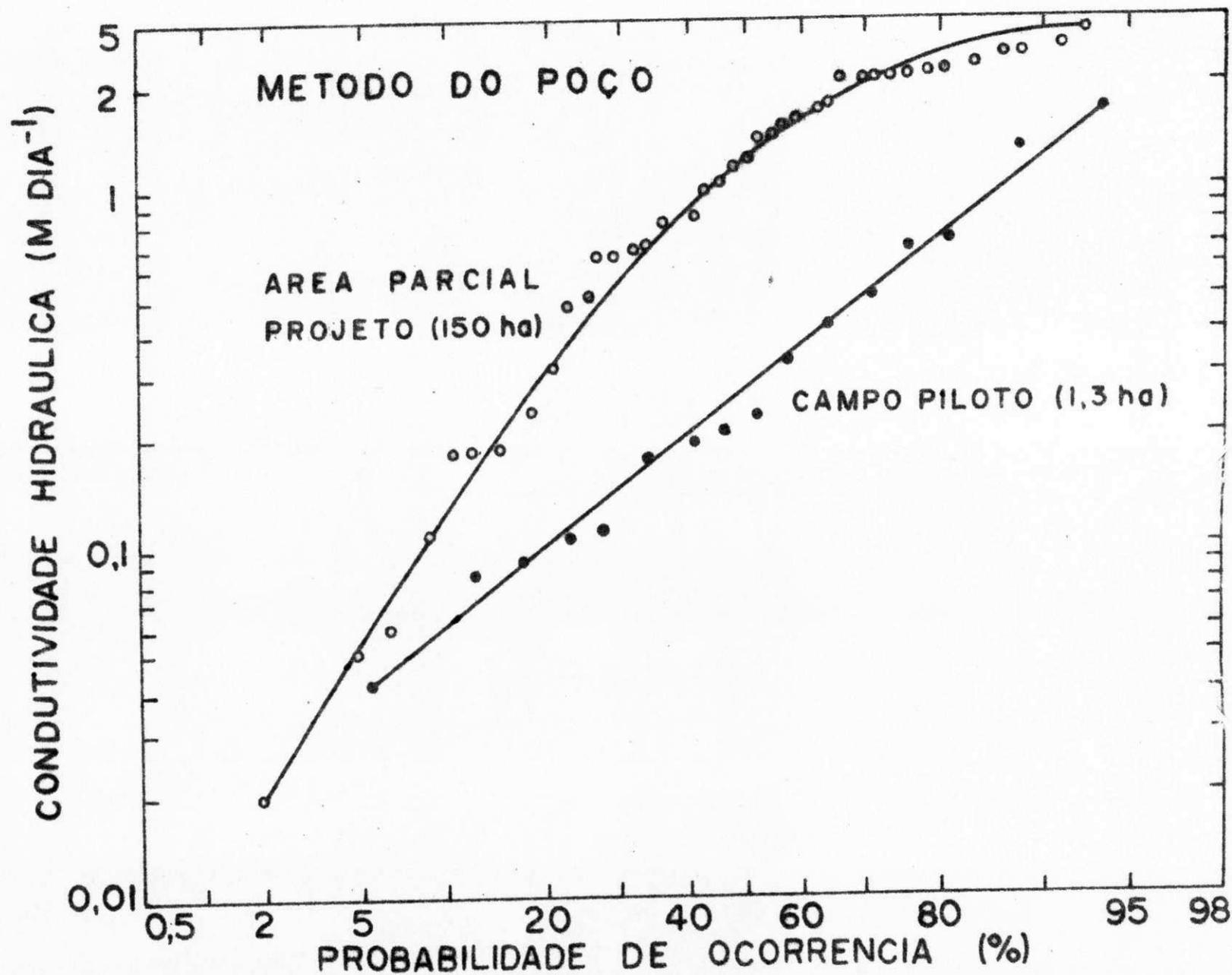


Figura 13. Probabilidade de ocorrência de valores de condutividade hidráulica pelo Método do Poço numa área parcial do Projeto de Irrigação e no Campo Piloto

to foi 4,8 vezes maior, o que deve-se à presença de solos mais arenosos na área testada correspondente à Estação Experimental e setores 4 e 5 do Projeto, localizados à beira do Rio Piranhas.

Na Figura 14 se mostram os dados de campo obtidos pelo método do piezômetro para a área do Campo Piloto, e para comparação incluem-se também dados obtidos pela Hidroservice em 1970. No Campo Piloto com uma densidade de 8,45 determinações por ha, o valor representativo de K é de  $0,11 \text{ m dia}^{-1}$  de finido por 50% de probabilidade de ocorrência, entretanto na área do Projeto o valor representativo é de  $0,7 \text{ m dia}^{-1}$ . Estas duas populações de informações apresentam diferenças fundamentais, por exemplo, os piezômetros do Campo Piloto foram instalados até uma profundidade de 1,4 m, a qual corresponde a uma profundidade de instalação das linhas de drenos subterrâneos. Segundo análise dos solos, a maior proporção de perfis de solo apresentaram camadas de textura barro argiloso e barro argilo arenoso nessa profundidade.

No caso da informação da Hidroservice(1970) os piezômetros, com espaçamento de 1 km foram instalados a uma profundidade de 3,2 m atingindo a camada de areia presente sobre o folhelo em toda a área do Projeto. Daí então a obtenção de valores mais altos neste último caso.

Os dados de K obtidos pelo método da infiltração básica no Campo Piloto são apresentados na Figura 15. Os dados apresentam uma densidade de 15 determinações por ha. O valor representativo de K por este método, determinado por uma probabilidade de 50%, e de  $0,18 \text{ m dia}^{-1}$ . O Quadro 23 do Apêndice mostra os dados originais de probabilidade de ocorrência de K, no Campo Piloto de Testes de Drenagem para diferentes métodos usados.

Usando a relação entre os dados de K obtidos em amostras com estrutura não deformada pelo método do permeâmetro de altura constante e as características granulométricas da amostra, como feito por Rodas (1970), verificou-se que a

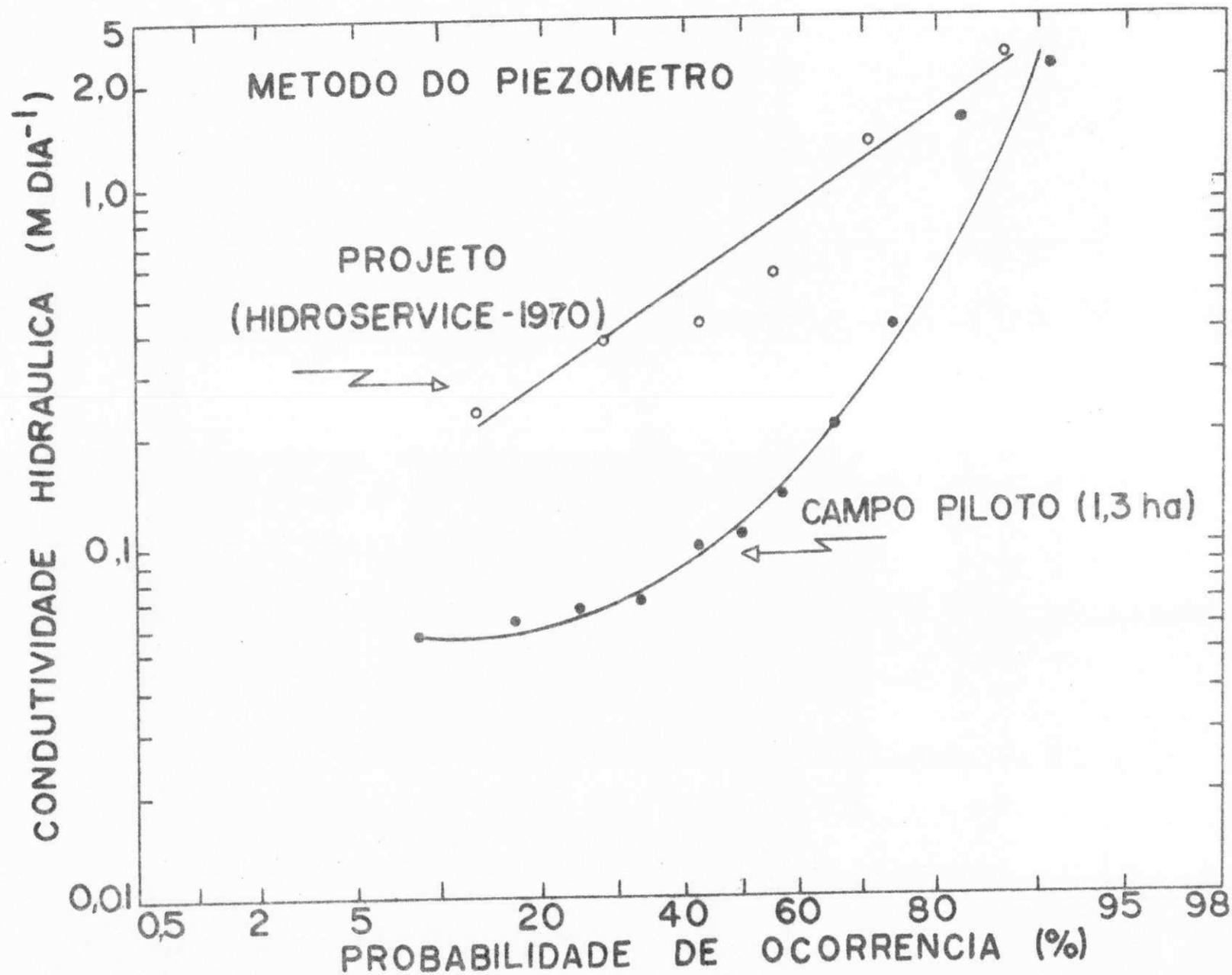


Figura 14 - Probabilidade de ocorrência de valores de condutividade hidráulica pelo Método do Piezômetro na área do Projeto de Irrigação do Campo Pilot)

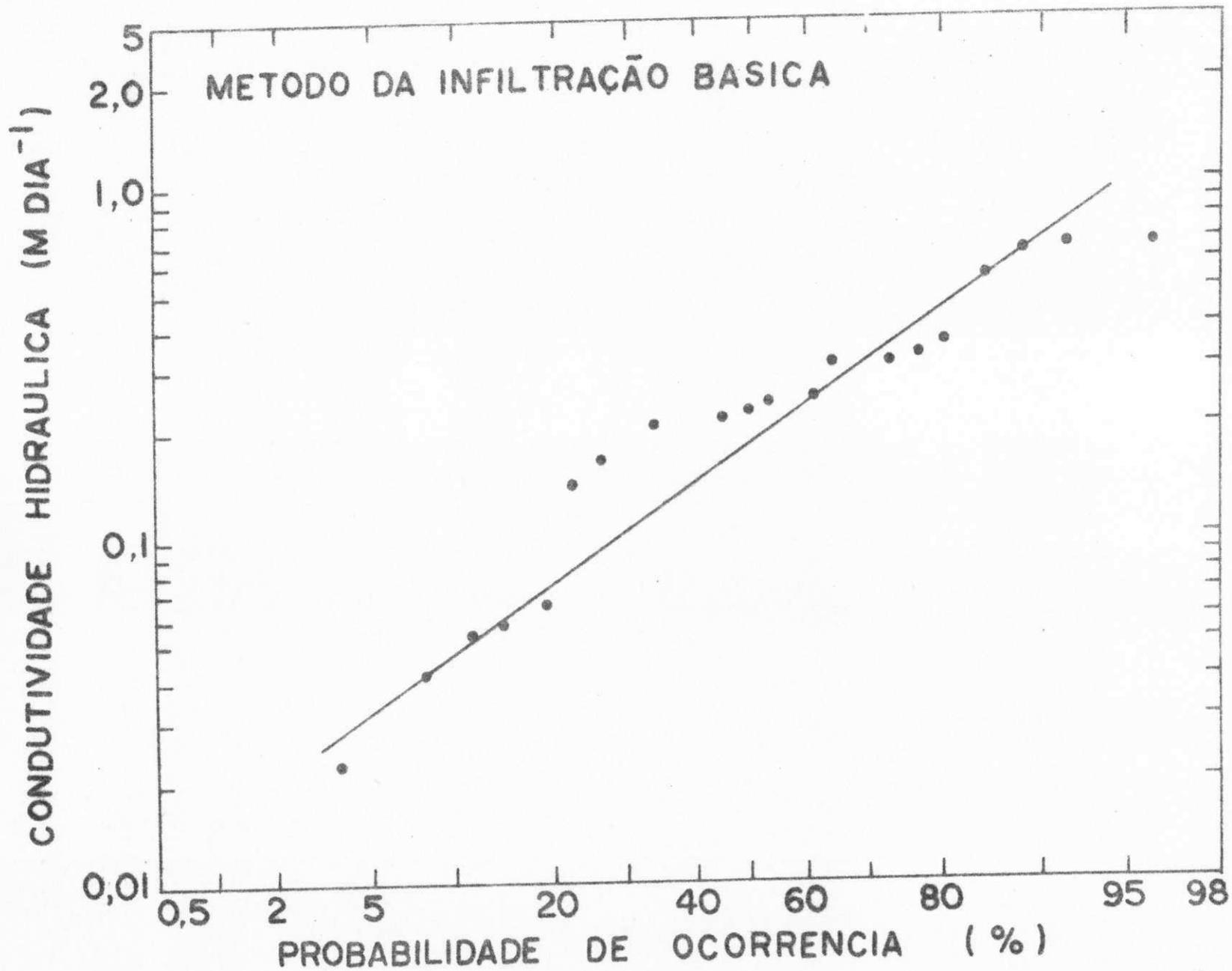


Figura 15 - Probabilidade de ocorrência de valores de condutividade hidráulica pelo Método da Infiltração Básica na área do Campo Piloto.

condutividade hidráulica estava melhor relacionada com a porcentagem de areia ou porcentagem de silte + argila presente na amostra. Estas relações foram derivadas a partir de dados coletados pela Hidroservice (1970) para toda área do Projeto, e são apresentadas na Figura 16. Estas relações foram usadas para obter dados de K no Campo Piloto a partir de seus dados granulométricos. Para obter K, somente utilizaram-se dados granulométricos das camadas de 60-90 e 90-120cm. Os dados de K obtidos foram colocados em papel logarítmico de probabilidade e são apresentados na Figura 17. O valor representativo da condutividade hidráulica por este método indireto, correspondente a 50% de probabilidade é de  $0,68 \text{ m dia}^{-1}$ . Os dados originais apresentam-se nos Quadros 24 e 25 do Apêndice.

Nas Figuras 18, 19 e 20 apresentam-se as relações entre os valores de K obtidos pelos diferentes métodos de campo. Estes gráficos apresentam uma grande dispersão da informação, indicando antes de tudo, que a falta de correlação de valores individuais para as mesmas parcelas se deve principalmente ao fato de K representar a condição de fluxo de diferentes camadas do perfil do solo. Isto também tem sido evidenciado por Reeve e Kirkham (1951).

Assim o método da infiltração básica atinge só uma camada superficial de até 50cm, dependendo da textura, enquanto que o piezômetro dá uma média da condição de fluxo de água numa camada em torno de sua profundidade de instalação, 1,4 m em nosso caso, e o método do poço dá uma média do fluxo de água numa camada de 80 a 140cm, que foi a camada de flutuação do lençol freático durante a determinação de K.

Não obstante os valores de K representarem diferentes partes do perfil num mesmo lugar, não existindo correlação significativa entre métodos, a variação espacial horizontal das propriedades na área permite obter pelos diferentes métodos dados representativos de K semelhantes quando analisados através de gráficos de probabilidade logarítmica.

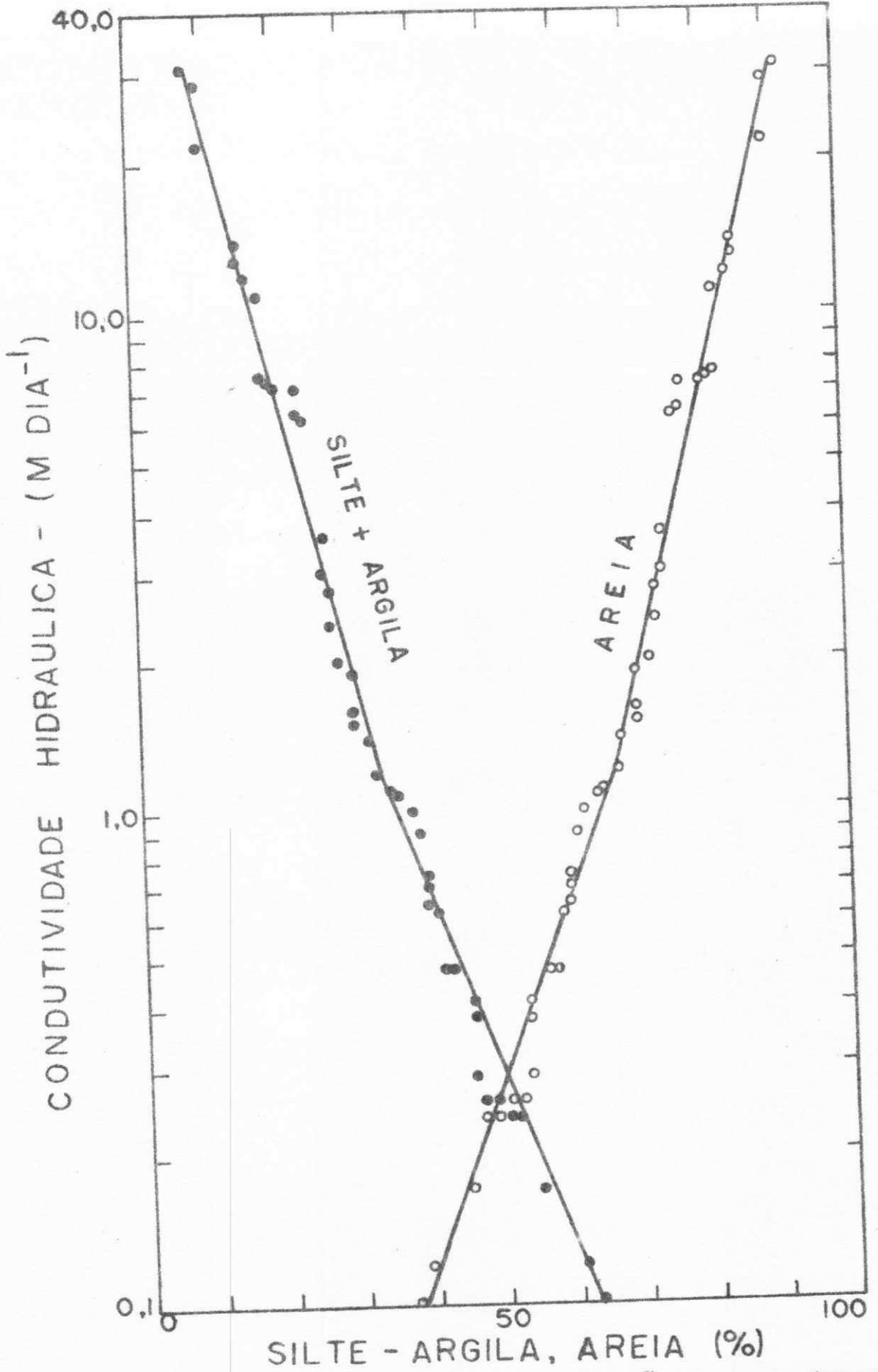


Figura 16 - Condutividade hidráulica em função da porcentagem de silte + argila e areia. Relações derivadas com dados obtidos pela Hidroservice (1970) para toda a área do Projeto.

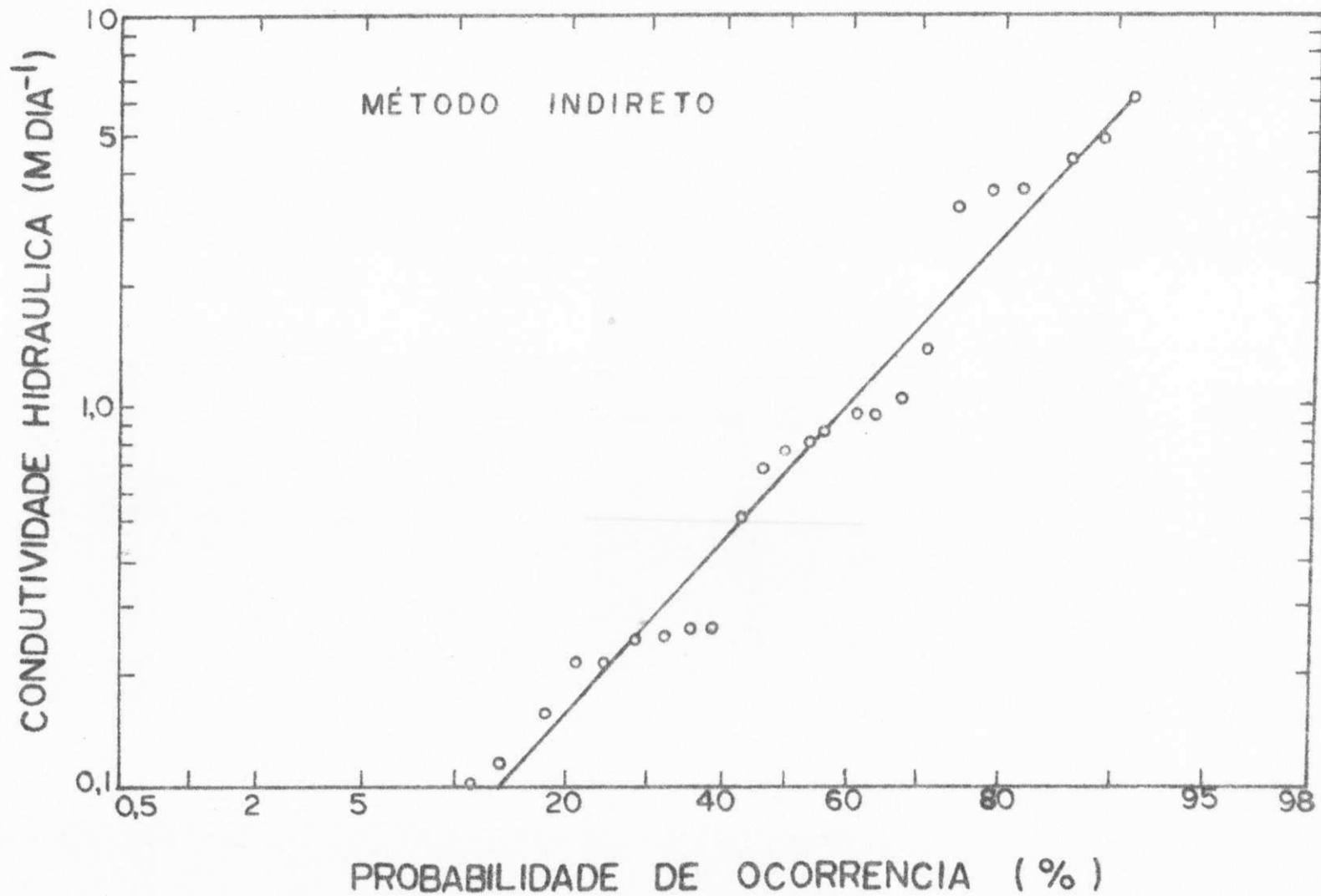


Figura 17 - Probabilidade de ocorrência de valores de condutividade hidráulica pelo Método Indireto na área de Campo Pileto

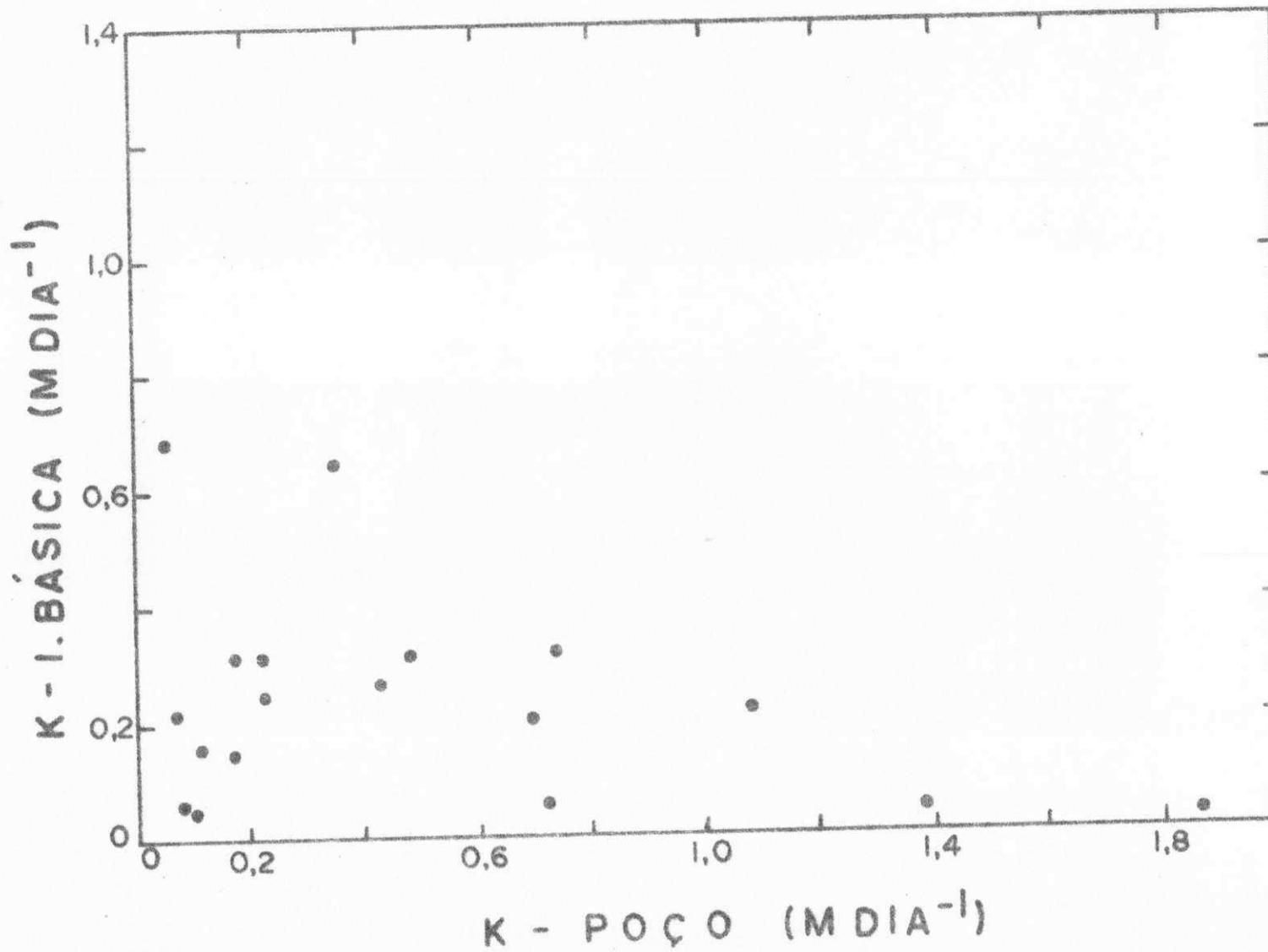


Figura 18 - Correlação dos valores de condutividade hidráulica entre os métodos de Infiltração Básica e Poço no Campo Piloto

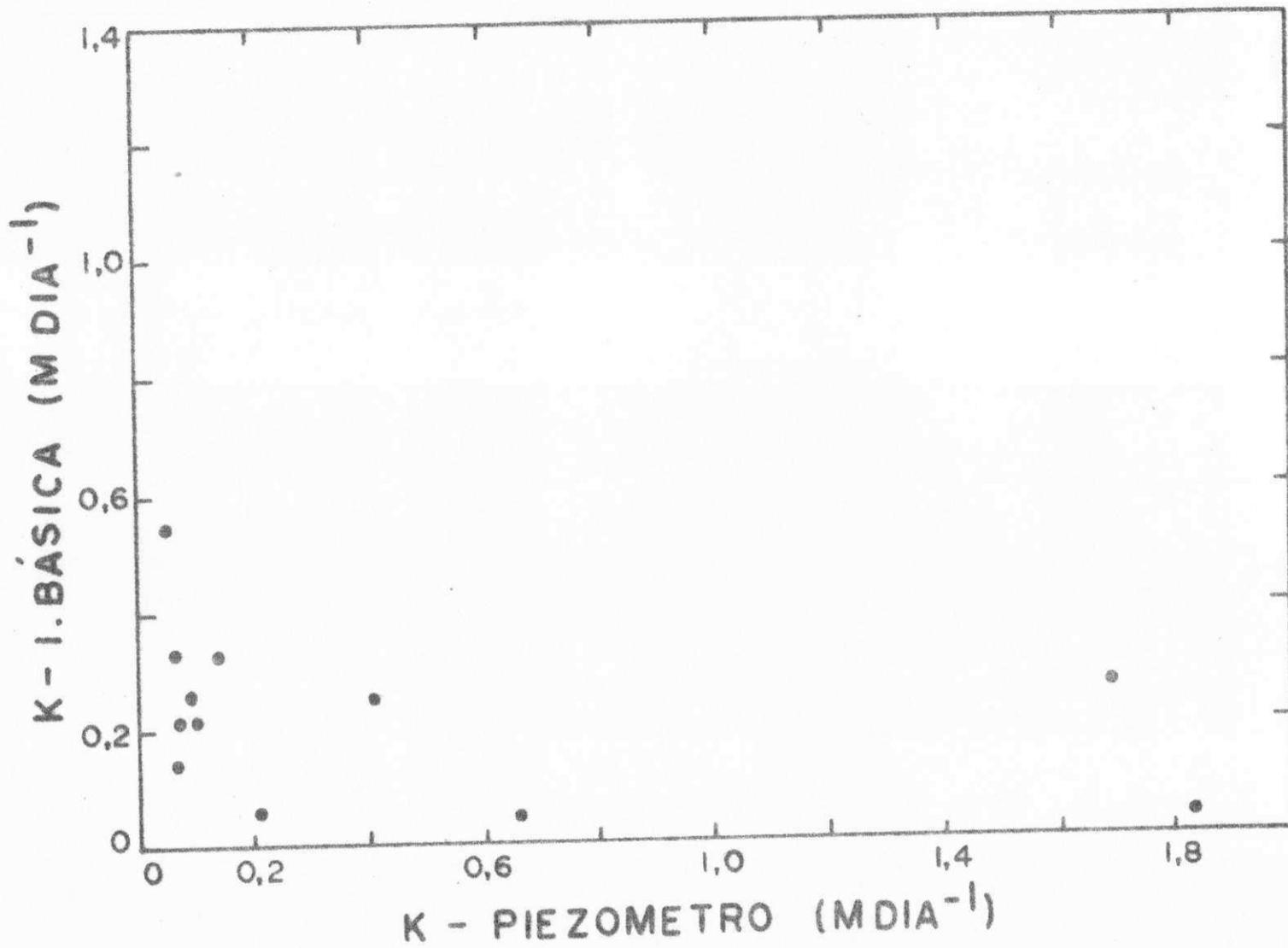
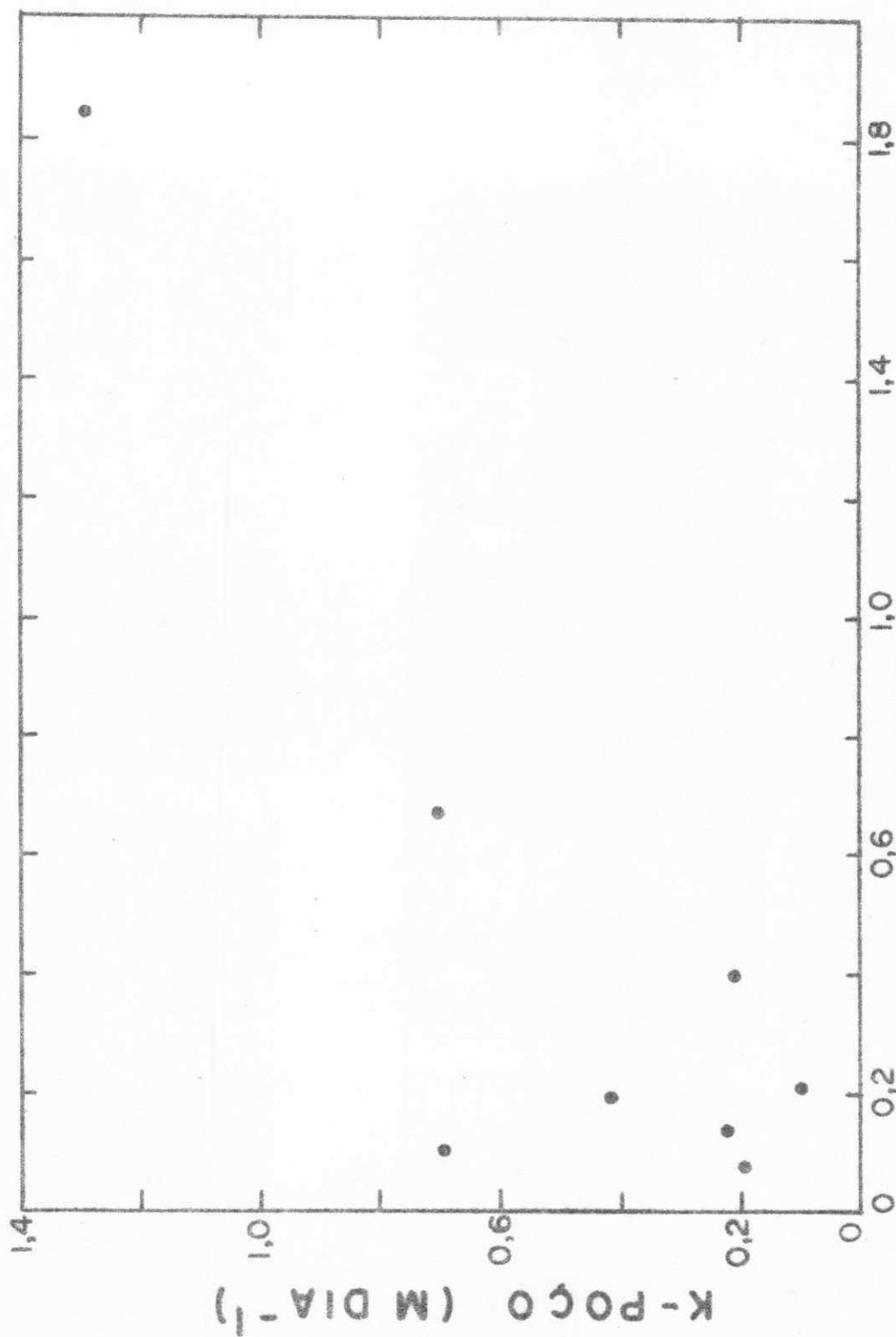


Figura 19 - Correlação dos valores de condutividade hidráulica entre os métodos de Infiltração Básica e Piezômetro no Campo Piloto



### K - PIEZOMETRO (M DIA<sup>-1</sup>)

Figura 20 - Correlação dos valores de condutividade hidráulica entre os métodos do Poço e Piezometro no Campo Piloto

De toda a análise anterior se deduz que os métodos, especialmente poço e piezômetro, poderiam ser usados em solos aluviais sujeitos a algumas restrições. Em primeiro lugar o número de determinações por área deverá ser bem maior e bem distribuídas que no caso de solos normais, especialmente no caso do piezômetro que gera informação de uma camada restrita do solo. Quando se tem conhecimento prévio da profundidade de instalação dos drenos subterrâneos, a determinação de K através do piezômetro naquela profundidade poderá dar uma melhor caracterização do fluxo. Contudo, o método do poço pelas suas características de simplicidade, facilidade de instalação e rapidez das determinações é o mais indicado, porque dá uma média das condições de transmissão de água numa camada de solo bem maior que no caso do piezômetro. E dada sua rapidez de determinação permite obter um maior número de testes numa área para igual tempo do que outros métodos. Ainda que o valor representativo de K obtido pelo método da infiltração básica tenha sido da mesma magnitude, os outros métodos devem ser preferidos, dada sua condição de determinação em ausência do lençol e gerar informação para camadas superficiais. A presença de uma camada superficial uniforme e camadas desuniformes em profundidade, invalida o uso dos dados para a caracterização do movimento de água nas camadas sub-superficiais. Seu uso é mais adequado e gera dupla informação no caso de solos de perfil homogêneo (Palacios, 1969).

O método indireto, através da granulometria, não é o mais adequado para a caracterização prévia ao delineamento de sistemas porque requer a calibração de um método direto que já dá um conhecimento das características hidráulicas. Esta calibração poderá ser de utilidade em etapas posteriores, ainda que a acumulação de sais muda a permeabilidade (Richards et alli, 1954), podendo invalidar a calibração.

No caso de solos muito estratificados e com mistura de camadas, como acontece em solos aluviais, especialmente no Projeto São Gonçalo, é recomendável usar áreas pilotos de

testes com drenos subterrâneos e, efetuar medições simultâneas de descarga de drenos e abatimento do lençol freático.

Isto, permite definir melhor as condições do movimento da água nas camadas acima dos drenos, dando através desta relação o valor médio da condutividade hidráulica representativa do solo.

Na Figura 21 apresentam-se as informações de taxas de descarga e carga hidráulica em função do tempo para um dos testes de descarga de drenos (Quadro 26 do Apêndice). A taxa de descarga corresponde ao dreno intermediário  $D_3$  do Campo Piloto. Utilizou-se o dreno do meio para evitar o efeito de bordaduras no rendimento da descarga. O rendimento de descarga neste teste variou consideravelmente de um dreno para outro, sendo da ordem de 400 litros num período de 6 dias, conforme Figura 22. A variação da descarga acumulada é um reflexo da desuniformidade do perfil dos solos aluviais do Campo Piloto.

A informação da Figura 21 indica que tanto a vazão como a carga hidráulica diminuíram rapidamente com o tempo. A taxa de descarga diminui com uma relação de  $1,4 \times 10^{-4}$  m dia<sup>-2</sup> até 2 dias, sendo logo da ordem de  $0,4 \times 10^{-4}$  m dia<sup>-2</sup> até 4 dias de descarga. A carga hidráulica diminui mais rapidamente durante o primeiro dia para logo diminuir a uma taxa de  $0,5$  m dia<sup>-1</sup> até o fim do teste.

A Figura 23 mostra a mesma informação da Figura 21 em papel mono-log. Os pontos com símbolo diferente nas retas, correspondem a dados das curvas da Figura 21. De acordo a análise teórica, quando a informação de campo é plotada neste papel obtem-se uma linha reta que fica descrita pela equação:

$$R_t = (2\pi Kd/L^2)h_t \quad (60)$$

e também:

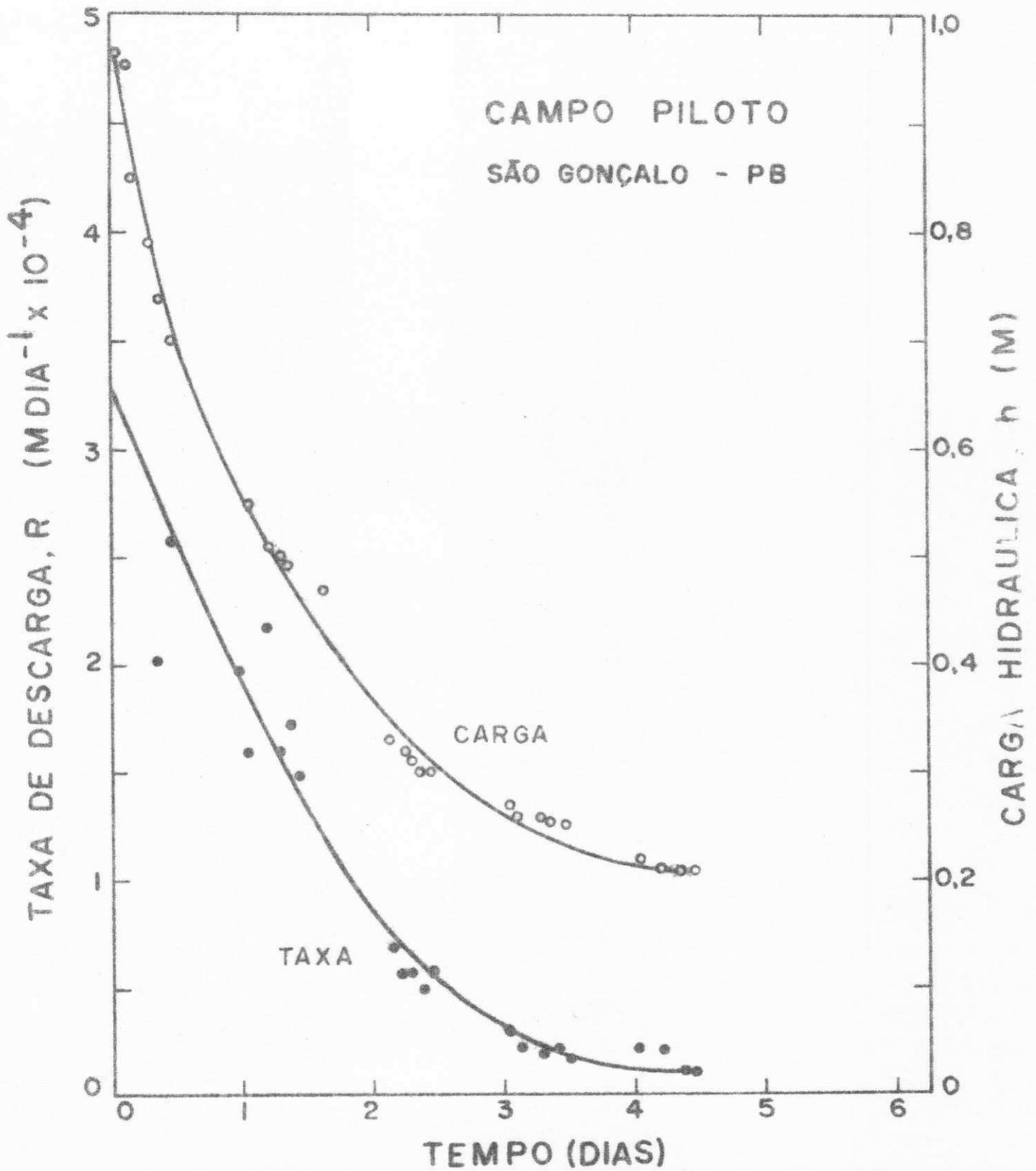


Figura 21 - Taxa de descarga e carga hidráulica em função do tempo num gráfico normal

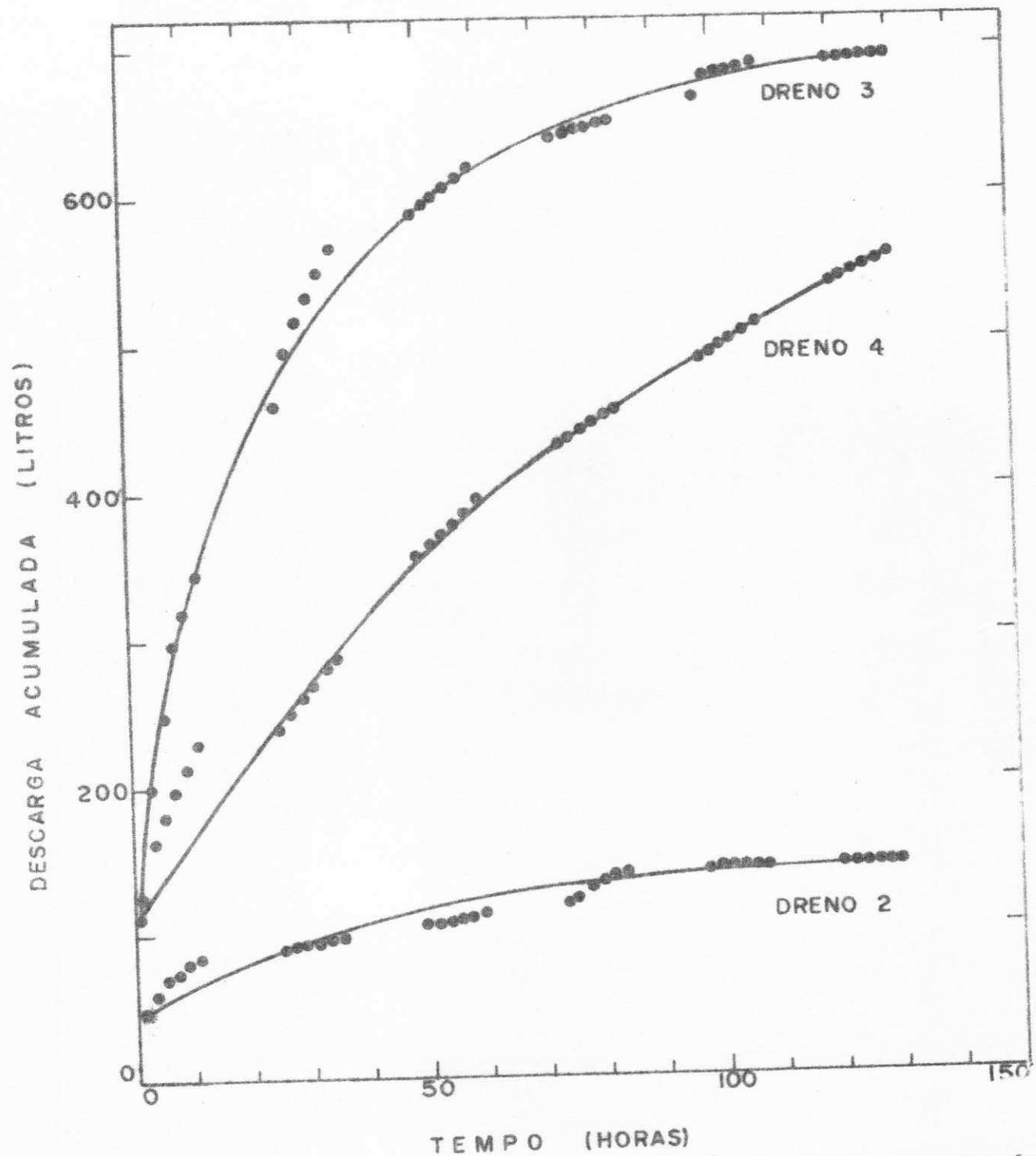


Figura 22 - Descarga acumulada em função do tempo para os drenos 2, 3 e 4 no Campo Piloto

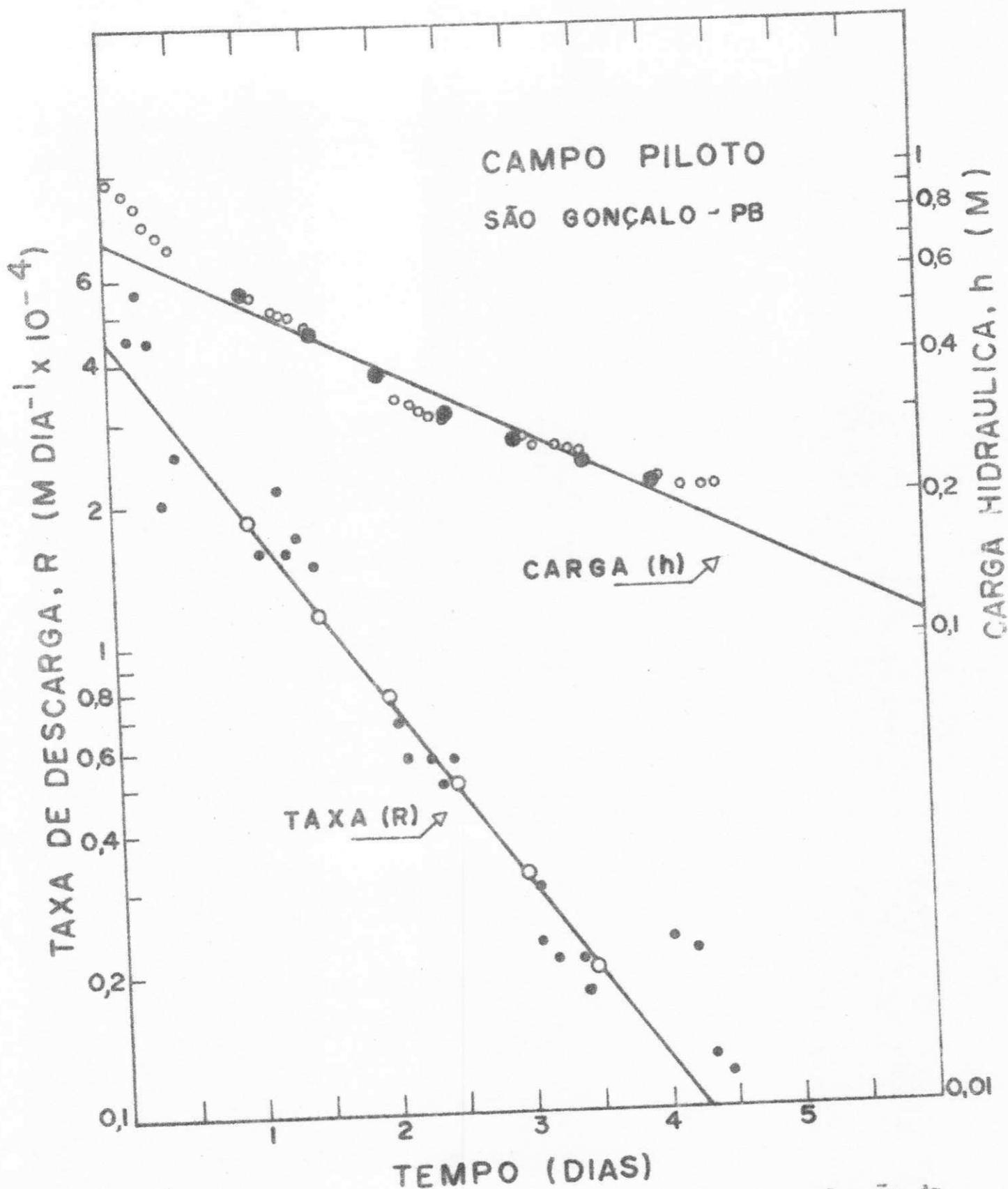


Figura 23 - Taxa de descarga e carga hidráulica em função do tempo num gráfico mono logaritmico

$$\frac{R_{t_2}}{R_{t_1}} = \frac{h_{t_2}}{h_{t_1}} = \exp \{-\alpha(t_2 - t_1)\} \quad (61)$$

Na equação (60) tem-se incluído o valor  $d$  de Hooghdout no lugar de  $D$  para levar em conta a resistência radial ao fluxo perto do dreno. Mediante o gráfico da Figura 23, pode-se obter o parâmetro conhecido como fator de intensidade de drenagem  $\alpha$ . O fator  $\alpha$  é a declividade da reta, considerando-se que a equação (61), também pode ser descrita como:

$$R_t = R_0 e^{-\alpha t} \quad \text{e} \quad h_t = h_0 e^{-\alpha t} \quad (62)$$

ou:

$$\ln R_t = \ln R_0 - \alpha t \quad \text{e} \quad \ln h_t = \ln h_0 - \alpha t \quad (63)$$

A equação (63) é a relação da reta da Figura 23 onde  $\ln R_0$  e  $\ln h_0$  são as intersecções na ordenada, e  $\alpha$  é a declividade das retas. O fator pode ser obtido graficamente resultando ser  $\alpha = 2,3 \tan \theta$ , sendo  $\theta$  o ângulo da reta com respeito a horizontal.

Da análise matemática se deduz que o valor de  $\alpha$  deve ser idêntico, seja usando a informação da taxa de descarga ou de carga hidráulica, o que implica que ambas as retas devem ser paralelas. As retas da Figura 23 não são paralelas sendo isto observado nos três testes executados, o que dificulta o cálculo de  $\alpha$ . A melhor forma de calcular  $\alpha$  é tomar um ciclo completo de logarítmo, resultando  $\tan \theta = 1/(t_2 - t_1)$ . Usando os dados de descarga obtem-se que  $\tan \theta = 1/2,6 = 0,38$  dias<sup>-1</sup>, e  $\alpha = 2,3 \tan \theta = 2,3 \times 0,38 = 0,87$  dias<sup>-1</sup>. Usando os dados de carga hidráulica obtem-se um valor de  $\alpha$  igual a  $0,32$  dias<sup>-1</sup>. A falta de concordância dos valores de  $\alpha$  deve-se principalmente a grande heterogeneidade dos perfis de solo da área estudada.

Considerando a natureza do processo, o valor mais adequado é calculado através dos dados de vazões, já que os valores de carga hidráulica estão mais sujeitos a erros devido a estratificação do perfil. Da inspeção dos valores de carga hidráulica, é provável que ainda usando uma média dos 6 poços em torno do dreno  $D_3$  (Figura 9), haja defasagem em relação a vazão de descarga devido a variação da condutividade hidráulica das diferentes camadas.

Na Figura 24 mostra-se a relação entre a taxa de descarga e carga hidráulica. Os círculos indicam valores tomados das curvas da Figura 21. Este gráfico é muito importante porque permite calcular a condutividade hidráulica, e também dá informação sobre o fluxo da água na posição dos drenos.

Analisando o fluxo da água para os drenos com uma situação de fluxo permanente obtém-se uma relação conhecida como fórmula de Hooghoudt (Dieleman e Trafford, 1976) a qual em forma simplificada pode ser escrita como  $R = Ah + Bh^2$ . O primeiro termo indica a contribuição de água das camadas abaixo dos drenos, e o segundo termo a contribuição das camadas acima dos drenos. Por inspeção da relação gráfica entre  $R$  e  $h$ , é possível definir a contribuição do fluxo. Para este caso, a relação é predominantemente reta, indicando assim que a maior componente do fluxo para os drenos foi da camada abaixo deles. Somente para cargas hidráulicas expressivas no início do teste, houve uma contribuição das camadas acima dos drenos como indica a tendência para altos valores de  $h$ .

A informação da Figura 24 permite ainda calcular a transmissividade do extrato transmissor de água. Como foi evidenciado, a relação entre  $R$  e  $h$  é da forma  $R = Ah$ , linha reta, sendo que  $A = 8 Kd/L^2$ , o coeficiente do primeiro termo da fórmula de Hooghoudt (Dieleman e Trafford, 1976), ou a declividade da reta. Desta forma obtemos que  $R/h = 8 Kd/L^2$ , ou  $Kd = (R/h) (L^2/8)$ , onde  $d$  é o estrato equivalente de Hooghoudt, e  $(R/h)$  é obtido da Figura 24. Também pode se obter o valor de

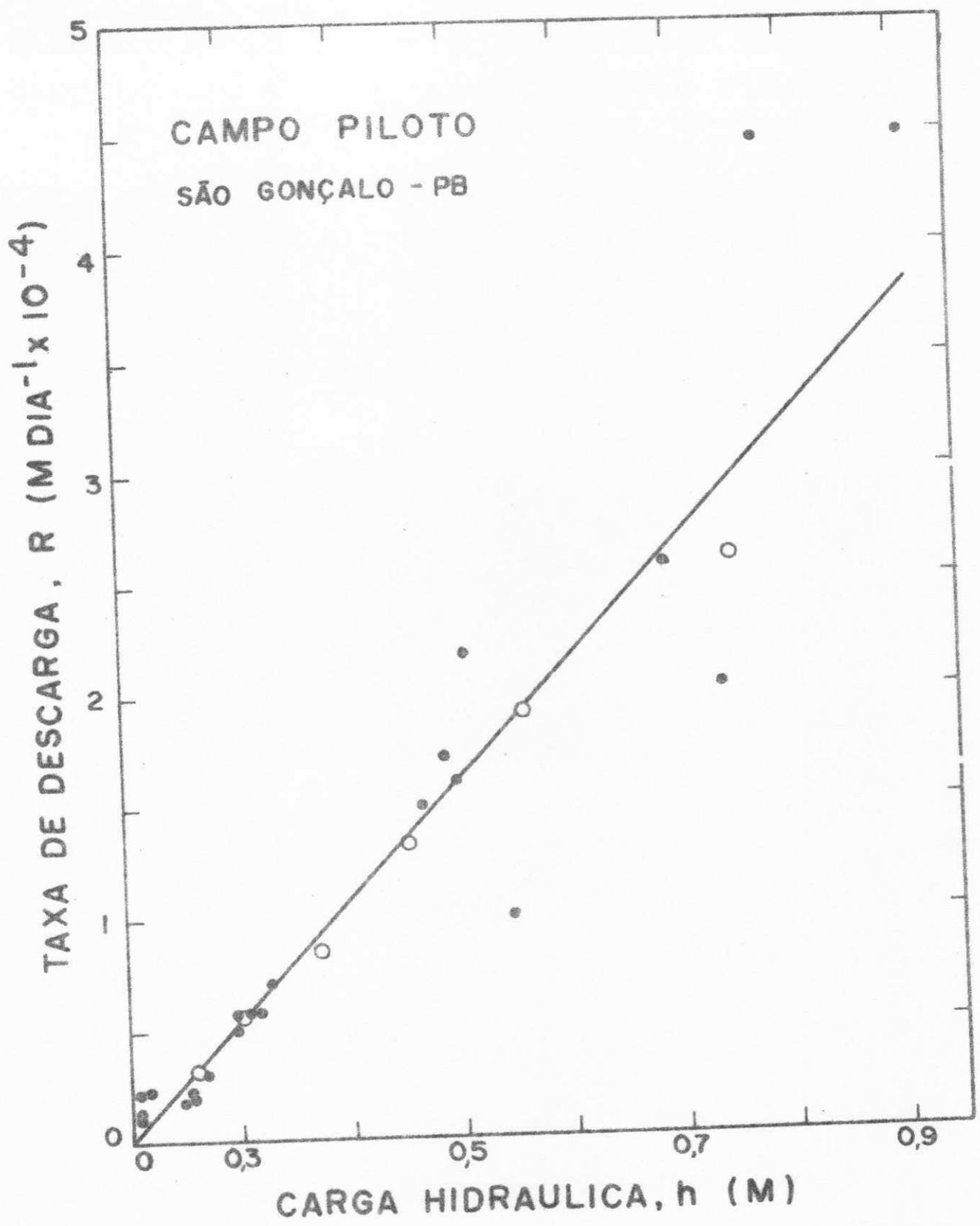


Figura 24 - Taxa de descarga do dreno subterrâneo em função da carga hidráulica medida em pontos médios entre drenos

Kd usando a relação (43), a qual difere da situação de fluxo permanente no fator 2π no lugar de 8. Da Figura 24 obtem-se  $R/h = 5,33 \times 10^{-4}$ , e usando-se a equação (43) obtem-se  $Kd = 0,023 \text{ m}^2 \text{ dia}^{-1}$ . Uma inspeção do perfil do solo indicou que a profundidade da camada impermeável encontra-se entre 1 e 3 m, e portanto, o estrato equivalente é 0,8 a 2,15m. Usando estes valores obtem-se K entre 0,015 e 0,04m  $\text{dia}^{-1}$ . Estes valores de K são consideravelmente menores que os valores representativos obtidos pelos métodos tradicionais usados.

$$\text{Usando a equação, } \alpha = \frac{\pi^2 K D}{VL^2} \text{ (fator de intensidade de drenagem, dias}^{-1}\text{)}$$

pode-se calcular a porosidade efetiva das camadas transmissoras. Feito os cálculos obtem-se um valor em torno de 0,004 o qual está longe dos valores representativos em solos. A porosidade efetiva, de acordo com a relação empírica  $V = K^{1/2}$ , onde K é dado em  $\text{m dia}^{-1}$ , é 0,32 - 0,45 quando se usam valores de  $K = 0,1 - 0,2 \text{ m dia}^{-1}$  como obtidos através de métodos tradicionais empregados. O anterior está indicando que os valores  $\alpha$ , Kd ou R/h não correspondem com os valores normais reais das condições de descarga, e que a análise como fluxo não permanente não descreve adequadamente a descarga da área de testes.

Uma análise sob as condições de fluxo permanente dá outro tipo de informação. Na Figura 25 mostra-se a relação entre R/h para a mesma série de dados anteriormente discutidos. Novamente, usando a fórmula simplificada de Hooghoudt  $R = Ah + Bh^2$  obtemos que  $R/h = A + Bh$ , relação que descreve a reta da Figura 25. O coeficiente  $B = 4 K/L^2$  (Dieleman e Trafford, 1976) sendo igual a declividade da relação. No caso da Figura 24  $B = 7,54 \times 10^{-4} \text{ m dia}^{-1}$ , obtendo-se  $K = 7,54 \times 10^{-4} \times 20^2/4 = 0,075 \text{ m dia}^{-1}$ , valor este mais próximo aos valores obtidos pelos métodos tradicionais usados.

Da análise anterior deduz-se que o método de descarga de drenos dá informação valiosa das condições de fluxo

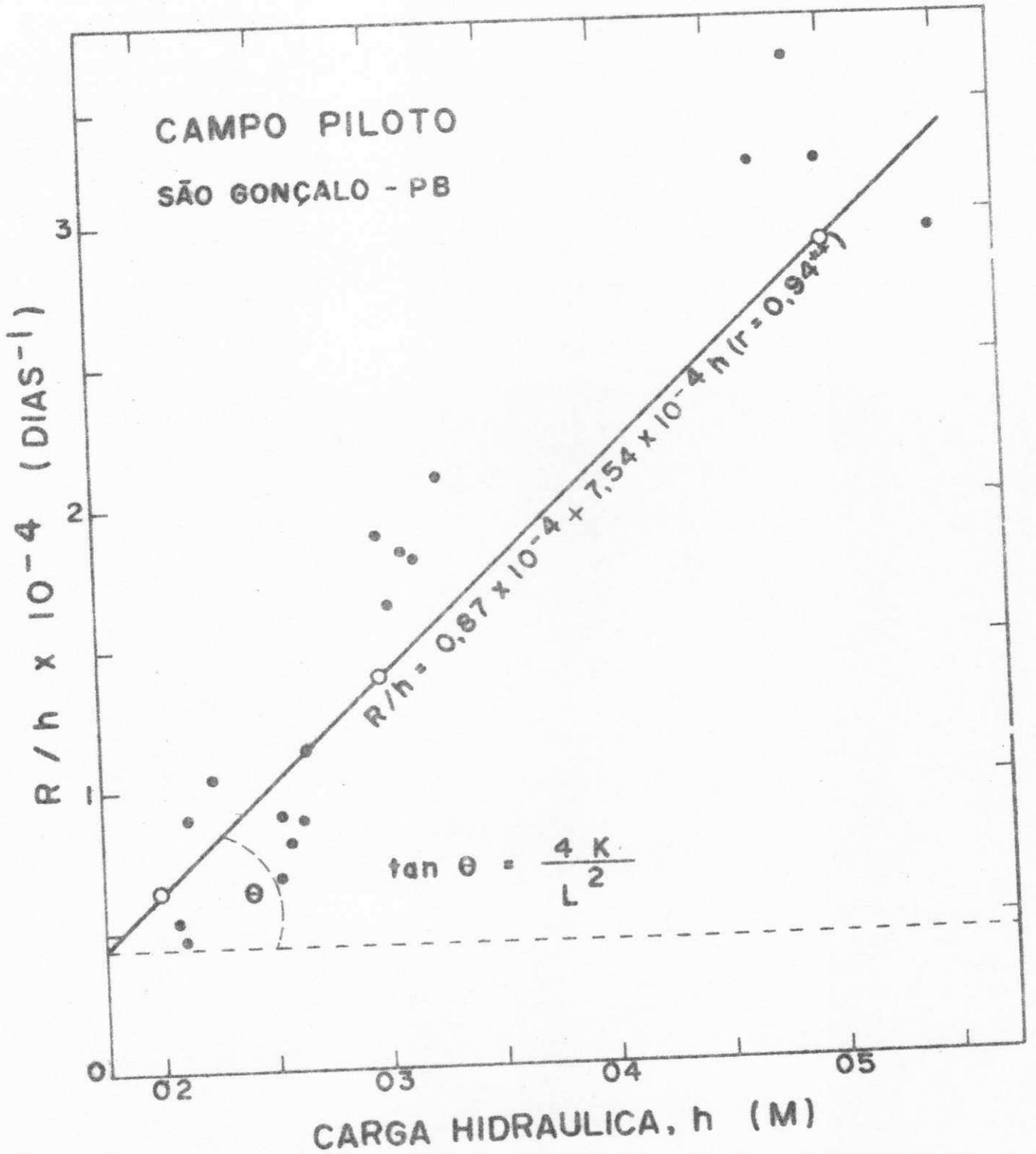


Figura 25 - Relação R/h em função da Carga Hidráulica

de água para os drenos. Contudo observa-se que sua aplicação no caso de solos aluviais muito estratificados apresenta várias in consistências com os dados obtidos sendo necessário realizar es tudos mais detalhados, a fim de obter informações sob diferentes condições de fluxo permanente e não permanente para definir as características da descarga e assim definir a metodologia mais apropriada para a análise dos resultados. Além dos trabalhos em condições de campo, pode ser de utilidade fazer pesquisas em condições controladas usando modelos reduzidos.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os resultados obtidos no presente trabalho permitem indicar as seguintes conclusões e recomendações:

- 1 - Verificou-se uma grande variação espacial horizontal e vertical das propriedades hidráulicas do solo na área estudada.
- 2 - Verificou-se uma baixa correlação entre os valores de condutividade hidráulica obtida pelos métodos da infiltração básica, do piezômetro e do poço.
- 3 - Os dados de condutividade hidráulica obtidos pelos diferentes métodos obedeceram a uma distribuição logaritmica normal.
- 4 - O melhor método de análise dos resultados de condutividade

hidráulica (K) de solos aluviais é através do cálculo de probabilidade de ocorrência, verificando-se que os valores representativos correspondentes a 50% de probabilidade obtidos pelos diferentes métodos para determinar K foram da mesma magnitude.

- 5 - Considerando que os métodos de determinação fornecem valores de K que representam diferentes camadas do perfil, sua representatividade pode ser obtida através da variabilidade horizontal do solo.
- 6 - Nos testes de descarga de água dos drenos subterrâneos verificou-se que a maior contribuição ao fluxo de água para os drenos provém das camadas por baixo da localização dos drenos.
- 7 - A expressão de Glover-Dumm para fluxo não permanente não caracterizou adequadamente as propriedades hidráulicas da área efetiva de fluxo, sendo que a análise pela equação de Hooghoudt para fluxo permanente proporcionou valores de K próximos aos obtidos pelos outros métodos de campo.
- 8 - Devido à grande heterogeneidade dos perfis de solos aluviais, recomenda-se realizar um maior número de testes de descarga de drenos com condições variáveis de recarga para definir o melhor procedimento de análise dos resultados.
- 9 - Em solos aluviais muito estratificados, como no caso do presente estudo, recomenda-se a utilização do método do poço para determinar a condutividade hidráulica por fornecer dados de uma maior parte do perfil.

## B I B L I O G R A F I A

- BOERSMA, L. Field measurement of hydraulic conductivity below a water table. In Black C.A. et alii ed. Methods of soil analysis, Part 1. Physical and mineralogical properties, including statistics of measurement and sampling. Madison, American Society of Agronomy. 1965a p. 222-223.
- BOERSMA, L. Field measurement of hydraulic conductivity above a water table. In Black, C.A. et alii ed., Methods of soil analysis. Part 1. Physical and mineralogical properties including statistics of measurement and sampling. Madison, American Society of Agronomy. 1965b. p. 234-252.
- BOUWER, H. &, JACKSON, R.D. Determining soil properties. In Van Schilfgaardes, J. ed. Drainage for agriculture. Madison, Wisconsin, American Society of Agronomy. 1974. p. 611-672.
- CARSLAW, H.S. & JAEGER, J.C. Conduction of heat in solids. Oxford University Press, 2nd ed., 1959. 510 p.
- CHILDS, E.C. & YOUNGS, E.G. The nature of the drain channel as a factor in the design of a land system. J. Soil Sci. 9(2) : 316-331. 1958.
- DAY, PAUL R. Particle fractionation and particle-size analysis. In Black, C.A. et alii ed., Methods of soil analysis, Part 1. Physical and mineralogical properties including statistics

- of measurement and sampling. Madison, American Society of Agronomy. 1965. p. 545-567.
- DIELEMAN, P.J. Deriving soil hydrological constants from field drainage tests, In IILRI ed. Drainage principles and applications. Holland, International Institute for Land Reclamation and Improvement (IILRI), v. 3, 1973. p. 320-350.
- DIELEMAN, P.J. & RIDDER, N.A. de. Elementary groundwater hydraulics. In IILRI ed. Drainage principles and application. Holland, International Institute for Land Reclamation and Improvement (IILRI), v. 1, 1973. p. 153-199.
- DIELEMAN, P.J. & TRAFFORD, B.D. Drainage testing. Roma, FAO, 1976, 172 p. (Irrigation and drainage paper 28).
- DUMM, L.D. & WINGER, R.J. Subsurface drainage system design for irrigated area using transient-flow concept. Amer. Soc. Agr. Eng. Trans. 7(2): 147- 151. 1964.
- HAISE, H. et alii. The use of cylinder infiltrometers to determine the intake characteristics of irrigated soil. Washington, D.C., USDA 1956. 10 p.) ARS 41-7).
- HIDROSERVICE, Engenharia de Projeto LTDA. Recuperação hidroagrícola da Bacia de Irrigação de São Gonçalo. Levantamento de talhado de solos. São Paulo, 1970. v. 1, 180 p.
- HIDROSERVICE, Engenharia de Projetos LTDA. Recuperação hidroagrícola da Bacia de Irrigação de São Gonçalo. Estudos Básicos para irrigação e drenagem. São Paulo, 1970. v. 3, 72 p.
- JACKSON, M.L. Soil chemical analysis. Englewood Chiffs, N.J. Prentice-Hall, 1960. 498 p.
- KLUTE, A. Laboratory measurement of hydraulic conductivity of saturated soil. In: Black, C.A., ed. Methods of soil analysis. Parte 1. Madison, American Society of Agronomy, 1965. p. 210-221.
- KIRKHAM, DON. Proposed method for field measurement of permeability of soil below the water table. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 10: 58-68. 1946.
- KIRKHAM, D.S., TOKSOZ VAN DER PLOEG, R.R. Steady flow to drains and wells, In J. Van Schilfgaarde ed. Drainage for agriculture. Madison, American Society of Agronomy, 1974. p. 203-244. (Agronomy Série 17).
- LUTHIN, J.N. Measurement of hydraulic conductivity in situ. General description of method and theory. In Luthin. J.N. ed. Drainage of agricultural lands. Madison, Wisconsin, American Society of Agronomy, 1957. p. 420-445.

- LUTHIN, J.N. & KIRKHAM, DON. A piezometer method for measuring permeability of soil in site below a water table. *Soil Sci.* 68: 349-358. 1949.
- MAALAND, M. Measurement of hydraulic conductivity by the auger method in anisotropic soil. *Soil Sci.* 81:379-388. 1956.
- MAALAND, M. Soil anisotropy and land drainage. In J.N. Luthin ed. *Drainage of agricultural lands*, Madison, American Society of Agronomy, 1957. p. 216-285.
- MILLAR, AGUSTIN A. *Drenagem de terras agrícolas*. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil Ltda., 1977. 308 p. (em prelo)
- PERRIER, E.R., A.J. MACKENZIE, L.B. GRASS, & H.H. SHULL. Performance of a tile drainage system. An evaluation of a tile design and management. *Amer. Soc. Agr. Trans.* 15(3): 440-444. 1972.
- PALACIOS VELEZ, OSCAR. Apuntes sobre algunos problemas de drenaje y ensalitramiento de terrenos agrícolas. Chapingo, México, Escuela Nacional de Agricultura, Colégio de Pós-Graduados, 1969. 244 p. (Série de Apuntes nº 14).
- REEVE, R.C. & KIRKHAM, D. Soil anisotropy and some field methods for measuring permeability. *Trans. Amer. Geophys. Union* 32: 582-590. 1951.
- RICHARDS, L.A. et alii. Diagnóstico e rehabilitación de suelos salinos e sódicos, USDA, 1954. 172 p. (Manual de Agricultura nº 60).
- RODAS, ABRAHAM. Determinación de la conductividad hidráulica en muestra de suelo inalterados. Lima, Peru, Centro de Drenaje y Recuperación de Tierras (CENDRET), 1970. 118 p.
- RAADSMA, S. Current drainage practices in flat areas of humid regions in Europe. In J. Van Schilfgaards ed. *Drainage for Agriculture*. Madison, American Society of Agronomy, 1974. p. 115-143. (Agronomy Serie 17).
- VAN BAVEL, C.H.M. & KIRKHAM, D. Field measurement of soil permeability using auger holes. *Soil Sci. Soc. Amer. Proc.* 13:90-96. 1949.
- VAN BEERS, W.F.J. The auger hole method. A field measurement of the hydraulic conductivity of soil below the water table. Wageningen, the Netherlands, International Institute for land Reclamation and Improvement. 1963. 32 p. (Bulletin 1).
- VAN SCHILFGAARD, J. Nonsteady flow to drains. In J. Van Schilfgaards ed. *Drainage for agriculture*. Madison, American Socie

ty of Agronomy, 1974 p. 245-270 (Agronomy Serie 17).

WESSELING, J. Subsurface flow into drains. In IILRI ed. Drainage principles and applications, Holland, International Institute for Land Reclamation and Improvement (IILRI), V. 2, 1973 p. 2-56.

WESSELING, J. Theories of field drainage and watershed runoff. 8. Subsurface flow into drains. Wageningen, Holanda, IILRI, 1973 V. 2. pp. 2-56. (Publication 16).

APENDICE

QUADRO 1. Descrição do Perfil nº 1 da área do Campo Piloto.

Data: 02.09.76

Classificação	- Aluvião
Unidade	- Aluvião de textura leve
Localização	- Estado da Paraíba, Projeto São Gonçalo, no Campo Piloto de Testes de Drenagem - Parcela: 1-G <sub>0</sub> D <sub>2</sub> .
Situação e Declive	- Trincheira aberta no Campo Piloto de Testes, com 0,1 a 0,3% de declive.
Altitude	- 220 m.
Litologia e Formação Geológica	- Haloceno.
Material originário	- Sedimentos fluviais.
Relevo	- Plano
Erosão	- Laminar ligeira.
Vegetação local	- Pimenta braba.

Descrição do Perfil

I Camada	- 0-10cm, bruno (10YR 4/3, seco), bruno amarelado escuro (10YR 3/4, úmido); barro arenoso; forte pequenos blocos angulares; muito duro, firme não plástico não pegajoso; transição ondulada e clara; pH 6,7
II Camada	- 10-35cm, bruno amarelado (10YR 5/6, seco); bruno amarelado (10YR 5/4, úmido); barro arenoso; forte média blocos angulares; muito firme, muito duro, ligeiramente plástico, ligeiramente pegajoso; transição ondulada e clara; pH 8,6.
III Camada	- 35-65cm, bruno amarelo escuro (10YR 4/4 úmido); barro argiloso arenoso; moderada média prismática; ligeiramente plástica; ligeiramente pegajoso; transição ondulada e gradual; pH 9,4.
IV Camada	- 65-95cm, bruno amarelado (10YR 5/6, úmido); barro argilo arenoso; moderada média prismática; plástico pegajoso; transição ondulada e gradual; pH 9,3.
V Camada	- 95-125cm <sup>+</sup> , bruno amarelo escuro (10YR 4/4,

úmido); barro argiloso; plástico e pegajoso; transição ondulada e gradual; pH 9,0.

Raízes

- Poucas até 30cm, escassas abaixo.

Observações

- Perfil bastante úmido abaixo de 70cm; lençol freático a 125cm; de 65-125cm, mosqueado amarelo acre distinto médio muito.

QUADRO 2. Descrição do Perfil nº 2 da área do Campo Piloto.

Data: 02.09.76

Classificação	- Aluvião
Unidade	- Aluvião de textura leve
Localização	- Estado da Paraíba, Projeto São Gonçalo, Campo Piloto de Testes de Drenagem - Parcela 5-G <sub>4</sub> D <sub>2</sub> .
Situação e Declive	- Trincheira aberta no Campo Piloto de Testes, com 0,1 a 0,2% de declive.
Altitude	- 220 m.
Litologia e formação Geológica	- Holoceno.
Material originário	- Sedimentos fluviais
Relevo	- Plano
Erosão	- Laminar ligeira
Drenagem	- Lenta
Vegetação local	- Pimentas brabas, leiteira.

Descrição do Perfil

I Camada	- 0-20cm, bruno amarelado escuro (10YR 4/4, seco), bruno amarelado escuro (10YR 3/4, úmido); barro arenoso; moderada grande blocos angulares; ligeiramente duro, firme não plástico, não pegajoso, transição clara e irregular; pH 7,0.
II Camada	- 20-35cm, bruno (10YR 4/3, seco), bruno escuro (10YR 3/3, úmido); barro arenoso; moderada grande blocos angulares; duro, firme, não plástico, não pegajoso; transição clara irregular; pH 7,1.
III Camada	- 35-57cm, cinzento claro (10YR 7/2, seco)bruno (10YR 5/, úmido); areia barrenta; massiva, muito pequena granular; solta, não plástico, não pegajoso; transição abrupta irregular; pH 7,9.
IV Camada	- 57-85cm, bruno acinzentado escuro (10YR 4/2, úmido), barro arenoso; moderada grande blocos angulares; não plástico, não pegajoso; transição abrupta irregular; pH 7,9.

- V Camada - 85-110cm, bruno (10YR 4/3, úmido); barro arenoso; fraca grande blocos sub-angulares; não plástico, não pegajoso; transição ondulada e gradual; pH 9,1.
- VI Camada - 110-140cm, bruno acinzentado muito escuro (10 YR 3/2, úmido); barro; fraca média blocos sub-angulares; plástico e pegajoso; transição ondulada difusa; pH 9,0.
- Raízes - muitas até 35cm, raras abaixo.
- Observações - De 35-57cm, camada com areia lavada; mosqueado amarelo acre e concreções de ferro e manganês na camada de 110-140cm; lençol freático presente a 1,40m.

QUADRO 3. Descrição do Perfil nº 3 da área do Campo Piloto.

Data: 14.09.76

Classificação	- Aluvião
Unidade	- Aluvião de textura leve
Localização	- Estado da Paraíba, Projeto São Gonçalo, Campo Piloto de Testes de Drenagem - Parcela: 12 - G <sub>1</sub> D <sub>4</sub>
Situação e Declive	- Trincheira aberta no Campo Piloto de Testes, com 0,1 a 0,2% de declive.
Altitude	- 220m
Litologia e Formação Geológica	- Holoceno
Material originário	- Sedimentos fluviais
Relevo	- Plano
Erosão	- Laminar ligeira
Drenagem	- Lenta
Vegetação local	- Pimenta braba, leiteira

Descrição do Perfil

I Camada	- 0-15cm, bruno claro acinzentado (10YR 6/3, seco), bruno amarelado (10YR 5/4, úmido); barro arenoso, fraca média blocos sub-angulares; muito duro, friável, não plástico, não pegajoso; transição ondulada e clara; pH 7,3.
II Camada	- 15-27cm, amarelo brumado (10YR 6/6 seco); bruno amarelado (10YR 5/6, úmido); barro arenoso, moderado médio blocos angulares, muito duro, friável, não plástico, ligeiramente pegajoso; transição ondulada e clara; pH 7,9
III Camada	- 27-50cm, bruno amarelado (10YR 5/6, seco) bruno amarelado claro (10YR 6/4, úmido); barro argilo arenoso; moderada grande blocos angulares; muito duro, muito firme, não plástico, ligeiramente pegajoso; transição ondulada e gradual; pH 9,0.
IV Camada	- 50-85cm, bruno amarelado escuro (10YR 4/4, úmido); barro argilo arenoso; forte grande blocos angulares; muito duro, muito firme, plástico pegajoso; transição ondulada cla-

- ra; pH 9,4.
- V Camada - 85-125cm<sup>+</sup>, bruno amarelado escuro (10YR 4/4, úmido); areia barrenta; massiva muito pequena blocos sub-angulares, solta, não plástico, não pegajoso; transição ondulada e gradual; pH 9,6.
- Raízes - Muitas até 15cm, raras abaixo.
- Observações - Presença do lençol freático a 130cm; de 27 a 50cm, mosqueado amarelo ocre distinto, comum, médio. Concreções de ferro e manganês abundantes. Pontuações de gesso. De 50 a 85cm camada impermeável (slike side). De 85 a 125cm, camada bastante permeável.

QUADRO 4. Descrição do Perfil nº 4 da área do Campo Piloto.

Data: 14.09.76

Classificação	- Aluvião
Unidade	- Aluvião de textura leve
Localização	- Estado da Paraíba, Projeto São Gonçalo, Campo Piloto de Testes de Drenagem - Parcela 14-G <sub>4</sub> D <sub>4</sub>
Situação e declive	- Trincheira aberta no Campo Piloto de Testes com 0,1 a 0,2% de declive.
Altitude	- 220m
Litologia e Formação Geológica	- Holoceno
Material originário	- Sedimentos fluviais
Relevo	- Plano
Erosão	- Laminar ligeira
Drenagem	- Lenta
Vegetação local	- Pimenta braba, leiteira.

Descrição do Perfil

I Camada	- 0-14cm, bruno (10YR 4/3, seco), bruno amarelado escuro (10YR 4/4, úmido); barro arenoso moderada média blocos sub-angulares; duro, muito friável, não plástico, não pegajoso; transição ondulada e clara; pH 7,3.
II Camada	- 14-40cm, bruno claro zcinentado (10YR 6/3, seco), bruno amarelado (10YR 5/4, úmido); barro arenoso; forte média blocos angulares, duro, firme, não plástico, não pegajoso, transição ondulada e clara; pH 8,4.
III Camada	- 40-70cm, bruno amarelado (10YR 5/6, seco), bruno amarelado (10YR 5/8, úmido); barro arenoso; forte média blocos angulares; duro, firme, não plástico, não pegajoso; transição ondulante e clara; pH 9,1.
IV Camada	- 70-90cm, bruno amarelado escuro (10YR 4/4, úmido); barro arenoso; forte média blocos angulares; duro, firme, ligeiramente plástico, ligeiramente pegajoso; transição ondulada e clara; pH 9,6.

- V Camada - 90-110cm<sup>+</sup>, bruno (10YR 4/3, úmido); barro argiloso; moderada média blocos angulares; duro, firme, plástico e pegajoso; transição ondulada e clara; pH 9,6.
- Raízes - Muitas até 20cm, raras abaixo.
- Observações - Lençol freático a 110cm;  
De 90 a 110cm muito mosqueado e concreções de ferro e manganês.

QUADRO 5. Descrição do Perfil nº 5 da área do Campo Piloto.

Data: 15.09.76

Classificação	- Aluvião
Unidade	- Aluvião de textura leve
Localização	- Estado da Paraíba, Projeto São Gonçalo, Campo Piloto de Testes de Drenagem com 0,1 a 0,2% de declive
Altitude	- 220m
Litologia e Formação Geológica	- Holoceno
Material originário	- Sedimentos fluviais
Relevo	- Plano
Erosão	- Laminar ligeira
Drenagem	- Lenta
Vegetação local	- Pimenta braba, leiteira

Descrição do Perfil

- I Camada - 0-16cm, bruno claro acinzentado (10YR 8/4, seco), bruno amarelado escuro (10YR 4/4, úmido); barro arenoso; moderada grande blocos angulares; ligeiramente duro, friável, não plástico, não pegajoso; transição ondulada clara; pH 7,4.
- II Camada - 16-35cm, bruno muito claro acinzentado (10YR 8/4, seco), bruno amarelado (10YR 5/6, úmido); areia barrenta; massiva média blocos angulares; solta, muito friável, não plástico, não pegajoso; transição ondulada clara; pH 7,7.
- III Camada - 35-70cm, bruno amarelado claro (10YR 6/4, seco), bruno amarelado (10YR 5/4, úmido); barro arenoso; forte grande blocos angulares; duro, friável, ligeiramente pegajoso; transição ondulada e clara; pH 8,5.
- IV Camada - 70-108cm, bruno claro acinzentado (10YR 6/3 seco), bruno (10YR 5/3, úmido); barro argiloso arenoso; forte média blocos angulares; duro, friável, ligeiramente pegajoso; transição ondulada gradual; pH 9,2.

- V Camada - 108-138cm<sup>+</sup>, bruno (10YR 4/3, úmido); barro argilo arenoso; plástico e pegajoso; transiçãõ ondulada gradual.
- Raízes - Muitas até 16cm, raras abaixo.
- Observações - Lençol freático a 140cm;  
De 0 a 35cm, apresenta-se bastante gesso exposto, gessagens efetuadas na área.

QUADRO 6. Descrição do Perfil nº 6 da área do Campo Piloto.

Data: 15.09.76

Classificação	- Aluvião
Unidade	- Aluvião de textura leve
Localização	- Estado da Paraíba, Projeto São Gonçalo, Campo de Testes de Drenagem - Parcela: 25-G <sub>0</sub> D <sub>6</sub>
Situação e declive	- Trincheira abertano Campo Piloto de Testes,
Altitude	- 220m
Litologia e Formação Geológica	- Holoceno
Material originário	- Sedimentos fluviais
Relevo	- Plano
Erosão	- Laminar ligeira
Drenagem	- Lenta
Vegetação local	- Pimenta braba, leiteira

Descrição do Perfil

I Camada	- 0-10cm, bruno claro acinzentado (10YR 6/3, seco), bruno amarelado escuro (10YR 4/4, úmido); barro arenoso; fraca pequena blocos angulares; macia, friável, não plástico, não pegajoso; transição ondulada clara; pH 7,0.
II Camada	- 10-30cm, bruno amarelado claro (10YR 6/4, seco), bruno acinzentado escuro (10YR 4/2, úmido); barro arenoso; forte média blocos angulares; ligeiramente duro, friável, não plástico, não pegajoso; transição clara; pH 7,8.
III Camada	- 30-58cm, amarelo brunado (10YR 6/6, seco), bruno amarelado (10YR 5/6, úmido); barro arenoso; forte grande blocos angulares; ligeiramente duro, friável, não plástico, não pegajoso; transição ondulada clara; pH 9,8.
IV Camada	- 58-87cm, bruno amarelado claro (10YR 6/4, seco), bruno amarelado (10YR 5/6, úmido); barro arenoso; forte grande blocos angulares; duro, muito firme plástico e pegajoso; transição ondulada gradual; pH 10,0.

- V Camada - 87-120cm, bruno (10YR 4/3, úmido); barro ar-  
gilo arenoso; forte grande blocos angulares; duro, muito firme, plástico e pegajoso; tran-  
sição ondulada gradual; pH 9,6.
- VI Camada - 120-145cm<sup>+</sup>, bruno amarelado escuro (10YR  
4/4, úmido); barro; plástico e pegajoso  
transição ondulada gradual; pH 9,4.
- Raízes - Muitas até 10cm, poucas até 30cm, raras a-  
baixo.
- Observações - De 30 a 58cm, camada endurecida.  
De 58 a 87cm, bastante mosqueado e concre-  
ções.  
Lençol freático ausente.

QUADRO 7. Características físico-hídricas do Perfil nº 1 da área do Campo Piloto.

CAMADA	ESPESSURA (cm)	AREIA %	SILTE %	ARGILA %	ARGILA NATURAL %	ÍNDICE ESTRUTURA %	CLASSIFICA ÇÃO TEXTU- RAL
I	10	71	16	13	4	69	SL
II	25	73	14	13	13	0	SL
III	30	30	66	14	20	15	SCL
IV	30	49	26	25	23	8	SCL
V	30	32	39	29	28	3	CL

CAMADA	MASSA ESPECÍFICA		POROSIDADE	UMIDADE	UMIDADE	ÁGUA ÚTIL	VOLUME SEDIMENTA- ÇÃO (ml)
	REAL	APARENTE		a 15 atm.	a 1/3 atm		
I	2,67	1,53	43	4,56	13,31	8,75	17
II	2,69	1,57	42	5,45	18,80	13,35	33
III	2,78	1,53	45	4,56	26,32	16,76	132
IV	2,67	1,48	45	13,42	35,25	21,83	138
V	2,73	1,48	46	21,15	42,73	21,58	102

HEPH / BIBLIOTECA / PRAI

QUADRO 8. Características físico-hídricas do Perfil nº 2 da área do Campo Piloto.

CAMADA	ESPESSURA (cm)	AREIA %	SILTE %	ARGILA %	ARGILA NATURAL %	ÍNDICE ESTRUTURA %	CLASSIFICAÇÃO TEXTURAL
I	20	73	15	12	11	8	SL
II	15	76	17	7	3	57	SL
III	22	88	10	2	1	50	LS
IV	28	76	11	13	8	38	SL
V	15	78	5	17	16	6	SL
VI	30	40	37	23	21	9	L

CAMADA	MASSA ESPECÍFICA		POROSIDADE	UMIDADE	UMIDADE	ÁGUA ÚTIL	VOLUME SEDIMENTAÇÃO (ml)
	REAL	APARENTE		a 15 atm.	a 1/3 atm		
I	2,73	1,56	43	4,24	11,98	7,74	16
II	2,69	1,64	39	3,42	10,59	7,17	16
III	2,69	1,77	34	1,15	4,44	3,29	13
IV	2,71	1,64	39	4,95	12,28	7,33	17
V	2,68	1,53	43	7,29	19,23	11,94	32
VI	2,76	1,53	45	6,32	14,58	8,26	31

QUADRO 9. Características físico-hídricas do Perfil Nº 3 da área do Campo Piloto.

CAMADA	ESPESSURA (cm)	AREIA %	SILTE %	ARGILA %	ARGILA NATURAL %	ÍNDICE ESTRUTURA %	CLASSIFICA ÇÃO TEXTU- RAL
I	15	69	16	15	4	73	SL
II	12	65	16	19	9	53	SL
III	23	60	20	20	18	10	SCL
IV	35	61	19	20	20	0	SCL
V	40	80	11	9	8	11	LS

CAMADA	MASSA ESPECÍFICA		POROSIDADE	UMIDADE	UMIDADE	ÁGUA ÚTIL	VOLUME SEDIMENTA ÇÃO (ml)
	REAL	APARENTE		a 15 atm.	a 1/3 atm		
I	2,76	1,50	46	6,09	16,32	10,23	18
II	2,78	1,64	41	7,59	23,99	16,40	17
III	2,74	1,60	42	14,15	27,01	12,86	58
IV	2,67	1,60	40	6,29	17,50	11,21	126
V	2,78	1,52	45	4,66	11,20	6,54	54

QUADRO 10. Características físico-hídricas do Perfil nº 4 da área do Campo Piloto.

CAMADA	ESPESSURA (cm)	AREIA %	SILTE %	ARGILA %	ARGILA NATURAL %	ÍNDICE ESTRUTURAL %	CLASSIFICA- ÇÃO TEXTU- RAL
I	14	75	15	10	3	70	SL
II	26	76	11	13	7	46	SL
III	30	78	6	16	16	0	SL
IV	20	77	6	17	17	0	SL
V	20	34	34	32	31	3	CL

CAMADA	MASSA ESPECÍFICA		POROSIDADE	UMIDADE a 15 atm.	UMIDADE a 1/3 atm.	ÁGUA UTIL	VOLUME SEDIMENTAÇÃO (ml)
	REAL	APARENTE					
I	2,71	1,60	41	5,34	13,39	8,05	16
II	2,72	1,59	42	9,32	22,44	13,12	17
III	2,77	1,52	45	10,52	24,52	14,00	86
IV	2,77	1,52	45	27,32	45,12	17,80	72
V	2,69	1,51	44	4,44	9,71	5,27	124

QUADRO 11. Características físico-hídricas do Perfil nº 5 da área do Campo Piloto.

CAMADA	ESPESSURA	AREIA	SILTE	ARGILA	ARGILA	ÍNDICE	CLASSIFICAÇÃO
	(cm)	%	%	%	NATURAL %	ESTRUTURAL %	TEXTURAL
I	16	78	13	9	3	67	SL
II	19	81	14	5	2	60	SL
III	35	71	16	13	12	8	SL
IV	38	65	12	23	16	30	SCL
V	30	62	18	20	19	5	SCL

CAMADA	MASSA ESPECÍFICA		POROSIDADE	UMIDADE	UMIDADE	ÁGUA ÚTIL	VOLUME SEDIMENTAÇÃO (ml)
	REAL	APARENTE		a 15 atm	a 1/3 atm		
I	2,86	1,58	45	2,41	6,77	4,36	16
II	2,76	1,74	37	7,88	26,22	18,34	14
III	2,85	1,57	45	10,48	23,04	12,56	30
IV	2,87	1,57	45	13,23	25,36	12,13	90
V	2,75	1,59	42	4,96	16,50	11,54	136

QUADRO 12. Características físico-hídricas do Perfil nº 6 da área do Campo Piloto.

CAMADA	ESPESSURA	AREIA	SILTE	ARGILA	ARGILA NATURAL	ÍNDICE ESTRUTURA	CLASSIFICAÇÃO TEXTURAL
	(cm)	%	%	%	%	%	
I	10	77	14	8	3	67	SL
II	20	75	13	12	4	67	SL
III	28	71	14	15	15	0	SL
IV	29	64	17	19	19	0	SCL
V	33	57	16	27	27	0	SCL
VI	25	47	29	24	24	0	L

CAMADA	MASSA ESPECÍFICA		POROSIDADE	UMIDADE a 15 atm	UMIDADE a 1/3 atm	ÁGUA ÚTIL	SEDIMENTAÇÃO (ml)
	REAL	APARENTE					
I	2,75	1,50	45	4,55	10,52	5,97	17
II	2,81	1,58	44	5,20	12,26	7,06	18
III	2,55	1,54	40	8,06	24,59	16,53	96
IV	2,89	1,61	44	10,30	26,53	16,23	184
V	2,77	1,55	44	17,60	35,88	18,28	193
VI	2,76	1,49	46	15,44	35,96	20,42	171

QUADRO 13. Características químicas do Perfil nº 1 da área do Campo Piloto

Camada	PH		CE 25°C MMHOS / cm	Complexo Sortivo (em m.e./100g solo)							% V	Al <sup>+++</sup>	% C	MAT. PRG.	ppm P	CLASSI- FICAÇÃO DO SOLO
	H <sub>2</sub> O 1:1	KCL 1 N 1:1		Ca <sup>++</sup>	Mg	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	S	H <sup>+</sup> +Al <sup>++</sup>	T						
I	6,7	5,7	0,67	4,0	1,7	5,52	2,40	13,62	0,82	14,44	94	0,05	0,37	0,64	14,21	SODICO
II	8,6	7,0	1,18	3,1	1,3	4,46	0,72	9,58	0,00	9,58	100	0,00	0,11	0,19	9,79	SODICO
III	9,4	8,0	1,57	1,6	0,8	2,98	0,52	5,90	0,00	5,90	100	0,00	0,11	0,17	13,44	SODICO
IV	9,3	7,9	2,36	3,1	1,0	1,14	0,38	3,82	0,00	3,82	100	0,00	-	-	-	SODICO
V	9,0	7,4	2,36	2,0	1,9	0,22	0,44	4,56	0,00	4,56	100	0,00	-	-	-	NORMAL

QUADRO 14. Características químicas do Perfil nº 2 da área do Campo Piloto

CAMADA	pH		CE 25°C MMHOS / cm	Complexo Sortivo (em m.e./100g solo)							%	Al <sup>+++</sup>	%	MAT. ORG.	ppm P	CLASSI- FICAÇÃO DO SOLO
	H <sub>2</sub> O 1:1	KCL 1 N 1:1		Ca <sup>++</sup>	Mg <sup>++</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	S	H <sup>+</sup> +Al <sup>++</sup>	T						
I	7,0	6,4	2,62	6,9	0,1	0,04	0,42	7,46	0,00	7,46	100	0,00	0,38	0,66	76,80	NORMAL
II	7,1	6,3	1,57	4,2	0,4	0,06	0,34	5,00	0,00	5,00	100	0,00	0,32	0,56	19,40	NORMAL
III	7,5	6,4	0,67	1,2	0,1	0,08	0,20	1,58	0,00	1,58	100	0,00	0,06	0,10	18,34	NORMAL
IV	7,9	6,2	1,18	3,4	1,4	0,32	0,40	5,52	0,00	5,52	100	0,00	-	-	-	NORMAL
V	9,1	7,3	1,57	2,4	2,1	1,44	0,42	6,36	0,00	6,36	100	0,00	-	-	-	SODICO
VI	9,0	7,1	1,18	2,3	2,9	4,62	0,54	10,36	0,00	0,36	100	0,00	-	-	-	SODICO

QUADRO 15. Características químicas do Perfil nº 3 da área do Campo Piloto

CAMADA	pH		CE 25°C MMHOS / cm	Complexo Sortivo (em m.e./100g solo)								% V	m. e. Al <sup>+++</sup>	% C	MAT. ORG.	ppm P	CLASSI- FICAÇÃO DP SOLO
	H <sub>2</sub> O	KCl		Ca <sup>++</sup>	Mg <sup>++</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	S	H <sup>+</sup> +Al <sup>++</sup>	T							
	1:1	1 N 1:1															
I	7,3	6,2	0,78	4,9	1,2	0,20	0,66	6,96	0,00	6,96	100	0,00	0,31	0,54	9,70	NORMAL	
II	7,9	6,5	0,94	5,4	1,2	0,36	0,98	7,94	0,00	7,94	100	0,00	0,19	0,33	7,97	NORMAL	
III	9,0	7,3	1,18	3,1	1,1	1,70	1,10	7,00	0,00	7,00	100	0,00	0,10	0,17	7,39	SODICO	
IV	9,4	7,1	0,94	1,0	0,8	3,48	1,10	6,38	0,00	6,38	100	0,00	0,08	0,14	-	SODICO	
V	9,6	8,3	2,95	0,8	0,1	2,14	0,45	3,49	0,00	3,49	100	0,00	-	-	-	SODICO	

QUADRO 16. Características químicas do Perfil nº 4 da área do Campo Piloto

CAMADA	pH		CE 25°C MMHOS / cm	Complexo Sortivo (em m.e./100g solo)								% V	m. e. Al <sup>+++</sup>	% C	MAT. ORG.	ppm P	CLASSI- FICAÇÃO DO SOLO
	H <sub>2</sub> O 1:1	KCl 1 N 1:1		Ca <sup>++</sup>	Mg <sup>++</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	S	H <sup>+</sup> +Al <sup>++</sup>	T							
I	7,3	6,5	1,18	6,3	0,5	0,04	0,40	7,24	0,00	7,24	100	0,00	0,45	0,78	14,50	NORMAL	
II	8,4	7,0	1,18	6,5	0,8	0,34	0,46	8,10	0,00	8,10	100	0,00	0,10	0,17	8,35	NORMAL	
III	9,1	7,4	2,36	2,7	0,6	2,12	0,38	5,80	0,00	5,80	100	0,00	0,06	0,10	9,79	SODICO	
IV	9,6	7,8	2,77	0,9	0,4	3,36	0,40	5,06	0,00	5,06	100	0,00	-	-	-	SODICO	
V	9,6	8,0	3,14	1,0	0,1	8,40	0,82	10,32	0,00	10,32	100	0,00	-	-	-	SODICO	

QUADRO 17. Características químicas do Perfil nº 5 da área do Campo Piloto

CAMADA	pH		CE 25°C MMHOS / CM	Complexo Sortivo (em m.e./100g solo)							%	m. e, Al <sup>+++</sup>	%	MAT. ORG.	ppm P	CLASSI- FICAÇÃO DO SOLO
	H <sub>2</sub> O	KCl		Ca <sup>++</sup>	Mg <sup>++</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	S	H <sup>+</sup> +Al <sup>++</sup>	T						
	1:1	1 N 1:11														
I	7,4	6,8	2,36	8,3	0,6	0,08	0,33	9,31	0,00	9,31	100	0,00	0,30	0,52	31,68	NORMAL
II	7,7	7,0	2,95	4,7	0,5	0,18	0,19	5,57	0,00	5,57	100	0,00	0,10	0,17	4,70	NORMAL
III	8,5	7,2	3,93	3,5	1,4	1,54	0,39	6,83	0,00	6,83	100	0,00	0,10	0,17	14,50	SODICO
IV	9,2	7,6	4,72	1,1	0,6	3,08	0,36	5,14	0,00	5,14	100	0,00	-	-	-	SAL/SOD
V	9,2	7,6	2,36	1,4	1,0	3,40	0,47	6,27	0,00	6,27	100	0,00	-	-	-	SODICO

QUADRO 18. Características químicas do Perfil nº 6 da área do Campo Piloto

CAMADA	pH		CE 25°C MMHOS / CM	Complexo Sortivo (em m.e./100g solo)							% V	m. e. Al <sup>+++</sup>	% C	MAT. ORG.	ppm P	CLASSI- FICAÇÃO DO SOLO
	H <sub>2</sub> O	KCl		Ca <sup>++</sup>	Mg <sup>++</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	S	H <sup>+</sup> +Al <sup>++</sup>	T						
	1:1	1 N 1:1														
I	7,0	5,9	1,57	3,0	1,5	0,18	1,70	6,38	0,00	6,38	100	0,00	0,41	0,71	38,88	NORMAL
II	7,8	6,3	2,36	3,5	1,2	0,54	0,34	5,58	0,00	5,58	100	0,00	0,26	0,45	19,58	NORMAL
III	9,8	8,6	4,72	0,7	0,1	3,30	0,29	4,39	0,00	4,39	100	0,00	0,06	0,10	5,28	SAL/SOD
IV	10,0	9,0	5,24	0,3	0,1	3,88	0,39	4,67	0,00	4,67	100	0,00	-	-	-	SAL/SOD
V	9,6	8,1	3,14	0,7	0,5	3,18	0,71	8,09	0,00	8,09	100	0,00	-	-	-	SODICO
VI	9,4	7,8	2,36	0,9	0,8	5,26	0,47	7,43	0,00	7,43	100	0,00	-	-	-	SODICO

QUADRO 19. Dados de densidade aparente ou global dos perfis do Campo Piloto de Testes de Drenagem.

IDENTIFICAÇÃO	DAP.	IDENTIFICAÇÃO	DAP.
Parcela 1*	1,53	Parcela 14*	1,60
	1,57		1,59
	1,53		1,52
	1,48		1,52
	1,48		1,51
Parcela 3*	1,59	Parcela 16**	1,54
	1,59		1,57
	1,48		1,56
	1,51		1,54
Parcela 5*	1,56	Parcela 20**	1,54
	1,64		1,56
	1,77		1,56
	1,64		1,54
	1,53		Parcela 21**
1,53	1,74		
1,57	1,57		
1,71	1,57		
Parcela 7*	1,81	Parcela 23**	1,59
	1,57		1,55
	1,49		1,55
	1,52		1,71
Parcela 9*	1,46	Parcela 25"	1,45
	1,50		1,50
	1,64		1,58
	1,60		1,54
	1,60		1,61
Parcela 12*	1,52	Parcela 13**	1,55
	1,56		1,49
	1,52		
	1,51		
	1,50		

OBSERVAÇÃO: \* método torrão parafinado

\*\* método picnômetro

QUADRO 20. Dados de infiltração básica e condutividade hidráulica (K) em  $m \text{ dia}^{-1}$ , obtidos por diferentes métodos no Campo Piloto de Testes de Drenagem.

IDENTIFICAÇÃO		I. BÁSICA	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>
Parcela	1	0,144	0,066	0,091	0,210
"	2	0,115	0,053	0,110	
"	3	0,590	0,268	0,434	0,100
"	4	1,260	0,683		
"	5	0,648	0,376		0,059
"	6	0,576	0,225	0,085	
"	7	1,217	0,660	0,345	
"	8	0,288	0,167	0,115	
"	9	0,115	0,041	1,388	1,840
"	10	0,065	0,023	1,860	
"	11	0,461	0,213	0,687	0,110
"	12	0,094	0,332	0,726	
"	13	0,432	0,150	0,188	0,071
"	14	0,432	0,220	1,080	
"	15	1,030	0,554		0,063
"	16	0,914	0,326	0,475	
"	17	0,604	0,260		1,660
"	18	1,030	0,324	0,177	
"	19	0,936	0,321	0,228	0,142
"	20	0,461	0,213		
"	21	0,576	0,227		0,068
"	22	1,282	0,694	0,042	
"	23	0,432	0,237	0,214	0,410
"	24	0,547	0,254		
"	25	0,158	0,058	0,721	0,660

K<sub>1</sub> - método da infiltração básica

K<sub>2</sub> - método do poço

K<sub>3</sub> - método do piezômetro

QUADRO 21. Dados de probabilidade de ocorrência de densidade aparente e infiltração básica, no Campo Piloto de Testes de Drenagem.

PROBABILIDADE (%)	DENSIDADE (G CM <sup>-3</sup> )	PROBABILIDADE (%)	I. BÁSICA (M DIA <sup>-1</sup> )
98	1,77	96	1,280
97	1,74	92	1,260
95	1,71	88	1,217
92	1,64	85	1,030
87	1,61	81	1,030
83	1,60	77	0,936
77	1,59	69	0,648
72	1,58	65	0,590
68	1,57	62	0,576
58	1,56	58	0,576
50	1,55	54	0,547
45	1,54	50	0,504
37	1,53	46	0,461
30	1,52	42	0,461
22	1,51	38	0,432
17	1,50	35	0,432
12	1,49	27	0,288
08	1,48	15	0,115
3	1,46	12	0,115
2	1,45	4	0,065

QUADRO 22. Dados de probabilidade de ocorrência de K, em outras áreas do Projeto.

SETORES 4 e 5 (150 ha)		HIDROSERVICE (1970)	
PROBABILIDADE (%)	K. POÇO (M DIA <sup>-1</sup> )	PROBABILIDADE (%)	K. PIEZOMETRO (M DIA <sup>-1</sup> )
95	4,80	86	3,23
93	4,05	71	1,44
88	3,62	57	0,58
86	3,60	43	0,42
84	3,00	29	0,39
81	2,75	14	0,24
79	2,70		
77	2,47		
74	2,40		
72	2,34		
70	2,24		
67	2,23		
65	1,86		
63	1,80		
60	1,60		
58	1,56		
56	1,50		
53	1,50		
51	1,30		
49	1,13		
47	1,02		
44	0,99		
42	0,83		
37	0,80		
35	0,70		
33	0,69		
30	0,65		
28	0,65		
26	0,50		
23	0,48		
21	0,32		
19	0,24		
16	0,18		
14	0,18		
12	0,18		
9	0,11		
7	0,05		
2	0,02		

QUADRO 23. Dados de probabilidade de ocorrência de K, por diferentes métodos, no Campo Piloto de Testes de Drenagem.

PROBABILIDADE (%)	K,I.BÁSICA (M DIA <sup>-1</sup> )	PROBABILIDADE (%)	K.POÇO (M DIA <sup>-1</sup> )	PROBABILIDADE (%)	K.PIEZÔMETRO (M DIA <sup>-1</sup> )
96	0,694	94	1,860	92	2,840
92	0,683	88	1,388	83	1,660
88	0,660	82	0,726	75	0,410
85	0,554	76	0,687	67	0,210
81	0,376	71	0,475	58	0,142
77	0,332	65	0,434	50	0,110
73	0,326	59	0,345	42	0,100
65	0,321	53	0,228	33	0,071
62	0,268	47	0,214	25	0,068
54	0,254	41	0,188	17	0,063
50	0,237	35	0,177	8	0,059
46	0,227	29	0,115		
35	0,213	24	0,110		
27	0,167	18	0,091		
23	0,150	12	0,085		
19	0,066	6	0,042		
15	0,058				
12	0,053				
8	0,041				
4	0,023				

QUADRO 24. Dados de probabilidade de ocorrência de K em m dia<sup>-1</sup> obtido através do método indireto.

K (M DIA <sup>-1</sup> )	PROBABILIDADE (%)
6,20	93
4,98	89
4,40	86
3,75	82
3,75	79
3,20	75
1,40	71
1,06	68
0,96	64
0,88	57
0,80	54
0,74	50
0,68	46
0,51	43
0,27	39
0,27	36
0,26	32
0,25	29
0,22	25
0,22	21
0,16	18
0,11	14
0,10	11

QUADRO 25. Condutividade hidráulica em função da porcentagem de silte + argila e areia, conforme dados da Hidroservice(1970)

K (M DIA <sup>-1</sup> )	Silte + Argila %	Areia %
31,10	8	92
28,80	10	90
22,10	10	90
13,78	15	85
13,03	15	85
12,31	16	84
10,94	18	82
7,66	18	82
7,39	19	81
7,25	20	80
7,20	23	77
6,38	23	77
6,21	24	76
3,65	26	74
3,02	26	74
2,82	27	73
2,40	27	73
1,99	28	72
1,92	30	70
1,58	30	70
1,49	30	70
1,37	32	68
1,20	22	78
1,10	35	65
1,08	36	74
1,01	38	62
0,89	39	61
0,74	40	60
0,65	40	60
0,65	40	60
0,62	41	59
0,48	42	58
0,48	43	57
0,41	46	54
0,38	46	54
0,29	46	54
0,26	47	53
0,26	47	53
0,24	50	50
0,24	51	49
0,17	55	45
0,17	55	45
0,12	61	39
0,09	63	37

QUADRO 26. Dados de taxa de descarga (R) e carga hidráulica (h) em função do tempo.

TEMPO ACUMULADO (HORAS)	R (M DIA <sup>-1</sup> x 10 <sup>-4</sup> )	h (m)	R/h x 10 <sup>-4</sup> (DIAS <sup>-1</sup> )
1,5	6,09	0,965	6,59
3,5	4,48	0,954	4,94
5,5	5,67	0,854	6,64
7,5	4,47	0,783	5,71
9,5	2,03	0,737	2,75
11,5	2,57	0,699	3,68
25,5	1,61	0,547	2,94
28,5	2,18	0,512	4,26
31,5	1,59	0,498	3,19
33,5	1,73	0,486	3,56
35,5	1,49	0,469	3,19
51,75	0,69	0,328	2,10
53,75	0,57	0,317	1,81
55,75	0,57	0,311	1,84
57,75	0,50	0,304	1,65
59,75	0,57	0,300	1,90
73,75	0,30	0,268	1,13
75,75	0,23	0,264	0,89
79,75	0,21	0,259	0,81
81,75	0,23	0,255	0,91
83,75	0,18	0,254	0,69
97,50	0,23	0,224	1,04
101,50	0,22	0,213	0,89
105,50	0,13	0,209	0,53
107,50	0,12	0,212	0,47