

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ESTUDOS DE INFILTRAÇÃO UNI E BIDIMENSIONAL
EM MEIOS POROSOS EM MODELO REDUZIDO

POR

Sérgio Emiliano de Oliveira Castor

(ENGENHEIRO CIVIL)

CAMPINA GRANDE-PB — ABRIL/1983

SÉRGIO EMILIANO DE OLIVEIRA CASTOR

ESTUDOS DE INFILTRAÇÃO UNI E BIDIMENSIONAL
EM MEIOS POROSOS EM MODELO REDUZIDO

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-
Graduação e Pesquisa em Engenharia Civil
da Universidade Federal da Paraíba, em
cumprimento às exigências para obtenção
do grau de Mestre. (Msc)

1154 (40)
3162

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Recursos Hídricos

ORIENTADOR: Seemanapalli Venkata Kameswara Sarma

CAMPINA GRANDE-PB — ABRIL/1983



C346e Castor, Sergio Emiliano de Oliveira
Estudos de infiltração uni e bidimensional em meios porosos em modelo reduzido / Sergio Emiliano de Oliveira Castor. - Campina Grande, 1983.
51 f. : il.

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

1. Agronomia - 2. Solo - 3. Água - 4. Dissertação I. Sarma, Seemanapalli Venkata Kameswara, Dr. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB) III. Título

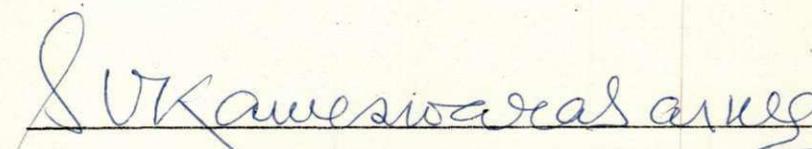
CDU 631.4(043)

ESTUDOS DE INFILTRAÇÃO UNI E BIDIMENSIONAL
EM MEIOS POROSOS EM MODELO REDUZIDO

POR

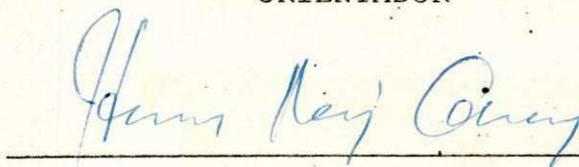
SÉRGIO EMILIANO DE OLIVEIRA CASTOR

DISSERTAÇÃO APROVADA EM 12/04/83



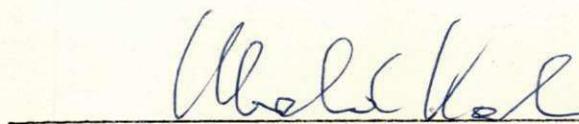
(Dr. S. V. Kameswara Sarma, Ph.D)

ORIENTADOR



(Dr. Hans Raj Gheyi, Ph.D)

EXAMINADOR



(Dr. Ubald Koch, Ph.D)

EXAMINADOR

CAMPINA GRANDE-PB — ABRIL/1983

AGRADECIMENTOS

A JEOVÁ, o Deus da sabedoria pela orientação sábia que provê aos que o buscam.

Ao meu orientador Prof. Dr. SARMA S.V.K. pelo desvelo e empenho.

A mei Pai JOSÉ CASTOR CORREA LIMA e a minha mãe CLOTILDE DE OLIVEIRA CASTOR pelo amor que me legaram.

A minha esposa e filhos pela tolerância e apoio.

A todos que direta ou indiretamente colaboraram com este trabalho.

Ao técnico ISMAEL JOSÉ PEREIRA pela sua perspicácia nos trabalhos de apoio.

Dedico a Lusinila, minha esposa
e aos meus filhos, Janaína,
Kalline e Thiago.

RESUMO

Este estudo concentra sua atenção no comportamento da água em meios porosos nas zonas saturadas e não saturadas, analisa seus parâmetros, e os observa pelo ângulo de aplicações na Engenharia de Abastecimento e Agronomia.

O estudo foi desenvolvido em laboratório num modelo acrílico capaz de simular as condições de campo, onde foram usadas três tipos de areia de granulometria diferente permitindo estabelecer razão de escala para comparação.

Os parâmetros físicos específicos de cada areia tais como difusibilidade, permeabilidade e tensão capilar, foram determinados experimentalmente por aparatos e equipamentos desenvolvidos no próprio laboratório quando os equipamentos padrões não foram disponíveis.

Razão de escalas foram estabelecidas para ambos os regimes considerados para simular situações uni e bidimensionais.

Equações do tipo logarítmica, e exponenciais foram derivadas para descrever a recarga do aquífero, com condições de determinar a posição e umidade da fronteira com o tempo.

As velocidades de entrada na infiltração vertical foram

determinadas usando o princípio de variação da permeabilidade entre duas camadas.

Os efeitos do ar aprisionado e suas distorções na distribuição de umidade foram analisados.

O fenômeno histerese nas areias finas foi levado em consideração.

As razões de escala estabelecidas e as equações derivadas permitiram a previsão das fronteiras molhadas e saturadas e descrever a variação da umidade com o tempo e o espaço para a aplicação na engenharia e agronomia para melhor aproveitamento nos projetos de planejamento de recursos hídricos em geral.

Daí identificadas as características físicas de um dado solo, nosso estudo provê condições de prever no campo a posição das fronteiras molhadas em determinado tempo de recarga, bem como prever a umidade em cada ponto, e extrapolar o tempo de recarga do aquífero.

ABSTRACT

The present study aims at highlighting the role of saturated and partially saturated zones in porous media flows and in analysing the parameters involved, with the aim of applying these results in the fields of Water Supply Engineering and Agronomy.

The study is undertaken in the laboratory on an acrylic model which has the capacity to simulate the field phenomena at laboratory level. In the model are studied three types of sands of different grades with the idea of establishing scale ratios for the purpose of comparison.

The physical parameters, such as the diffusivity, the permeability and capillary tension are determined for each of the sands in question in apparatus developed specially for this purpose, as certain essential apparatus were not readily available in the laboratories.

Scale Ratios were established for both the regimes under consideration for use in uni and bi-dimensional studies, to simulate corresponding situations.

Equations of logarithmic and exponential types were derived

to describe the process of recharge in aquifers, with the objective of determining the distribution and extension of soil moisture in time and space.

The entry velocities in the process of vertical infiltration were determined, using the principle of variation of permeability between two layers.

The effect of entrapped air and consequent distortions caused in moisture distribution are analysed.

The hysteresis phenomenon in sands was taken into consideration.

The scale ratios thus established and the equations so derived permit prevision of saturated and partially saturated fronts and facilitate the knowledge of variation of moisture content in time and space which prove useful for the engineers and agronomers for better management of water resources projects.

INDICE

CAPÍTULO I	1
1. INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II	5
1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
CAPÍTULO III - ESTUDOS UNI-DIMENSIONAIS	7
1. DETALHES DA EXPERIÊNCIA	7
2. DERIVAÇÃO DA EQUAÇÃO DE DIFUSÃO	8
3. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DAS AREIAS USADAS	10
4. DETERMINAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE UMIDADE E SUÇÃO	11
5. DETERMINAÇÃO DA DIFUSÃO HORIZONTAL "D" COMO FUNÇÃO DE "θ"	12
6. VELOCIDADE DE ENTRADA DE INFILTRAÇÃO	14
7. PREVISÃO DAS FRONTEIRAS MOLHADAS	18
8. EFEITO DO AR APRISIONADO	20
9. O CONCEITO DE "HISTERESE"	21
10. A PRESSÃO DE VAPOR NO SOLO E SUA RELAÇÃO COM A HISTERESE	23
CAPÍTULO IV - ESTUDOS BIDIMENSIONAIS EM MEIOS HOMOGENEOS	26
1. INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS	26

2. LEIS QUE GOVERNAM AS FRONTEIRAS DURANTE O PROCES <u>S</u> SO DE RECARGA	30
3. RELAÇÃO ENTRE d e $t^{1/2}$	32

CAPÍTULO V - RECARGA BIDIMENSIONAL NOS AQUÍFEROS ES TRATIFICADOS	34
---	-----------

1. INTRODUÇÃO	34
2. DETALHES DA EXPERIÊNCIA	35
3. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	37
4. INFLUÊNCIA DAS CAMADAS GROSSAS SOBRE FINAS NO PROCESSO DE INFILTRAÇÃO	39
5. PREVISÃO DA POSIÇÃO DAS FRONTEIRAS	41

CAPÍTULO VI	43
------------------------------	-----------

1. APLICAÇÃO	43
2. CONCLUSÕES	45
3. PROGRAMA PARA O FUTURO	47
4. BIBLIOGRAFIA	50

ANEXOS

FIGURAS

TABELAS

FOTOS

CAPÍTULO I

1 - INTRODUÇÃO

O grande problema que aflige o Nordeste não é senão a carência de água em certas épocas do ano, para a incípida agropecuária aqui desenvolvida bem como para a própria alimentação, negligenciando-se até a demanda de água para a higiene do elemento fundamental, o homem da terra.

O semi-árido está de fato mal administrado no que concerne aos seus Recursos Hídricos, nosso maior problema não é a falta de água mas é a má utilização desta água.

Grandes esforços se têm feito para deter na região a água oriunda das chuvas, que com um índice médio de 800mm/ano, poderiam suprir melhor a demanda deste fluído no Nordeste. Grandes e pequenos açudes tem sido a meta prioritária do governo na busca de perenizar os rios da região ou pelo menos manter a água ao alcance do homem. Mas numa região onde a evapotranspiração potencial atinge valores de ordem de 2000mm/ano está água exposta a ação do sol e do vento corre o risco de está retornar a atmosfera sem promover maior benefício ao homem.

Estes lagos normalmente se constituem em empreendimentos

vultosos e hoje já se discute com certo rigor o problema de salinização evolutiva dos solos irrigados por estas águas que concentram seu teor salino nas épocas mais secas.

Os poços tubulares nas zonas do cristalino, também tem se mostrado inaptos para maiores demandas de água.

Hoje porém desenvolve-se com mais otimismo a proposta de estocar esta água, que cai pura nos períodos chuvosos, em sistemas subterrâneos aluviais.

Estes sistemas naturais são os aluviões por onde correm os rios e riachos temporários da região. Neles será possível resguardar, a água que passará na cheia, e estocá-la com baixos índices de evaporação e salinidade para reutilizá-la durante um período mais extenso, permitindo ao homem do campo uma agricultura mais eficiente e um abastecimento de melhor qualidade.

Se uma bacia dispõe de um aluvião cujas características se prestam para tal fim, então se constrói uma obstrução capaz de reter um certo volume de água e a partir daí por um aparato adequado pode-se otimizar a infiltração desta água no solo e reutilizá-la dentro de uma nova concepção agrícola e de uso temporal deste recurso, ou seja pode-se expandir o período agricola no semi-árido que é de 3 meses, para quem sabe, seis ou nove meses.

Estas chuvas se concentram basicamente em 3 meses e nestes meses esta precipitação é desordenada ocorrendo todo o

grosso do inverno em poucas chuvas espaçadas e tempestuosas capazes de produzir grandes e rápidas enchentes arrasadoras, e o restante da precipitação é fina e diluída. Isto promove períodos de estiagem durante a cultura, que podem proporcionar muitas vezes a perda total das safras.

Se no intermédio destas chuvas as águas remanescentes da precipitação estiverem sido estocada nos aluviões, que é onde estão as culturas, então com baixo custo teremos regas racionais que manterão a cultura.

O nosso trabalho concentrou sua atenção no processo de infiltração desta água no solo, pois se bem conhecido e desenvolvido este potencial de aluviões, sem dúvida temos encontrado uma excelente proposta para a zona seca. Nossa proposta para recarregar este aquífero é de fazermos uma distribuição racional de sulcos para propiciar uma ampla infiltração com o mínimo de perdas por evaporação e de retardos por expulsão de ar.

Isto foi simulado em um modelo acrílico e estudado em laboratório. Para podermos comparar resultados, extrapolá-los e mesmo entendê-lo usamos três tipos de areias a Fina (PT) a Média (ME) e a Grossa (GR) que representaram o protótipo no campo e os modelos.

As características físicas destas areias foram levadas em nosso laboratório e usamos para isso o apoio dos laboratórios paralelos com seus equipamentos como também tivemos de

desenvolver boa parte destes aparatos para termos os resultados que ora apresentamos.

Estudamos portanto inicialmente os materiais segundo as suas características físicas, daí então observamos o fenômeno da infiltração unidimensional de água nestes solos. Paralelamente surgiam comportamentos que demandaram conhecimento, este foi o caso de histerese e do ar aprisionado, estabelecemos as razões de escala para poder comparar os estudos, daí estudamos a infiltração num maciço bidimensional tomando o meio homogêneo, estabelecemos as comparações e passamos a analisar como ocorriam as coisas quando tivéssemos um aluvião em camadas estratificadas.

2 - OBJETIVO

Este trabalho teve por objetivo estudar no laboratório as razões de escala para um modelo e a partir desta razão de escala extrapolar para o campo a posição e nível de umidade das fronteiras molhadas em curvas de iso-umidade.

Estes resultados permitirão, no campo ao engenheiro ou agrônomo, prever as posições do nível freático e da franja capilar para adequar o dimensionamento dos seus projetos.

CAPÍTULO II

1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A utilização da água subterrânea para o uso humano é tão antiga quanto a própria existência das civilizações.

Por muitos séculos seu uso foi limitado, por falta de desenvolvimento e conhecimento científico de sua ocorrência e origem. Hoje a água subterrânea é uma das maiores fontes para o suprimento industrial, abastecimento público e agrícola.

Em 1856 o francês HENRY DARCY apresentou uma proposta inicial para explicar o escoamento nos meios porosos saturados.

Em 1894 BOLTZMAN sugeriu o conceito da difusão variável nos solos como função da umidade.

BUCKINGHAM (1901) foi o originador da idéia que a condutividade capilar deveria ser uma função da umidade do solo.

GARDNER (1921) propôs a semelhança entre fluxo de calor em condutor infinitos e fluxo de água em meios porosos.

HAINES (1930) estudou as propriedades físicas do solo para uso na agricultura.

RICHARDS (1931) desenvolveu a teoria baseada na lei de Darcy, que é aplicada para solos saturados, onde entendeu que o espaço entre os grãos, cheio com ar, pode ser considerado como cheio com sólido para a dificuldade de trânsito impresso ao fluxo.

TERZAGHI (1943) pela primeira vez mostrou a evidência do movimento de água na franja capilar, assim provando o dinamismo da zona úmida que esta no estado de saturação parcial.

KLUTE (1951) foi o responsável pelo desenvolvimento da equação unidimensional não linear para fluxos horizontal e vertical pelos métodos numéricos que permitiram maiores aproximações nos resultados.

PHILIP (1952) usou a mesma técnica e ampliou o horizonte explicando a teoria de infiltração em todas as fases, desde o estágio primário de infiltração e absorção até o uso bi e tri-dimensional das equações no campo.

BIOT (1957) identificou as quantidades físicas envolvidas no fluxo de calor com o fluxo de água no solo e resolveu as equações não lineares usando o termo de gravidade que não interfere no fluxo de calor.

RIJTEMA (1965) usando a lei de Darcy e o conceito da variação da permeabilidade entre camadas não saturadas sugeriu uma equação exponencial que ajuda a determinar as velocidades de entrada e saída no fluxo vertical no processo de infiltração.

SARMA & PRADHAM (1971) usando o conceito de BIOT, estendeu suas equações para o problema de drenagem aproveitando o princípio de técnica variacional.

MARINO (1974) desenvolveu pela técnica dos elementos finitos, soluções para a recarga artificial com alimentadores de forma retangular, circular e elípticas.

GELHER (1976) analisou estocasticamente o fluxo nos aquíferos homogênos e extratificados.

VAUCLIN & KHANGI (1979) estudaram pelos métodos empíricos os fenômenos transitórios bidimensionais em aquíferos parcialmente saturados pelo processo de recarga.

CASE & WILCH (1979) estudaram os efeitos de sucção e histerese em meios porosos diferentes.

A estes estudiosos somaram-se outros que constituíram o cabedal para embasar este estudo.

Nosso trabalho procurou analisar o fenômeno da recarga de aquíferos enfocando o uso agrícola e de abastecimento. Foram estudadas a infiltração e a evolução das fronteiras saturadas e não saturadas, bem como a variação da umidade no tempo e no espaço com técnicas uni e bi-dimensionais.

CAPÍTULO III

ESTUDOS UNI-DIMENSIONAIS

1. DETALHES DA EXPERIÊNCIA

O espalhamento da umidade em meio de areia desidratada é considerado como um processo de difusão sendo esta definida como a facilidade ou dificuldade desta umidade ser espalhada, o que depende de granulometria, porosidade e distribuição dela no meio em estudo.

A difusibilidade, D , (cm^2/s) é dependente da característica da capilaridade do meio chamado de "capacidade específica do meio" ($\partial\psi/\partial\theta$), e do coeficiente de permeabilidade do nível de umidade dado, $K(\theta)$, onde ψ é a tensão capilar que varia com a umidade θ . Visto que a difusibilidade (D) e a permeabilidade (K) são função variáveis da umidade, no tempo e no espaço, e o espalhamento da umidade é um fenômeno transitório, a umidade precisa ser medida com precisão. Para este fim, um medidor de umidade foi desenvolvido no Laboratório de Elétrica, (pelo professor DEEP G.S.) o que media a variação da resistência entre dois eletrodos, interpretada como a variação de umidade.

A figura 1 mostra a curva de calibração ($\Omega \times \theta$) para as três areias. Assim podia-se medir a variação da umidade desde seca até saturada, à resistência correspondente, variando entre 150 e 20.000 ohms.

O equipamento dividia esta grande variação em duas variações consistindo de 150 a 2.000 ohms, (faixa de maior precisão) e 2.000 até 20.000 ohms (faixa de menor precisão).

Três tipos de areia de granulometria homogênea foram usados, grossa, média e fina. A fina (PT) representando a areia do protótipo (campo) e as demais areias média (ME) e grossa (GR), representando o modelo.

A Tabela I dá as características físicas das areias usadas. Detalhe da experiência são mostrados adiante.

2 - DERIVAÇÃO DA EQUAÇÃO DA DIFUSÃO

O fluxo através de meios porosos em condições saturadas obedece a lei geral de Darcy em três dimensões,

$$V = K \nabla \Phi$$

onde V é a velocidade do fluxo em cm/s, K é o coeficiente de permeabilidade do meio (cm/s), considerado como constante e Φ é a pressão potencial na unidade de comprimento.

No estudo são considerados apenas forças de gravidade e

gravitacional isto é:

$$\phi = \psi - gz$$

Assim a Lei de Darcy modificada para meio não saturado muda para

$$V = K \nabla (\psi - gz) \quad (I)$$

onde, K para meio não saturado é uma função do teor de umidade.

Pelo fato dos poros não estarem completamente ocupados com água e o ar efetivamente preso não permitir fluxo através do meio a equação da continuidade pode ser expressa:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho_s \theta) = - \nabla \cdot M \quad (II)$$

onde ρ_s é a densidade bruta do material relativa a areia seca (gr/cm^3) e θ umidade com base no peso (gr/cm^3) e $M = \rho V$ é a massa de fluido escoando através da seção unitária.

Das equações I e II a equação que governa a distribuição da umidade é dada por:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho_s \theta) = \{ \nabla \cdot [\rho K (\theta) (\nabla (\psi - gz))] \} \quad (IIIa)$$

que pode ser simplificada para:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla [D(\theta) \nabla \theta] - \frac{\rho}{\rho_s} g \frac{\partial K}{\partial z}$$

onde:

$$D(\theta) = \frac{\rho}{\rho_s} K(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \frac{\text{cm}^2}{\text{s.}} \quad (\text{IIIb})$$

onde K é comprimento/tempo.

Muitos aspectos do movimento d'água em solo não saturado se devem a súbita variação de K e D (permeabilidade e difusibilidade) com o teor de umidade.

3. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DAS AREIAS USADAS

DETERMINAÇÃO DA PERMEABILIDADE VARIÁVEL, DIFUSIBILIDADE VARIÁVEL E GRADIENTE DE SUCCÃO.

A equação IIIb mostra que D pode ser calculado através dos valores de K e $\frac{\partial \psi}{\partial \theta}$, mas a permeabilidade K como uma função do teor de umidade não é fácil de ser calculada por causa da falta de instrumentos para determinação dos parâmetros da Lei de Darcy.

$$Q = K \cdot i \cdot A$$

$$Q = K \frac{dH}{dL} A. \quad (\text{IV})$$

Sob condições não saturados para uma dada secção e um dado comprimento de tubo em sucção (pressão negativa), a medição da vazão no laboratório em placa porosa é precária, e exi

ge muito tempo para atingir a situação de equilíbrio. Assim foi calculado o valor de K através da determinação dos valores D e $\frac{\partial \phi}{\partial \theta}$ pelo uso dos aparelhos, "de difusão horizontal" constituído de um tubo horizontal e "placa porosa". Nos parágrafos a seguir a determinação destas variáveis será explicada.

4. DETERMINAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE UMIDADE E SUCCÃO

A tensão capilar para diferentes níveis de umidade foi determinada através de um equipamento desenvolvido no laboratório chamado aparelho de "placa de sucção". A figura 1 mostra os detalhes do aparato para medição de sucção.

A amostra da areia foi colocada sobre a placa evitando o contato direto com a água de alimentação. O manômetro da figura foi cuidadosamente enchido de água livre de ar dissolvido. Foram evitadas as bolhas de ar durante o enchimento, assim permitindo ao solo apenas o contato com água. Uma torneira com dois canais facilita ter acesso direto ao manômetro para permitir a condição de sucção pela retirada de água.

A capacidade específica de umidade é uma relação entre ψ e θ .

A figura 3 mostra a relação $\psi \times \theta$ e a Tabela 1 mostra os valores experimentais obtidos para os três tipos de areia. Enquanto a umidade máxima para a areia grossa é 0.2748 gr/gr e

da areia protótipo é 0.2639 gr/gr que não apresenta grande diferença, a sucção atingida para a umidade correspondente da condição quase seca mostra uma variação muito grande a saber 132cm para a areia grossa e 225cm para a areia protótipo. Essa grande variação é devida a pressão requerida para forçar o ar aprisionado através da barreira molhada (placa porosa). A areia grossa oferece menor pressão para extrair o ar dos poros da placa e a areia fina oferece maiores pressões para o mesmo fim.

A pressão correspondente é chamada "Bubbling Pressure", (pressão necessária para o ar aparecer com bolhas). Mais adiante será discutido a aplicação do conceito de "Bubbling Pressure" no conceito de histerese.

5. DETERMINAÇÃO DA DIFUSÃO HORIZONTAL "D" COMO FUNÇÃO DE "θ"

Um modelo acrílico de 3cm de diâmetro, instrumentado com sondas elétricas a distância de 5cm até 30cm de comprimento foi construído para fins de determinação da difusibilidade horizontal. As extremidades eram equipadas com placas plásticas perfuradas, protegidas com telas nº 100 não permitindo a perda de material. Enquanto uma extremidade foi delimitada com uma camada d'água constante mantendo uma condição de saturação a outra extremidade permite uma condição semi-infinita na direção horizontal. Um registrador eletrônico com 13 canais permite observar a evolução da frente úmida em termos de diferença

de potencial registrada.

As resistências simultaneamente registrada permitiam plotar curvas $\Omega \times \theta$. (ver figura 2)

Tais curvas de calibrações facilitaram determinar o coeficiente de difusibilidade a dado nível de umidade.

Usando a transformação de BOLTZMAN (1894) e a modificação feita por KLUTE (1952) o valor de D pode ser determinado, pela equação IV. (ver tabela 2)

$$D(\theta) = -1/2t \int_{\theta}^{\theta_0} X d\theta \frac{\partial X}{\partial \theta}$$

onde X é a distância horizontal atingida pela frente úmida no tempo t e θ é o teor de umidade considerado, que varia entre quase seca até a condutividade saturada ver figuras (4, 5 e 6). Assim os valores max. para cada uma das areias consideradas $\frac{\partial X}{\partial \theta}$ na equação acima é o gradiente de X com θ .

A difusibilidade é uma medida de distribuição de umidade do solo e pode expressar a dispersão da umidade com o tempo e no espaço.

Os valores médios encontrados para a difusibilidade D (cm^2/s) e permeabilidade K (cm/s) das areias estudadas são apresentados abaixo:

AREIA	PT fina	ME média	GR grossa
(Difusibilidade) média (cm^2/s)	0,546	1,718	9,825
(Permeabilidade) média (cm/s)	$1,137 \times 10^{-3}$	$5,089 \times 10^{-3}$	$2,707 \times 10^{-2}$

Estes valores no entanto perdem sua significância pois como mostra a equação IIIb a difusibilidade D e a permeabilidade K são funções do teor de umidade θ e da altura de sucção ψ que não são constantes.

O pesquisador então utiliza a equação diferencial parcial do fluxo uni-dimensional para os casos de infiltração vertical e de drenagem, utilizando o princípio de BIOT (1964).

6. VELOCIDADE DE ENTRADA DA INFILTRAÇÃO

A velocidade de fluxo no solo pode ser escrita como:

$$V = -K \frac{\partial \psi}{\partial L} = -K \frac{(\psi_1 - \psi_2)}{L} + 1 \quad (\text{VI})$$

onde $L = Z_1 - Z_2$ para o caso vertical, ψ_1 e ψ_2 são os valores de tensão capilar entre as seções 1 e 2. Resta estabelecer o valor de K que possar ser adotado na equação. Poderia ser K médio de K_1 e K_2 mas K médio não tem significância pois a variação de K e ψ é não linear e dependente da variação entre D e θ , também o desvio de θ , K ou ψ perto do valor de $\theta = \theta_{\text{sat}}$. é maior e K médio não representa portanto a permeabilidade do solo não saturado.

Segundo RIJTEMA (1965) uma curva do tipo exponencial pode ser usada na equação IIIa e obteremos os valores representados a seguir.

AREIA	PT fina	ME média	GR grossa
K (cm/s)	$3,65 \times 10^5 \times \theta^{13}$	$2,55 \times 10^7 \times \theta^{15}$	$5,47 \times 10^5 \times \theta^{9,5}$
D (cm ² /s)	$0,019 e^{20\theta}$	$1,05 e^{17,43\theta}$	$0,147 e^{23\theta}$

a forma geral sendo $K = a \theta^b$, $D = c \theta^d$; a, b, c, d são constantes.

Segundo RIJTEMA, a velocidade nos solos são saturados pode ser calculada pela equação:

$$v = -K_0 e^{\alpha\psi} \left(\frac{\partial\psi}{\partial z} + 1 \right) \quad (\text{VII})$$

entre valores $\psi = \psi_1$ e $\psi = \psi_2$

integrando temos

$$z_2 - z_1 = \psi_1 - \psi_2 + \frac{1}{\alpha} \ln \frac{\frac{K_0}{v} + e^{-\alpha\psi_1}}{\frac{K_0}{v} - e^{-\alpha\psi_2}}$$

como $z_2 - z_1 = d$ e $e^{-\alpha\psi} = \frac{K_0}{K}$

$$\psi = \frac{1}{\alpha} \ln \frac{K}{K_0} \text{ então}$$

$$e^{-\alpha d} = \frac{K_1 + v}{K_2 + v}$$

$$\text{ou } v_d = \frac{K_2 e^{-\alpha d} - K_1}{1 - e^{-\alpha d}} = \frac{K_2 - K_1}{e^{\psi d} - 1} - K_1$$

$$c \quad K = \alpha \psi_w^{-n} \quad (\text{WIND, 1955})$$

$$K = \frac{a}{\psi_w^n + d} \quad (\text{GARDNER, 1958}) \quad (\text{VIII})$$

$$e \quad K = K_0 e^{-\alpha \psi} \quad (\text{RIJTEMA, 1965})$$

Usando o tratamento de RIJTEMA a equação $K = a\theta^b$ pode ser escrita como

$$K = K_0 e^{-\alpha \psi} \quad (\text{IX})$$

onde α é calculado para cada areia em estudo pela tabela 3 e usando os valores de θ , ψ e K da tabela 3.

As equações correspondentes são:

$$K = 3,65 \times 10^5 \times \theta^{13} \quad \text{para PT}$$

$$K = 2,55 \times 10^7 \times \theta^{15} \quad \text{para ME}$$

$$K = 5,47 \times 10^5 \times \theta^{9,5} \quad \text{para GR}$$

Assim os valores médios de α serão

$$\text{PT} \rightarrow \alpha = -0,243$$

$$\text{ME} \rightarrow \alpha = -0,350$$

$$\text{GR} \rightarrow \alpha = -0,334$$

Os coeficientes assim avaliados ajudaram nos cálculos da velocidade média entre duas camadas consideradas na direção vertical.

Para o caso da infiltração vertical com o fluido livre usando a equação de RIJTEMA (1965), as velocidades no primeiro e no último décimo da camada no estudo da primeira curva (Figs. 7, 8 e 9) foram calculadas para mostrar o efeito da difusibilidade e gravidade na rapidez de infiltração.

A velocidade do primeiro décimo é sempre maior do que no último décimo, isto porque o diferencial no teor de umidade entre camadas A e B mostradas é maior no início do experimento e vai diminuindo com o tempo. Outrossim para a areia grossa sendo o valor da difusibilidade alto a velocidade de entrada no início é maior comparada com as outras areias. (ME menor, PT mínimo).

Os valores da velocidade correspondente do primeiro e do último décimo da curva de infiltração com afastamento de 3cm serão: (ver tabela 4)

	PRIMEIRO DÉCIMO	ÚLTIMO DÉCIMO
V	PT = 0,3644	0,0041
cm/s	ME = 0,4800	0,0160
	GR = 2,6800	0,0002

A velocidade varia significativamente no primeiro décimo

com a mudança da areia de PT até GR conforme mostrado na ta
be
la anterior.

A alta velocidade de GR e baixa velocidade de PT são de
vidos a influência da difusibilidade conforme mostrado na ta
be
la I que são respectivamente $89,00\text{cm}^2/\text{s}$ para GR, $11,00\text{cm}^2/\text{s}$ pa
ra ME e $3,80\text{cm}^2/\text{s}$ para PT.

7. PREVISÃO DAS FRONTEIRAS MOLHADAS

No caso de infiltração vertical a equação que governa o
tempo de realização da fronteira de q é da forma

$$t = A. \left(q \frac{B}{L^2} - \frac{C}{L^2} \right) \log_{10} (1 + q/D) \quad (X)$$

onde:

L = comprimento do tubo

q = distância atingida pela frente no tempo t

A, B, C, D , são constantes, dependendo dos materiais.

Quando $q = L$, o tempo t representa o tempo para alcançar
o fundo.

Quando $q = 0$, temos a condição inicial com $t = 0$.

As equações correspondentes, para cada areia podem ser
escritas a seguir, usando os dados da tabela 5 temos:

$$PT \rightarrow t = 516 \left(\frac{532}{L^2} q - \frac{3.500}{L^2} \right) \log \left(1 + \frac{q}{65} \right)$$

$$MD \rightarrow t = 920 \left(\frac{65}{L^2} q - \frac{480}{L^2} \right) \log \left(1 + \frac{q}{45} \right)$$

$$GR \rightarrow t = 110 \left(\frac{32}{L^2} q - \frac{289}{L^2} \right) \log \left(1 + \frac{q}{1,5} \right)$$

Tais equações ajudaram a determinar as fronteiras atingidas nos diferentes tempos.

Uma vez que temos a fronteira atingida em um dado tempo, a distribuição de umidade entre $q = 0$ até q qualquer pode ser determinada pela equação:

$$\frac{\theta}{\theta_{\max}} = \left(1 - \frac{Z}{q} \right)^2 \quad (XI)$$

onde θ é o teor de umidade na posição Z , θ_{\max} é o teor de umidade máxima.

Esta equação satisfaz as condições iniciais e finais, com $\theta = \theta_{\max}$ para $z=0$ e $\theta=0$ para $z=q$

$$\frac{\partial \theta}{\partial Z} = 0 \text{ para } Z = q$$

tais equações X e XI ajudaram a descrever o campo de infiltra

ção definindo as variáveis t , θ , Z , e q .

8. EFEITO DO AR APRISIONADO

A pressão da água no solo é considerada atmosférica, isto ocorre porque quando a água infiltra o ar simultaneamente se afasta para o fundo da coluna. Quando o ar se mantém aprisionado, a infiltração sofre alterações pelo desenvolvimento de altas pressões nos espaços vazios. Isto causa dificuldades no tratamento analítico do processo, não permitindo o estabelecimento da equação do fluxo, pois o meio não pode ser considerado não compreensível. (Ver Figs. 10, 11 e 12)

A probabilidade do ar não escapar aumenta a razão que a zona molhada se afasta da superfície, pois a medida que o fluxo infiltra reduz o espaço de escapamento. Por causa disto ψ não se comporta como única função de θ . Ainda mais não apenas K mas aumenta consideravelmente com θ , causando assim va

$$\frac{K}{(\theta - \theta_{\text{inicial}})}$$

riações no volume de água absorvida em uma dada coluna ainda mais como mostra a tabela I, K é função também de θ assim K/θ é duplamente variável.

No entanto a altura da coluna seja rasa ou seja profunda, tem seu comportamento dependente da água armazenada. As (Figs.

10, 11 e 12) mostram os casos de infiltração vertical com o fundo fechado. Nota-se que a facilidade da infiltração inicial é seriamente dificultada pelo aumento da pressão por causa do ar aprisionado.

Assim a recarga por sulcos permitirá zonas de escape de ar que reduzirão os problemas apresentados, aumentando as taxas de infiltração e permitindo maior alimentação do aquífero.

No nosso estudo de meios homogêneos e estratificados, criamos condições para permitir o escape do ar para não molestar o experimento.

Comparando os tempos para a água infiltrar até o fundo do equipamento (33cm), na areia PT, por exemplo, 468 s. são necessários quando o fundo está livre e 660 s. quando o fundo está fechado no caso da areia GR os tempos correspondentes são 93 e 112 e da ME são 321 e 330.

A pressão forma bolções da umidade com valores desordenados sob influência das pressões anômalas no meio, apresentando uma grande concentração de umidade no fundo e no início da infiltração e teores baixos no meio do fluxo.

9. O CONCEITO DE HISTERESE

O ciclo natural das condições de fronteiras no perfil do solo com aplicação de água pela precipitação e irrigação, alterando com período de evaporação, induzem flutuações de umi

dade e potencial de água na parte superior do perfil. Quando um dado sistema de fluxo a umidade ou carga de pressão sofre uma mudança ($\partial\theta/\partial t$ mudando de sinal) ocorre o fenômeno de histerese.

A palavra histerese designa o fato de que a umidade depende não somente da carga de pressão, mas também da posição histórica do ciclo, e da sequência das aplicações das cargas de pressão. As curvas de molhamento mostram mais baixo teor de umidade do que as curvas de secamento. Histerese real ou aparente pode ser causada por inúmeras razões tais como: a) Ângulo de contato, dependendo do processo de molhamento e secamento; b) Natureza celular dos vazios e entre-espacos de ar, água e solo; c) Os efeitos do aprisionamento do ar e d) Estrutura das partículas. Em alguns casos é possível ocorrer histerese por falta de equilíbrio no meio, decorrente da estrutura do solo.

Este fenômeno causa dificuldade na determinação de umidade a uma dada pressão e vice-versa e assim é difícil a solução da equação do fluxo por processos analíticos e semi-analíticos dado a restrição de histerese.

O mapeamento do processo de histerese no campo é muito difícil devido os valores de θ não poderem ser determinados facilmente como função de carga e os estudos em laboratórios não trazerem resultados compatíveis com o campo.

Outrossim a variação da histerese como função da permeabilidade é ainda pouco conhecida.

Teorias do tipo de histerese foram utilizadas para calcular as curvas de dessecação em ciclo alternados de umedecimento e dessecação.

Uma coluna saturada foi drenada e remolhada sucessivamente para evitar ar aprisionado, o processo foi repetido até o aparecimento de água livre acima da coluna. O ciclo de drenagem e remolhamento é mostrado nas figs. 13 e 14, para cada uma das areias estudadas, protótipo e média.

A medida que a carga hidráulica é medida a partir do fundo da coluna a carga de pressão é obtida pela subtração da cota do ponto estudado.

10. A PRESSÃO DE VAPOR EM SOLOS E SUA RELAÇÃO COM A HISTERESE

A pressão de vapor nos solos é chamada "Bubbling Pressure" e é a pressão requerida para forçar o ar através de uma barreira molhada.

Esta pressão é medida e igualada a pressão hidráulica negativa máxima requerida para observação do fenômeno.

Um dispositivo de placa de vidro micro perfurada com porosidade entre 2μ e 9μ ($\mu = 10^{-6}$ m) foi utilizado para determinar a relação entre ψ e θ tendo a placa porosa um valor de pressão de vapor maior do que o valor correspondente do solo em observação. Assim para cada areia usou-se uma placa com pressão de valor maior, respectivamente que, 225cm para PT,

147cm para ME e 132cm para GR. O fato da placa porosa ter pressão de vapor menor que a do solo resultaria na entrada de ar na amostra de solo deformando o resultado.

Observou-se no estudo que as areias mais grossas têm menor tensão de vapor permitindo fácil drenagem da água no solo e as areias finas e soltas perdem menos água.

O comportamento não linear do movimento de umidade no solo mostrado na equação IIIa depende principalmente da granulometria do solo e da distribuição da porosidade do solo.

As figs. 13 e 14 mostram as relações entre a umidade e a tensão capilar (em PT, ME) e durante os processos de molhamento e de secamento. Estes ciclos constituem a operação chamada histerese nos solos.

A área delimitada pelas curvas A e B das figs. 13 e 14 pode ser calculada (segundo HAINES, 1936) através do trabalho feito em curvas de pressão — volume (P-V) e representa a energia por volume unitário perdido pelo sistema água-solo. Tal perda de água é causada principalmente pelo resultado da distribuição espacial da água nos vazios nos processos de absorção e desabsorção de umidade durante o molhamento e secamento. Esta área da curva fechada (histerese) tem a unidade de energia por área unitária específica e representa a energia necessária para romper a atração molecular das partículas e superfícies do solo que está interligada. Se a área (fig. 14, ME) é menor do que a outra (fig. 13, PT) então a energia necessária

para perder água em ME é menor. Assim as curvas 13 e 14 medem as áreas correspondentes:

$$PT = 51,6\text{cm}^2$$

$$ME = 28,0\text{cm}^2$$

Mostrando menos energia necessária para extrair a água do solo ME comparado a areia mais fina. No caso de GR que tem partículas mais grossas com permeabilidade mais alta de valor $0,256\text{cm/s.}$, o fenômeno da histerese é mau observado por causa da alta influência da gravidade na drenagem. Isto concorda com o valor da ascensão capilar de $9,5\text{cm}$ para a areia grossa enquanto a PT tem $23,08\text{cm}$ e ME $15,7\text{cm}$. (Ver tabela I)

CAPÍTULO IV

ESTUDOS BI-DIMENSIONAIS EM MEIOS HOMOGÊNEOS

1. INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS

Um tanque acrílico de forma retangular foi usado para simular as condições semi-infinitas, com profundidade definida e extensão lateral livre. Este tanque teve dimensões 86cm de comprimento, 16cm de largura e 50cm de altura, permitindo a locação de um simulador de sistema de sulcos. (Ver fig. 15)

O processo de infiltração vertical é considerado como primeira fase do fluxo até alcançar o fundo do tanque. Enquanto a segunda fase é a do espalhamento lateral da fronteira molhada até alcançar a extremidade do tanque. A terceira fase é a ascensão vertical das fronteiras molhadas e saturadas durante a qual o aquífero está sendo recarregado.

As figuras representam os dados plotados em escala reduzida 1:3, usando um pantógrafo. (Ver figs. 16, 17 e 18)

Os tempos de formação das fronteiras molhadas e saturadas foram plotados nos gráficos. A superposição destas cur

vas e interpolação delas com outras são mostradas diretamente na tabela 6.

Para fim de estabelecer a razão de escala para uma comparação do estudo dos fenômenos descritos, as ascensões capilares das 3 areias foram consideradas básicas para definição de tais razões.

A ascensão capilar das três areias representa a fase linear de escala a qual serve para comparação dos fenômenos físicos das três areias.

O campo bidimensional do modelo foi dividido em duas partes simétricas em que foram introduzidos pares de sondas elétricas de aço inoxidável de bitola nº 14 afastados entre si 5cm tendo os eletrodos das sondas 1cm de afastamento. Estes foram introduzidas através da parede do tanque para registrar os fenômenos transitórios.

Metade do campo foi coberto com tais pares com a finalidade de traçar as fronteiras saturadas e parcialmente saturadas. A calibração do medidor resultou num gráfico o qual pode ser tomado como referência para converter as leituras da resistência em Ω para umidade em gr/gr em dado ponto. (Ver fig. 2).

Sendo o fenômeno do espalhamento em fluxo bidimensional suficientemente rápido o uso de um gravador magnético, foi feito para registrar o valor digital do voltímetro, tempo de evento e local do mesmo, simultaneamente. Tal registro poderia ser analisado e convertido em termo de umidade, tempo e local,

para calcular as características das areias como difusibilidade, capacidade específica, etc., sendo este registro feito para cada uma das três fases do fluxo considerado.

No presente estudo o efeito de recarga pelos sulcos sobre aquíferos de extensão limitada é analisado como um processo bidimensional e as fases dos fluxos foram divididas em três situações diferentes, para as quais se estabeleceram equações e taxas, sendo elas: fase 1 - Infiltração vertical descendente, fase 2 - Espalhamento horizontal, fase 3a - Assenção vertical das fronteiras molhadas, fase 3b - Assenção das fronteiras saturadas.

Assim $H_{cp}/H_{cm} = L_r$ onde H_c é a assenção capilar e p e m representa protótipo e modelo.

A partir da Lei de Darcy temos:

$$V_r = V_p/V_m = (Ki)_p/(Ki)_m = 1 \quad (XII)$$

daí

$$Q_r = L_r^2 \text{ e } T_r = T_p/T_m = (L/V)_p (L/V)_m = L_r/V_r = T_r$$

Assim no regime saturado a taxa temporal é o mesmo que taxa linear de escala (L_r). Mas para fronteiras não saturadas as quais são governadas pela lei de Hagen-Poiseuille que define $V = (gd^2i/32v)$ onde g , v , e 32 são constantes no protótipo e no modelo, assim $T_r = L_r^2$ que é um caso especial aonde a simulação das características é feita mantendo constante as

alturas, larguras e gradiente hidráulico. Assim $T_r = L_r^2$ é uma relação a ser verificada nas fronteiras correspondentes. Devemos lembrar D representa o diâmetro dos grãos e $D_r = \frac{dp}{dm}$ mantem uma relação inversa com L_r com referência aos resultados da tabela 1.

Para os casos PT/ME e PT/GR, na fase 2 as fronteiras saturadas não se realizam, portanto, não foram registradas. Assim a lei $L_r^2 = T_r$ não pode ser verificada. Porém as fronteiras não saturadas foram registradas e apresentadas na tabela 5.

Na fase 1 a lei $L_r = T_r^2$ é quase obedecida atingindo valores de razão de 4,17 e 11,04 (valores atuais sendo 4 e 10,2 a 35cm de profundidade).

As fronteiras parcialmente saturadas se comportam quase numa relação quadrática, $T_r = L_r^2$ em todos os casos estudados, exceto algumas pequenas discrepâncias. Na fase 2, perto de 5 a 10cm de distância. Os desvios observados podem a esta distância ser atribuídos por causa da perturbação existentes perto do fundo, fronteiras molhadas espalhando lateralmente e fronteiras saturadas retornando verticalmente.

Durante a recarga vertical, fase 3a, as fronteiras molhadas não obedecem a lei de $T_r = L_r^2$ devido as mesmas perturbações explicadas e também as interações dinâmicas entre fronteiras úmidas e saturadas descendente e fronteiras úmidas ascendentes. Porém a lei $T_r = L_r$ para fronteiras saturadas, na fase 3b, é claramente obedecida durante a última fase para per

fis saturados e observam-se para quase todas alturas consideradas a lei $T_r = L_r$ foi obedecida, especialmente quando a fronteira saturada tocou o topo do experimento.

2. LEIS QUE GOVERNAM AS FRONTEIRAS DURANTE O PROCESSO DE RECARGA

O conhecimento sobre as taxas de avanço dos níveis freáticos e as fronteiras são importantes para o bom planejamento dos projetos de recursos hídricos.

Taxas excessivas de infiltração prejudicam as culturas pela drenagem excessiva.

Baixos níveis freáticos de aquíferos resultam em excessivos gastos de energia para bombeamento. No entanto as informações sobre dinâmica das fronteiras sejam molhadas ou saturadas, ajudarão a prever as posições das ditas fronteiras, e permitirá bom planejamento dos recursos disponíveis.

Na presente análise estivemos interessado no crescimento das fronteiras saturadas próximas das paredes, que representam a terceira fase do fluxo (ascessão das fronteiras molhadas e saturadas).

O resultado dos testes conduzidos no laboratório mostram que a taxa de crescimento das fronteiras saturadas próximas ao eixo do tanque é mais rápido em comparação com as fronteiras saturadas nos limites do tanque, isto é evidente pois a recar

ga continua descendente à partir do sulco, concentrando mais umidade próximo ao eixo, onde as curvas de iso-umidade saturada tomam a conformação de um chapéu que se espalha na razão em que a zona saturada se aproxima da superfície (Figs. 16, 17 e 19). Conseqüentemente é de maior importância o comportamento de ascensão da zona saturada mais próximo das fronteiras do experimento.

Na presente análise o uso do princípio de condução convecção de calor, de acordo com o trabalho de BIOT (1957-64) introduzindo o termo gravidade na equação não linear que governa o processo de infiltração e recarga do aquífero foi aplicada na observação das equações tipo exponenciais para representar as 3 fases do fluxo, representando as ascensões da fronteira saturada.

Com referência aos resultados da tabela 5 temos equações para fronteiras saturadas e não saturadas, como mostradas abaixo:

$$1 - Aq = e^{-Bt}$$

Para perfis saturados

onde:

A e B são constantes

q é a coordenada atingida em cm

t é o tempo em horas.

lam que o sistema de recarga pelos sulcos demonstram ser mais econômicos que os métodos convencionais, como o método unidimensional pelo espalhamento.

Entre camadas estratificadas verificou-se que na mudança dos meios ocorre um retardamento na infiltração devido a variação de pressões.

Em situações típicas com areias mais grossas superpondo as mais finas, as camadas de permeabilidade mais alta ajuda efetivamente no processo de recarga.

O processo de recarga está dividido em quatro fases, que possibilitam prever o tempo de recuperação dos aquíferos e as equações derivadas facilitam prever o posicionamento das fronteiras em função do tempo.

Os estudos atuais ajudarão a seleção de áreas para implementação de recarga artificial.

2. DETALHES DA EXPERIÊNCIA

A figura 15 mostra o sistema de sulcos no tanque acrílico com dois reservatórios laterais e fundo rígido.

O sistema funciona como um aquífero semi-infinito. O nível de água no sulco é controlado para manter uma profundidade constante. Usou-se uma rede de sondas elétricas para detectar o avanço da frente única e saturada que posteriormente é

plotada em gráfico reduzidos. Três tipos de areias foram tes
tadas a fina, média e grossa. Um registrador eletrônico com
um DISPLAY digital mostra a variação da resistência em duas
faixas.

A tabela 1 mostra as características físicas das areias
grossas sobre areias finas. Assim os casos considerados foram
GR/ME e ME/PT.

O processo de infiltração vertical termina quando a fren
te não saturada atinge o fundo do tanque, o que é considerado
como a primeira fase do fluxo.

A segunda e terceira fases do fluxo, referem-se ao espa
lhamento lateral sobre a superfície de separação dos meios e
no fundo do tanque.

A quarta fase refere-se a recarga vertical à margem do
tanque, incluindo o avanço das fronteiras saturadas e não sat
uradas, que termina quando o avanço alcança o nível do sulco.

A tabela 7 mostra os tempos de realização das fronteiras
molhadas e saturadas para os três casos considerados. Durante
a infiltração vertical descendente nenhuma fronteira saturada
foi registrada. Apenas na segunda, terceira e quarta fases é
que se verificam o desenvolvimento das fronteiras de satura
ção.

As figuras 19, 20 e 21, apresentam a evolução das fron
teiras molhadas e saturadas em meios estratificados.

Durante a quarta fase ambas as fronteiras úmida e saturada foram registradas sempre com a fronteira úmida à frente da frente saturada.

O tempo de evolução de cada fronteira foi registrado, como tempo total, ambas as razões da escala foram estabelecidas usando-se os tempos líquidos em cada fase.

3. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Na comparação entre dois aquíferos estratificados, normalmente não podemos estabelecer razões de escala em granulometria diferente, só é possível estabelecer esta comparação no caso do experimento GR/PT comparado com ME/PT, isto porque os níveis GR e ME acima da camada PT são diferentes.

Os valores obtidos entre ME e GR para realizarem uma curva isotemporal na primeira fase do fluxo infiltração vertical (Ver tabela 7) são da ordem de 1,864 (sendo 20,5/11); 1,667; 2,036; 2,139; 1,534; 0,644, 0,911; 1,15. Os quatro valores iniciais sendo na parte acima da superfície de separação.

Em virtude da não realização de fronteiras saturadas durante a primeira fase do fluxo, só temos condição para comparar as fronteiras molhadas, para as quais a lei $T_r = L_r^2$,

$$\frac{L_{ME}^2}{L_{GR}^2} = 1,65^2 = 2,72$$

Nota-se então que até atingir a superfície de separação dos meios, nenhum valor satisfaz esta lei conclui-se então que em camadas estratificadas a presença de uma camada fina subposta a uma camada grossa caracteriza uma dificuldade de infiltração na camada superior pela resistência das partículas finas à saída do ar e entrada de água.

Para as fases dois e três do fluxo, isto é, espalhamento sobre o fundo do aquífero e sobre a superfície de separação dos meios, também não há cumprimento da dita lei.

Na última fase do fluxo isto é, na ascensão das fronteiras molhadas e saturadas só temos condições para comparar entre as camadas ME e GR acima da superfície de separação visto que abaixo destas temos o mesmo meio PT. Os resultados destas regiões não saturadas na parte acima da superfície de separação foram 1,71 (sendo $3,375/1,965$ - Ver tabela 7); 1,70; 1,71; 1,71; 1,71; embora estes valores sejam constantes não representam a lei aplicável para fronteiras molhadas sendo

$$T_r = L_r^2 = 1.65^2$$

Para as fronteiras saturadas as razões correspondentes são 1,688 (sendo $3520/2085$); 1,706; 1,729; 1,695; 1,697. Embora exista uma pequena diferença entre estes valores e o valor de $T_r = L_r^2 = 1,65$, que é a lei para fronteiras saturadas, temos suficientemente aproximado admitindo satisfeita a lei.

Para estudos aplicados de Engenharia no campo onde para

o caso de abastecimento interesse a zona saturada estes resultados demonstram a aplicabilidade desta lei como parâmetro para determinação do avanço e conseqüente posição da fronteira.

4. INFLUÊNCIA DE CAMADAS GROSSAS SOBRE FINAS NO PROCESSO DE INFILTRAÇÃO

A comparação de cada fase de infiltração nos casos de estratificação com correspondenté fase no caso homogêneo mostra que as camadas grossas quando sobrepostas às finas aceleram o processo de infiltração proporcionando especial vantagem para a frente úmida alcançar o fundo do aquífero. Estas vantagens desaparecem durante a fase de espalhamento lateral, seja no fundo do modelo seja na superfície de separação dos meios. A tabela 8 apresenta os resultados desta comparação.

Nota-se nesta tabela 8 na primeira fase do caso de estratificação ME/PT mostra a vantagem de 270s. isto é, 967-690, para um trânsito de 43 em vertical no meio PT homogêneo. Assim nos casos GR/PT terem 367s. de vantagem comparado com PT homogêneo. Mas no caso GR/ME terem uma vantagem de 26s. devido a resistência ao meio ME.

Comparando as fases 2 e 3, durante o espalhamento lateral, observa-se a desaceleração da realização das frentes molhadas no nível da superfície de separação. Enquanto na cota de superfície de separação GR/PT toma 1950s. para se espa

lhar 43cm lateralmente no fundo toma apenas 960 s. Os valores correspondentes para os casos GR/ME, são (985 s.; 330 s.) e (3669 s.; 923 s.), os primeiros valores mostrando os tempos correspondentes da superfície de separação e o segundo mostrando o tempo de realização no fundo. O retardamento registrado nos casos discutidos devem-se ao desenvolvimento de uma desaceleração ao nível de separação que pode ser chamado "Holding - down effect" que continua até o desenvolvimento de contra cargas suficientemente altas no intermeio das camadas.

Tal desaceleração é maior nos casos analisados por outros autores onde meios superiores foram formados por material mais fino que o meio inferior. Mas tais situações não são do nosso interesse pois buscamos aquíferos favoráveis para recarga com altas taxas de infiltração.

Observou-se no experimento que a profundidade de 21,5cm, quando ocorria a separação do meio o fluxo retardava. Isto é decorrente da discontinuidade da sucção que influencia as cargas hidráulicas de capilaridade e difusão provocando retardo no fluxo.

Durante a segunda fase observa-se também que comparando o tempo estratificado e homogêneo correspondente mostra uma vantagem de redução no tempo para quase a metade.

Durante a última fase, ascensão vertical das frentes molhadas observa-se significativa redução no caso GR/PT e GR/ME mas ME/PT não mostram grande vantagem, mantendo aproxima

damente o mesmo tempo de realização, donde se conclui que isto se deve ao fato da granulometria de ME estar mais próxima ao PT que de GR conforme tabela 1. Analogamente para fronteiras saturadas no caso ME/PT e no caso de GR/ME obtem-se o melhor resultado de redução de tempo.

Isto confirma a hipótese de que nos aquíferos estratificados quando a camada superior tem maior granulometria reduz o tempo de recarga do aquífero, pela alta taxa de infiltração do meio.

5. PREVISÃO DA POSIÇÃO DAS FRONTEIRAS

É útil estabelecer-se equação de previsão de posição de fronteiras nas zonas de aeração e saturação para uso no campo, seja para estimar a extensão da zona de aeração de interesse dos agrônomos ou conhecer a profundidade dos níveis freáticos existentes para uso no abastecimento de água.

Em ambos os casos, tanto agrônomos como engenheiros de abastecimento de água tem interesse na camada superior do meio estratificado até a profundidade de 1,5m para os agrônomos e 8 a 10m para os engenheiros.

Para a obtenção das equações adotam-se a teoria de BIOT que se conceitua na teoria do fluxo de calor. Os princípios de difusão de calor e de umidade são semelhantes, exceto o termo de gravidade que encontramos na equação de SARMA (1970). Este tratamento aplicado para o caso da difusão da umidade ob

teve os resultados que seguem:

Equação geral: como explicado anteriormente temos:

$$(1 - Aq = e^{-Bt}, \quad q_{cm}, \quad t_{hs})$$

Daí

$$1 - 1.63 \times 10^{-2} q = e^{-5t} \quad \text{GR/PT}$$

$$1 - 1.50 \times 10^{-6} q = e^{-0,0009t} \quad \text{ME/PT}$$

$$1 - 1.70 \times 10^{-6} q = e^{-0,0003t} \quad \text{GR/ME}$$

CAPÍTULO VI

1. APLICAÇÃO

O nosso estudo tendo sido feito em laboratório conside
rou no entanto um paralelo entre a situação de laboratório e
a situação de campo.

As razões de escala apresentadas, ou seja, a relação en
tre as alturas de capilaridade que nos deram a razão de compri
mento L_r e também as relações de tempo T_r equacionadas como
 $L_r = T_r$ para fronteira saturada e $L_r^2 = T_r$ para fronteira não
saturada nos permitem determinar comparativamente no campo a
posição das fronteiras molhadas pela equação $1 - Aq = e^{-Bt}$.

Assim se no nosso modelo com a areia PT, por exemplo,
tivemos um tempo líquido, para recarregar o aquífero, a 8000 s.
então para um aluvião de dimensões respectivas 100 vezes maior
podemos estender o tempo para a saturação da seguinte forma:

dimensões do modelo:

largura - 16,0cm

profundidade - 40,0cm

comprimento - 86,0cm

Tempo 8000 s., assim

$T_m = 2,22hs$

Tempo para recarga de um aquífero 100 vezes maior, isto é

$$TR = Lr = 100$$

Largura - 16,0m

Profundidade - 40,0m

Comprimento - 86,0m

Tempo:

$$t_{PT} = \frac{8000 \times 100}{24 \times 3600} = 9,26 \text{ dias}$$

Visto que conhecemos as razões de escala para as outras areias teremos:

$$\text{Para ME, temos } \frac{L_{PT}}{L_{ME}} = 2,043 \quad (\text{Tabela 1})$$

$$\text{Daí: } \frac{9,26 \text{ dias}}{2,043} = 4,53 \text{ dias}$$

$$\text{Para GR, temos } \frac{L_{PT}}{L_{GR}} = 3,377 \quad (\text{Tabela 1})$$

$$\text{Daí } \frac{9,26 \text{ dias}}{3,377} = 2,74 \text{ dias}$$

Então conhecida a LR (Razão de escala) entre o modelo e o protótipo, é conhecido o tempo de recarga do modelo podemos determinar o tempo de recarga do modelo no campo.

2. CONCLUSÕES

1. Os estudos conduzidos a nível de laboratório em modelo reduzido mostraram que as razões de escala podem ser estabelecidas para ambos os regimes do fluxo uni e bidimensional. A razão linear pode ser estabelecida com base na ascensão capilar, para as três areias consideradas.

2. Enquanto a relação $L_r = T_r$ pode ser estabelecida pela Lei de Darcy para regime saturado em fluxo uni e bidimensional, a lei que governa as fronteiras molhadas é $T_r = L_r^2$ para as condições do ensaio conduzido. Assim a razão LR, para as fronteiras saturadas é $PT/ME = 2,043$ e $PT/GR = 3.377$ e os quadrados correspondentes L_r^2 são $PT/ME = 4.17$ e $PT/GR = 11.04$. (Tabela 1).

3. Com súbita variação próximo de θ_{max} , seus valores médios não são representativos na equação do fluxo, assim enquanto os valores máximos de D e K para PT respectivamente $3,8\text{cm}^2/\text{s}$ e $0,01\text{cm}/\text{s}$. Os valores médios correspondentes são $0,54\text{cm}^2/\text{s}$ e $1,37 \times 10^{-3}\text{cm}/\text{s}$.

Equações do tipo exponencial e potencial podem descrever as variáveis D e K como função de θ .

4. As velocidades de entrada no processo de infiltração vertical são maiores no início do processo atingindo valores decrescentes com o aumento do tempo. A influência da difusibi

lidade sobre a velocidade de entrada é maior nas areias grossas para a qual os valores de D são maiores e vice-versa.

A velocidade de entrada nas areias GR e ME e PT são de ordem de 2,68; 0,48; 0,36 (cm/s) mostrando uma vantagem no processo de recarga estratificado quando temos uma areia grossa superposta à areia fina.

5. Nas areias finas o processo de molhamento alternado com secamento mostrou o efeito de alta retenção de umidade durante a fase de drenagem. A área entre as curvas no ciclo histerese é um índice apontador da capacidade de retenção de umidade, maior área corresponde a maior demanda de energia para retirar água do solo. Devido a grande influência de gravidade na drenagem das areias grossas estas não tem capacidade de exigir o fenômeno de histerese.

6. No fluxo bi-dimensional com meios homogêneos e estratificados, o processo de recarga pode ser dividido em três fases fundamentais:

Durante a primeira fase de infiltração vertical nos aquíferos rasos, nenhuma fronteira saturada pode ser realizada. Devido as situações dinâmicas do fluxo, nenhuma das leis para fronteiras saturadas e não saturadas podem ser aplicada, somente na última fase as fronteiras saturadas e não saturadas obedecem claramente as leis governamentais do fluxo. Equações do tipo $1 - A_q = e^{-Bt}$ podem ser usadas para prever o posicionamento à certo tempo de recarga.

7. Na recarga bidimensional nos nos aquíferos estratificados embora a superfície de separação haja como elemento retardador, as vantagens das areias grossas sobrepondo às areias finas ficam demonstradas pelo implemento na rapidez de recarga em cada meio estratificado.

8. Embora as experiências conduzidas no laboratório com areias de granulometria escolhida por conveniência do estudo para conduzir os testes uni e bidimensionais, as razões de escala e equação estabelecidas podem ser usadas e extrapoladas nos casos de campo com as cautelas devidas.

9. Esta análise do fenômeno de infiltração e de recarga serve de impulso para conduzir novas pesquisas na área, abrindo um campo fértil para estudiosos que poderão desenvolver equipamentos e técnicas que possam melhor aproveitar estes reursos hídricos das águas do sub-solo para mais ampla aplicação, desenvolvimento e bem estar do homem que porventura demande deste rico potencial para uso agrícola ou de abastecimento.

3. PROGRAMA PARA O FUTURO

Embora já se tenha solução para diversos problemas ainda faltam informações para resolver situações como:

- 1) infiltração superficiais com alimentação limitada como o caso de aspersão ou precipitação;
- 2) infiltração em camadas estratificadas e anisotrópicas;

3) infiltração em três dimensões.

Métodos qualitativos e aproximados são provavelmente suficiente para a maioria dos casos. Mas em certos casos específicos onde o rendimento econômico na análise custo-benefício, exige-se uma coletânea maior de dados, para permitir o conhecimento do comportamento do sistema.

Variabilidade espaço-temporal das propriedades hidráulicas, histerese e fases de fluxo de gás, precisam ser incorporadas nas análises das equações do fluxo.

Só pessoas de grande experiência podem perceber as generalidades, simplificações e aproximações que permitam a aplicação das condições do laboratório para uso no campo.

Novos estudos devem ser feitos sobre taxa de infiltração em meios hidrófobos, isto é repelentes a água, neste caso o solo drasticamente causa mudanças nas propriedades hidráulicas principalmente pela modificação do ângulo de contato e tensão superficial.

No processo de recarga temos interesse de conhecer os efeitos de tais substâncias hidrofóbicas na infiltração horizontal e vertical devido as mudanças na difusibilidade.

Os métodos de campo podem apresentar resultados, mais representativos em comparação as medições de laboratório com amostras deformadas e não deformadas. Mesmo as amostras não deformadas sofrem distorções em face das proporções e número de

amostras processadas, embora possamos tomar medidas de precaução para evitar tais distorções.

4. BIBLIOGRAFIA

1. BOLTZMAN, L. Zur integration der diffusions gleichung bei variabeln diffusions coefficienten. Ann. Phys. Leipzig 53, 1894. pp. 959-964.
2. BUCKINGHAM, E. Studies in soil moisture movement. USDA Bur, of soils, Bull, 34, 1907. pp. 15-19.
3. GARDNER, W. The movement of soil moisture. Soil Sci. II, 1921. pp. 215-232.
4. HAINES, W.B. Studies in the physical properties of soil. V. J. Agr. Sci., 20, 1930. pp. 97-116.
5. RICHARDS, L.A. Capillary conduction of liquids in porous medic. J. Phy. I, 1931. pp. 318-333.
6. TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. Mc-Graw-Hill, N. York, 1943. pp. 1-606.
7. KLUTE, A. Same theoretical aspects of flow of water in unsaturated soils. Sci. Amerc. 16, 1951. pp. 144-148.
8. PHILIP, J.R. A numerical method for solving the flow equation for water in unsaturated materials. 73:2 Feb. 1952. pp. 105-116.
9. BIOT, M.A. New methods in heat flow analysis with applications to flight structures. J. Aero Sci. 24:12, 1957. pp. 857-878.

10. RIJTEMA, P.E. An analysis of actual evapo transpiration.
Agr. Pes. Report n^o 659, Predoc, Wageningen, 1965. pp.
107.
11. MARINO, M.A. Water table fluctuations in reponse to re-
charge. J. Irrn. e Drainage, Divn. of ASGE, 100, 1975.
pp. 117-125.
12. GELHER, L.N. Stochastic analysis of flow in aquifers.
Advances in Ground Water Hydrology Symp. Proc. Americ.
Water Res. Assn. Minn. 1976. pp. 1-36.
13. VAUCLIN, M. & KHANGI, D. Empirical and numerical study of
a transient two-D unsaturated water table recharge pro-
cess. Vol. 15 n^o 5 Oct. 1979. pp. 1089-1101.
14. CASE, C.M. & WILCH, A. Pore size distribution, suction and
histeresis. J. Hydr. Vol. 43, 1979. pp. 99-120.
15. RIJTEMA, P.E. General survey and conclusions with regard
to the connection of water quantity and quality studies
of surface waters. Fech Bull, 115 Wageningen, 1979.
pp. 1-7.
16. SARMA, S.V.K. & PRADHAM, D.K. Application of variational
principle for the solution of gravity drainage problem.
J. IAHR, The Netherlands 4:9, 1971. pp. 565-590.

ANEXOS

FIGURAS

FIGURAS

1. Equipamento para determinação de tensão capilar ψ e teor de umidade θ .
2. Curvas de calibração para as areias GR, ME, PT.
3. Relação entre umidade e sucção nas areias.
- 4, 5, 6 - Teste de difusão horizontal PT, ME, GR.
- 7, 8, 9 - Teste de infiltração vertical com o fundo livre.
PT, ME, GR.
- 10, 11, 12 - Infiltração vertical fundo fechado PT, ME, GR.
- 13, 14 - Curvas de histerese PT, ME.
- 15 - Diagrama esquemático do modelo, mostrando os sulcos, reservatório, e sondas de umidade.
- 16, 17, 18 - Evolução das fronteiras molhadas PT, ME, GR, meios homogêneos.
- 19, 20, 21 - Evolução das fronteiras molhadas em meios estratificados.

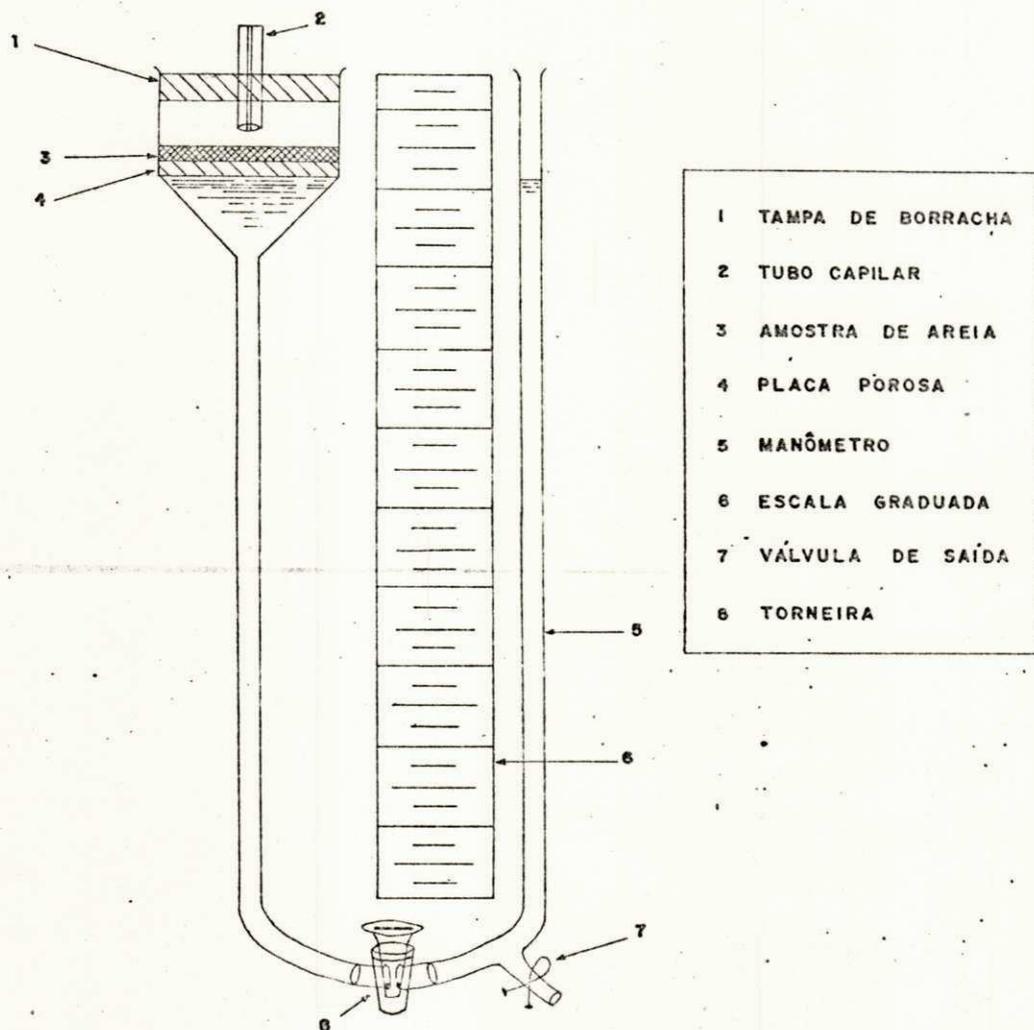


FIGURA 1 : EQUIPAMENTO PARA DETERMINAR A TENSÃO CAPILAR ψ E O TEOR DE UMIDADE θ .

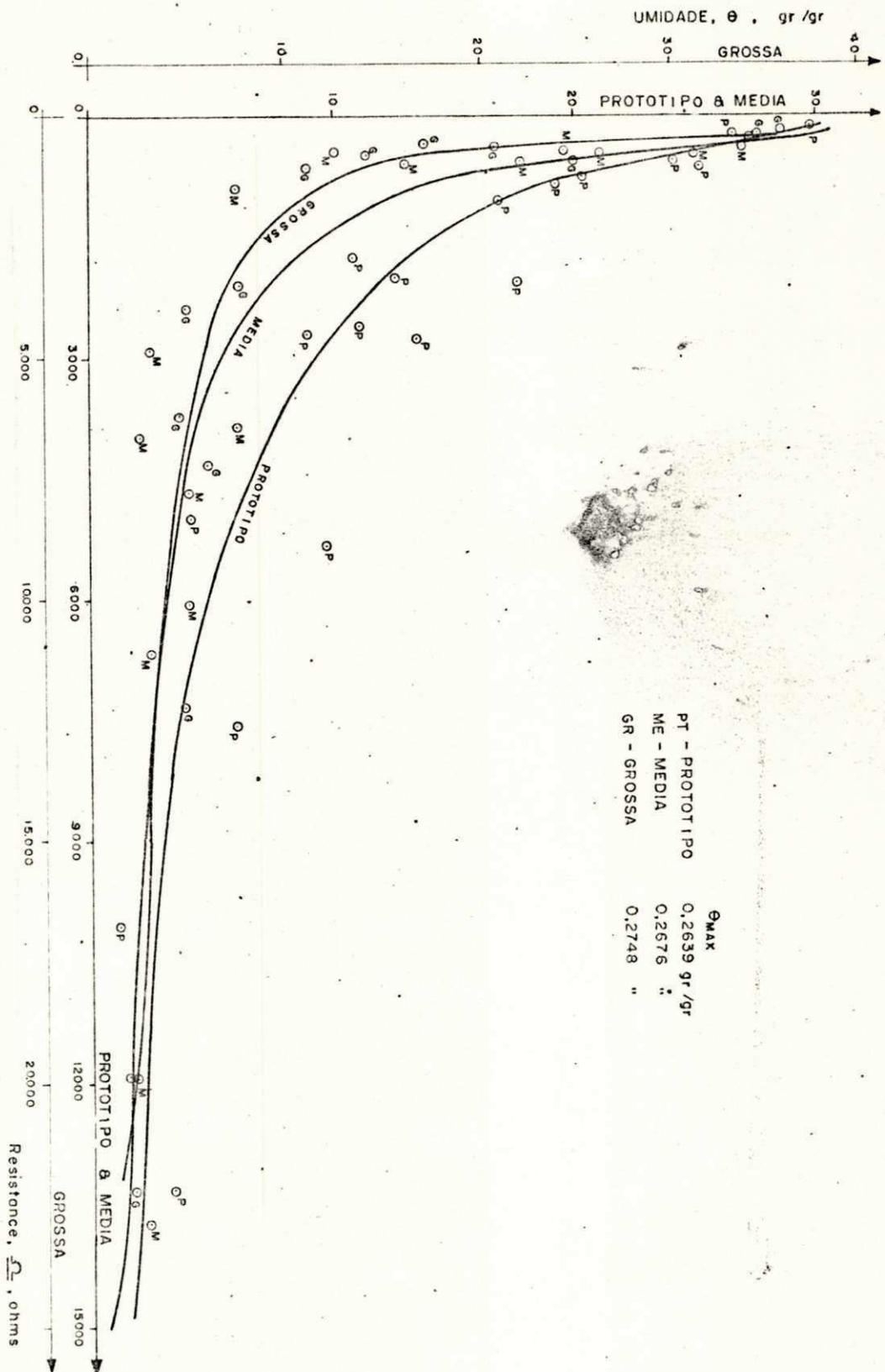


Fig. 2.- Curvas de calibração para as areias GR, ME, PT.

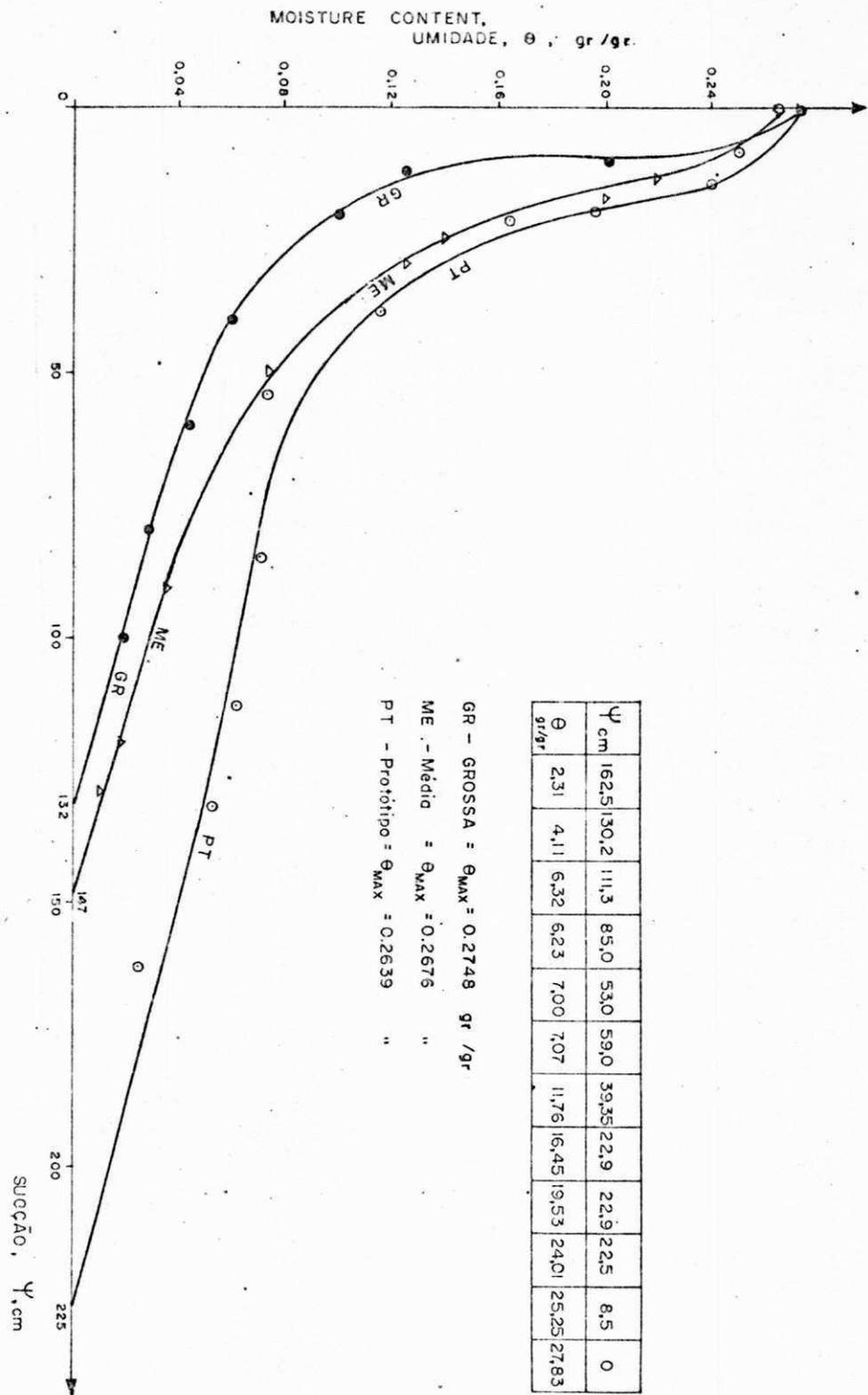


Fig. 3 - Relação entre umidade e sucção nas areias.

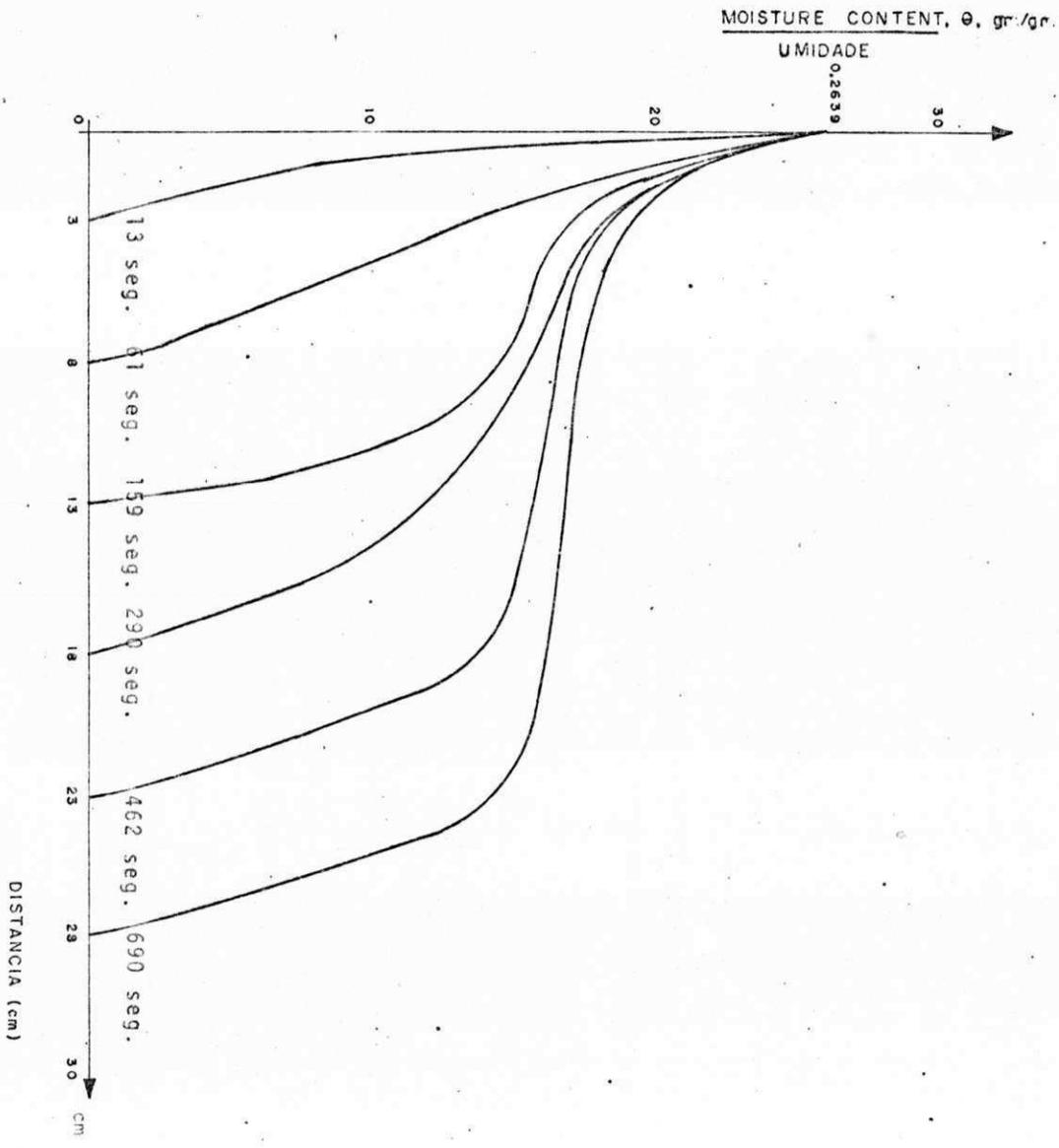


Fig. 4 - Teste de difusão Horizontal PT.

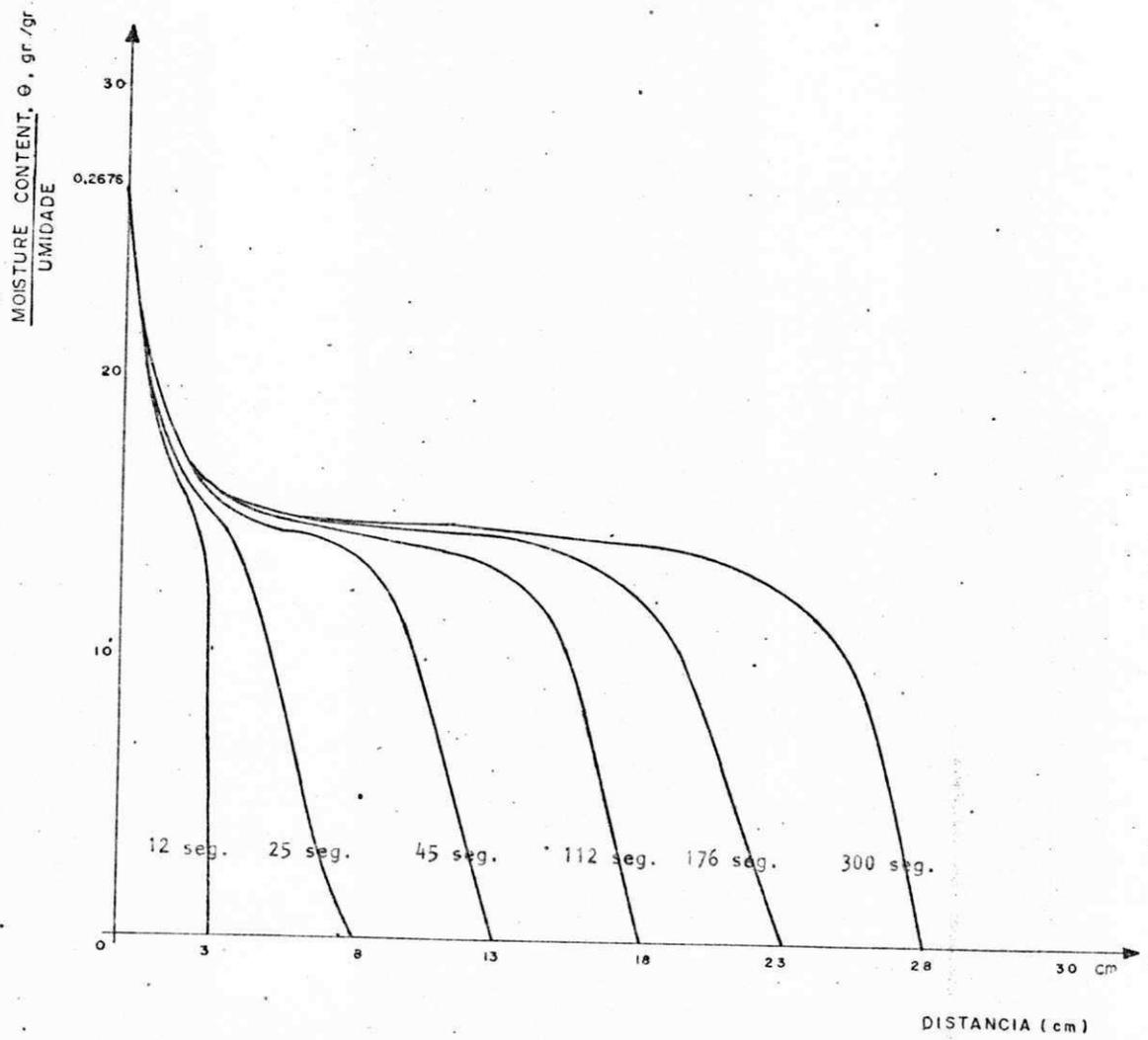


Fig. 5 - Teste de difusão Horizontal ME.

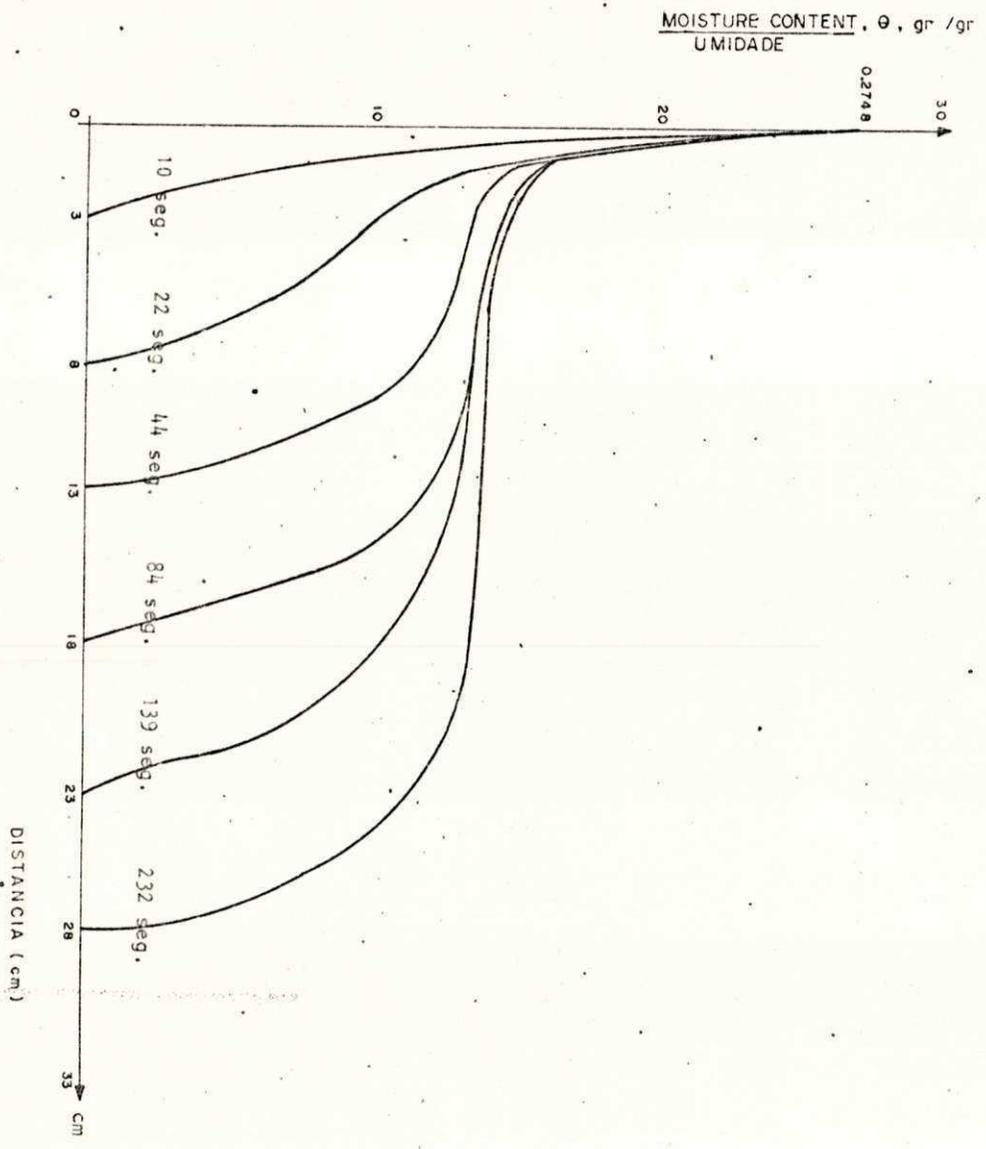


Fig. 6 - Teste de difusão Horizontal GR.

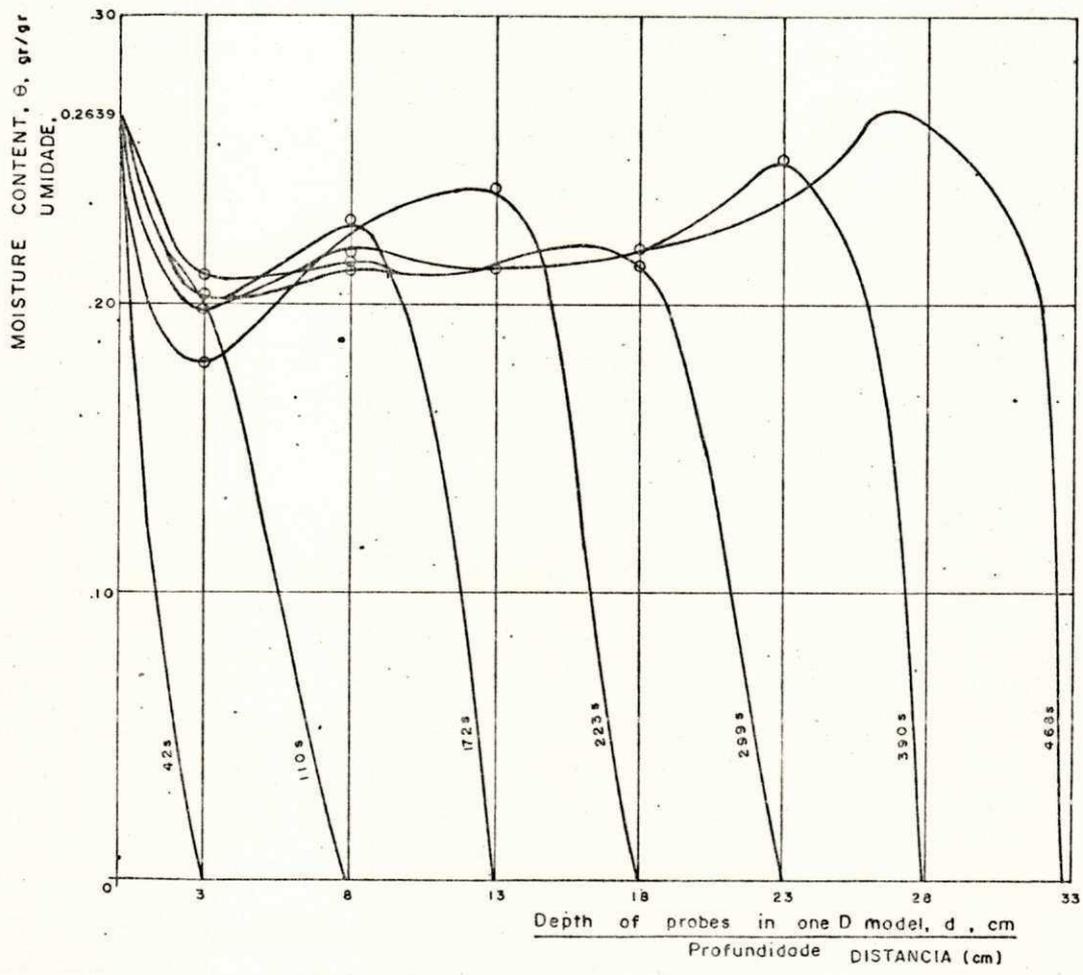


Fig. 7 - Teste de infiltração vertical com o fundo livre PT.

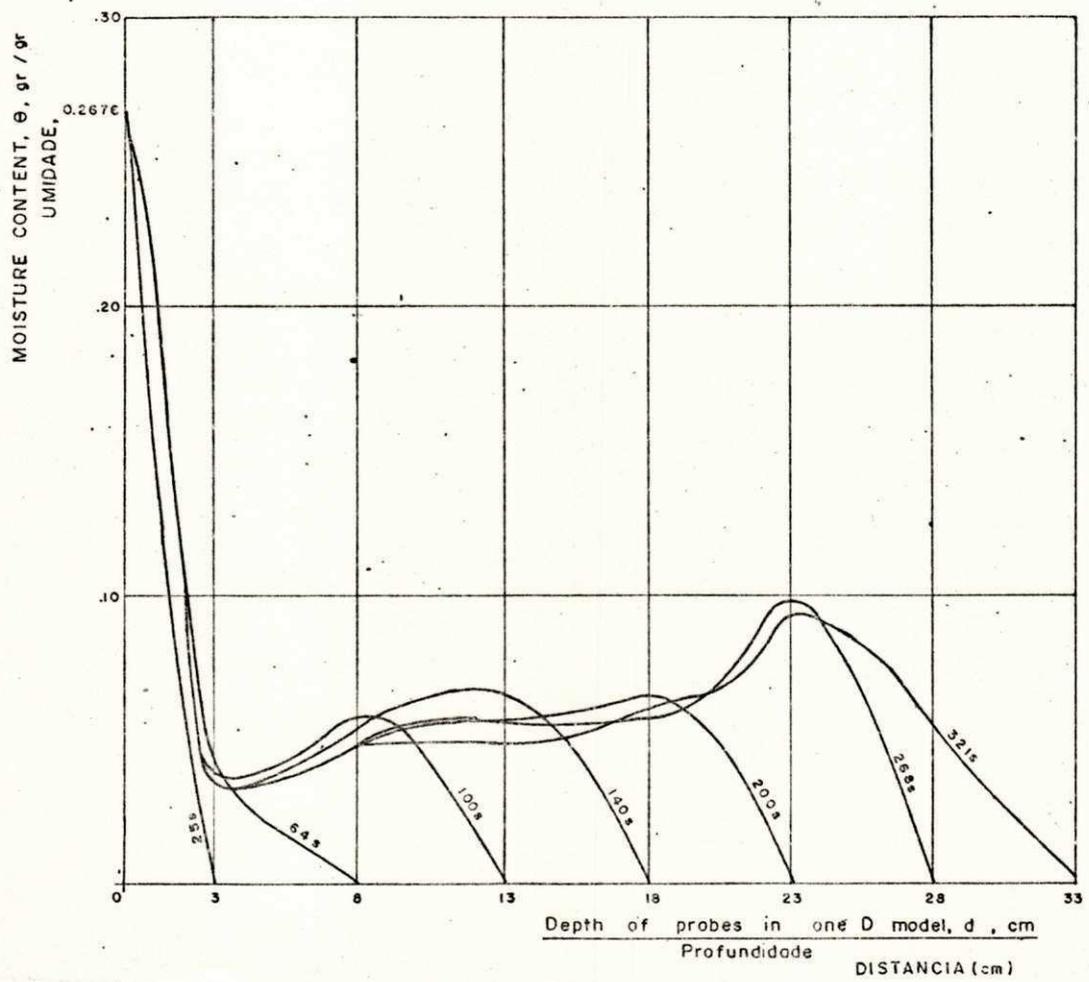


Fig. 8 - Teste de Infiltração vertical com o fundo livre ME.

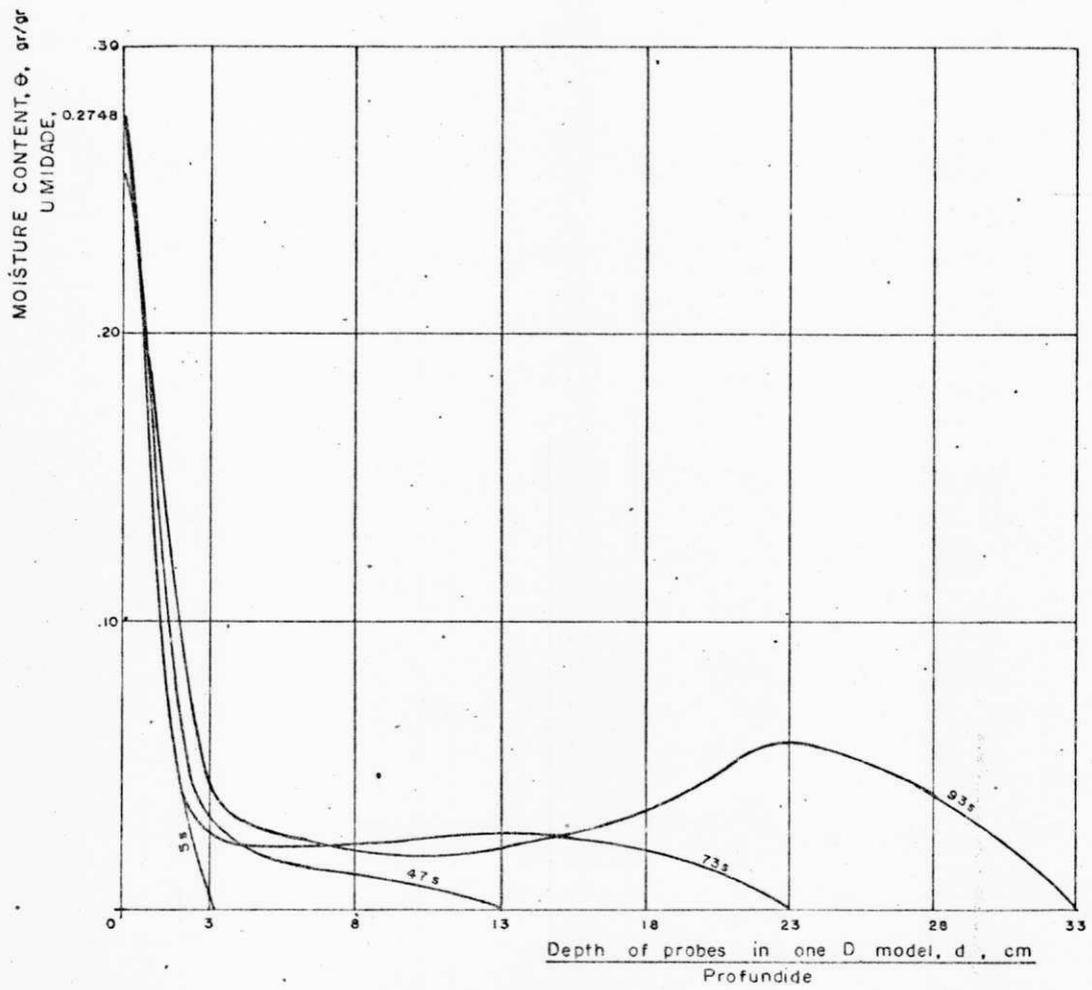


Fig. 9 - Teste de Infiltração vertical com o fundo livre GR.

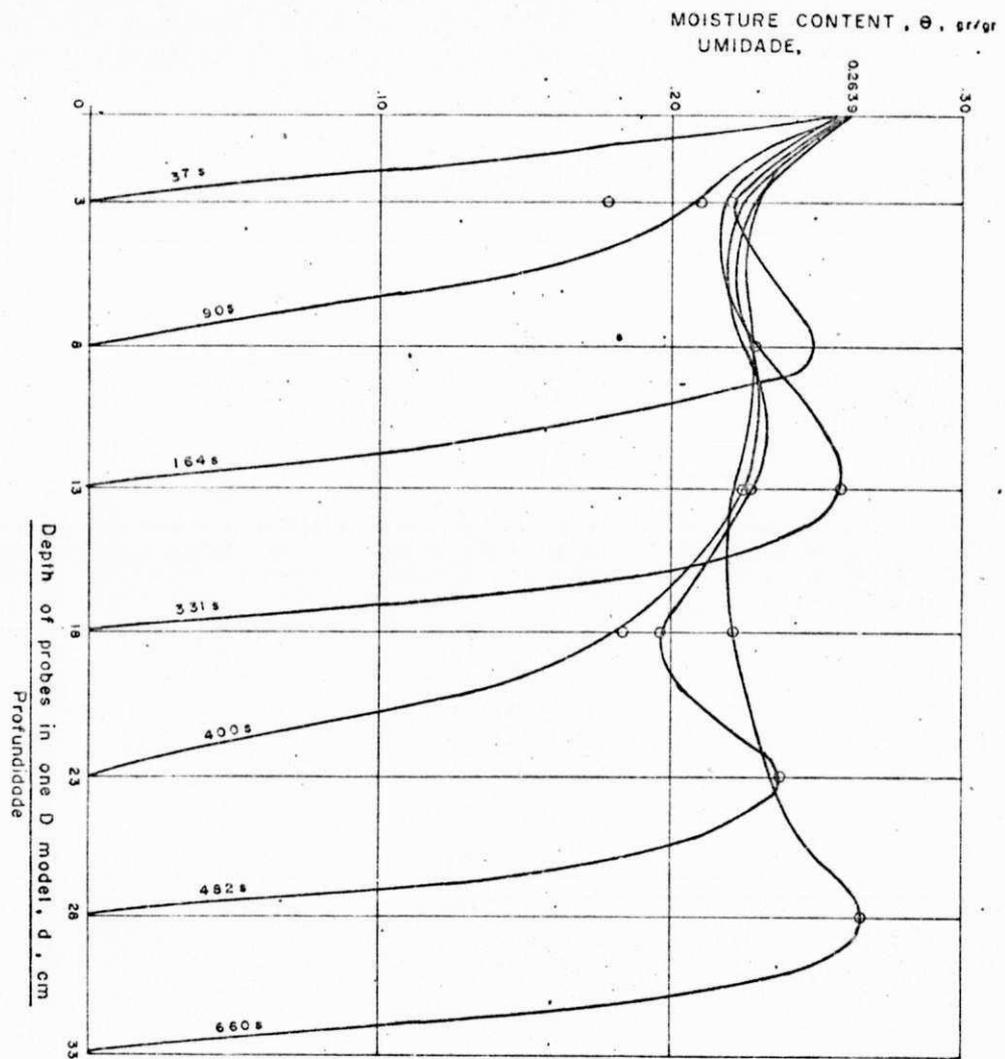


Fig. 10 - Infiltração vertical fundo fechado PT.

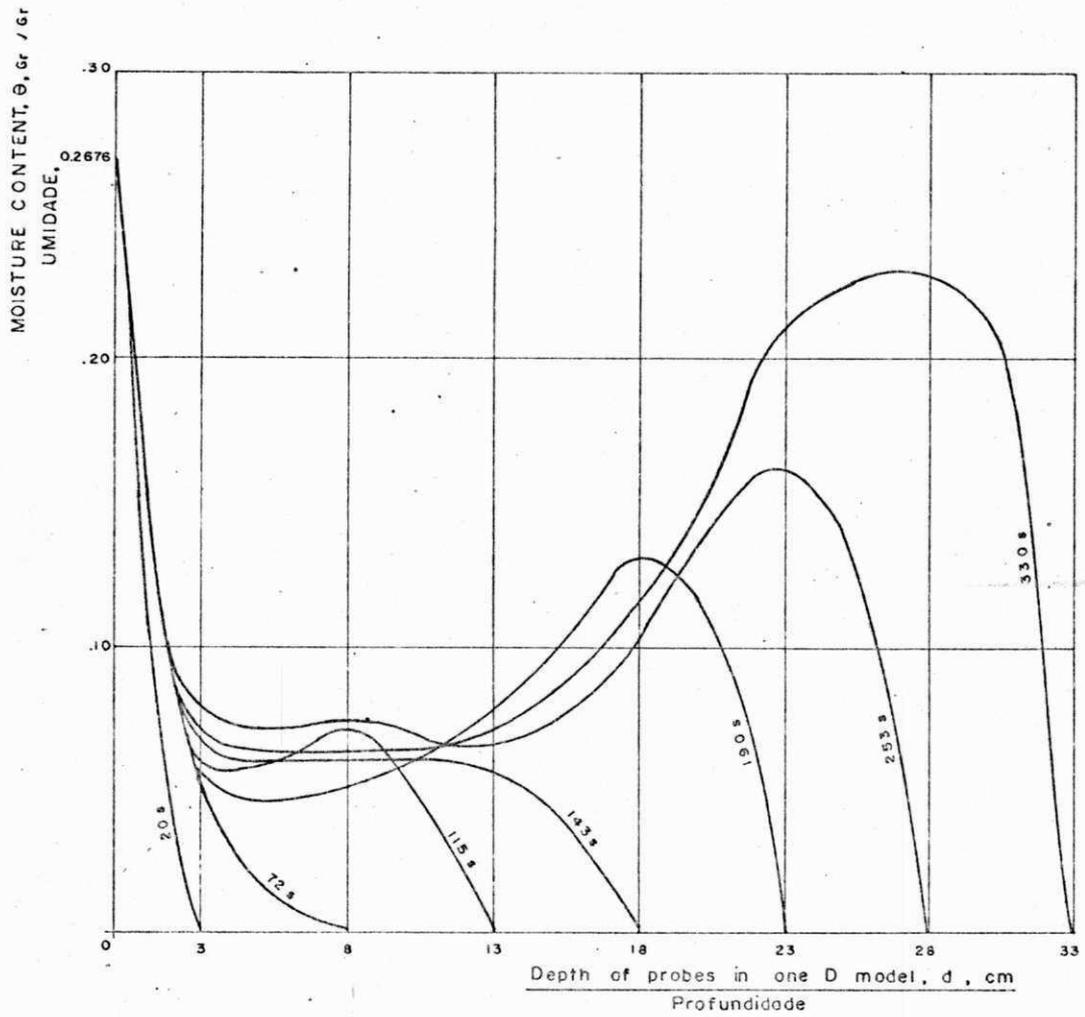


Fig. 11 - Infiltração vertical fundo fechado ME.

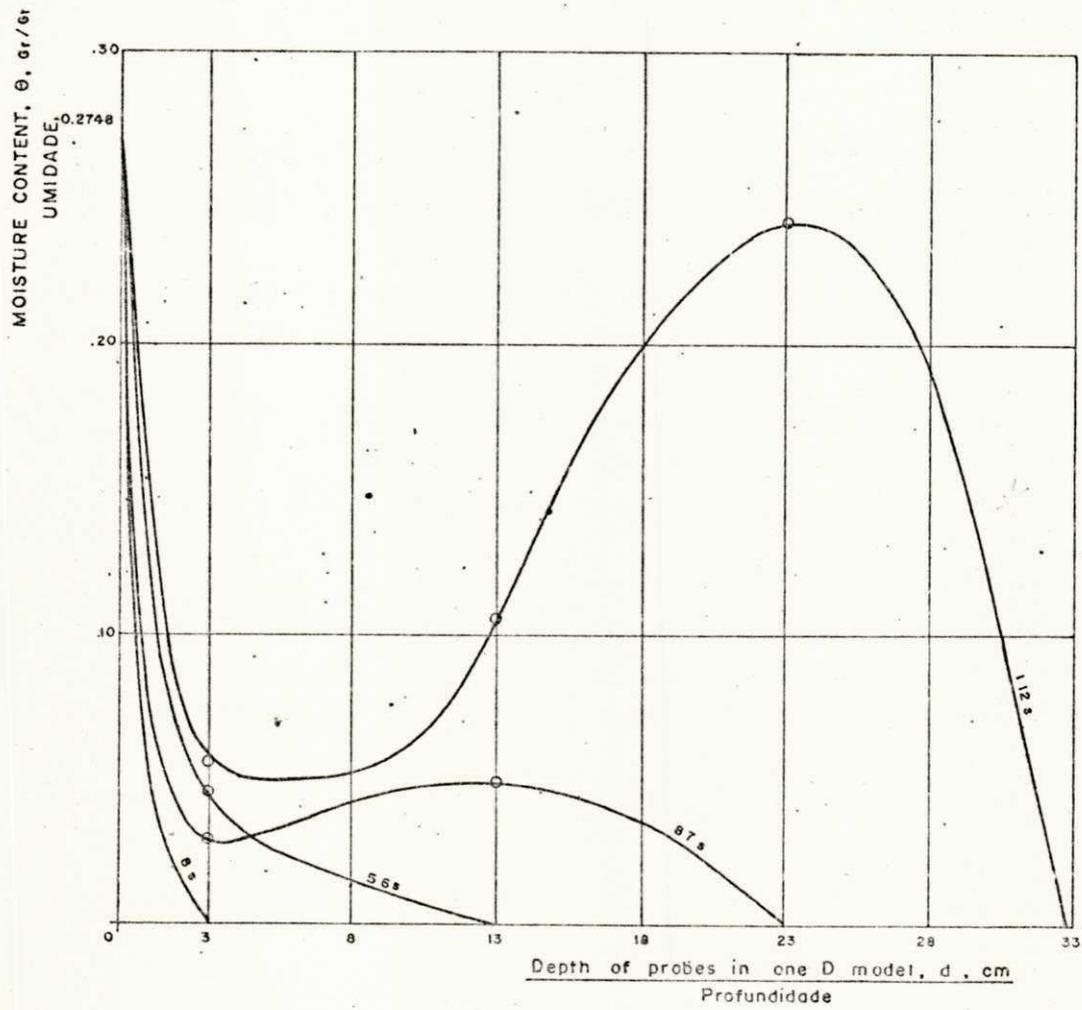


Fig. 12 - Infiltração vertical fundo fechado GR.

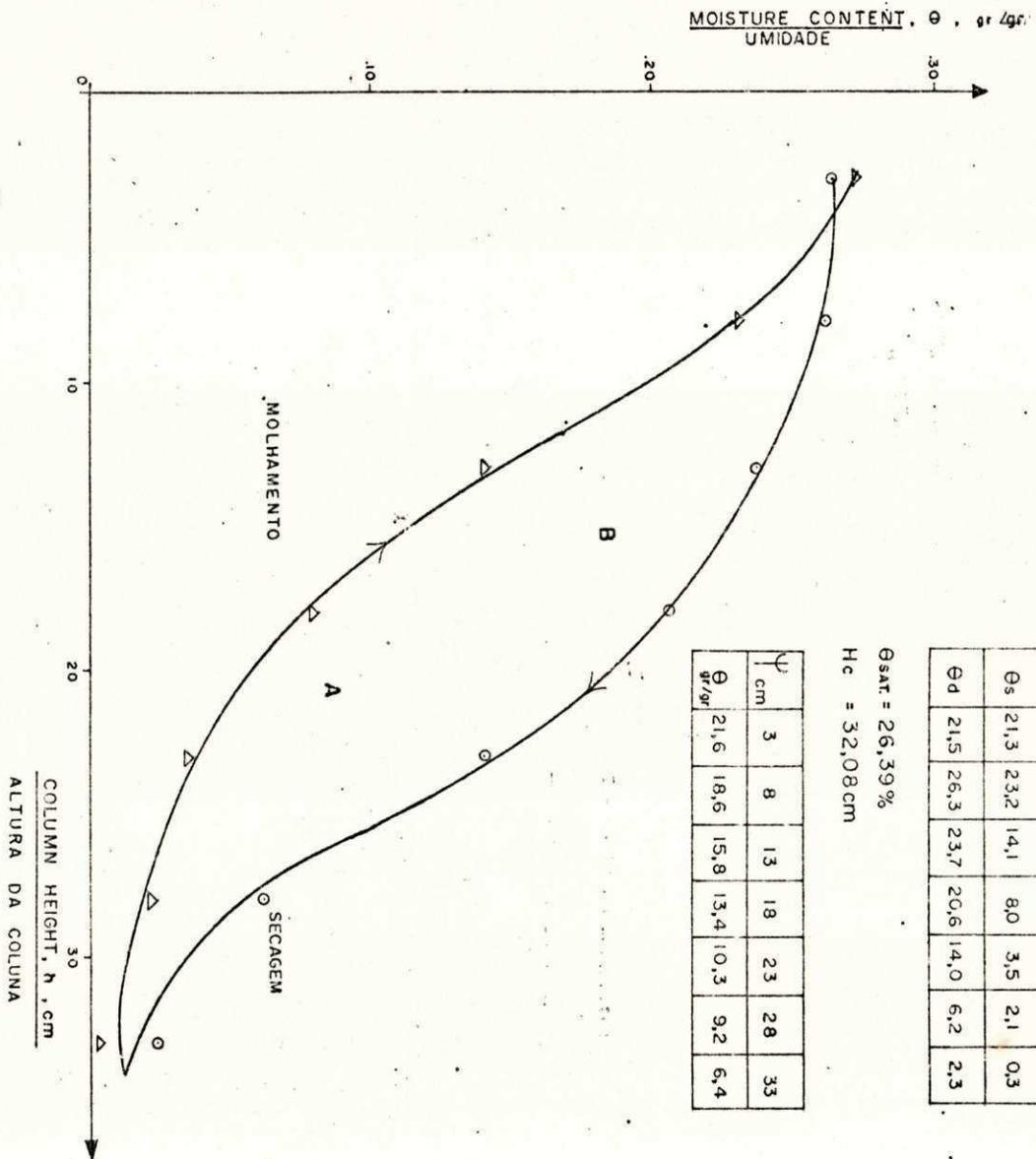


Fig. 13 - Curvas de Histerese PT.

MOISTURE CONTENT, θ , gr/gr
UMIDADE

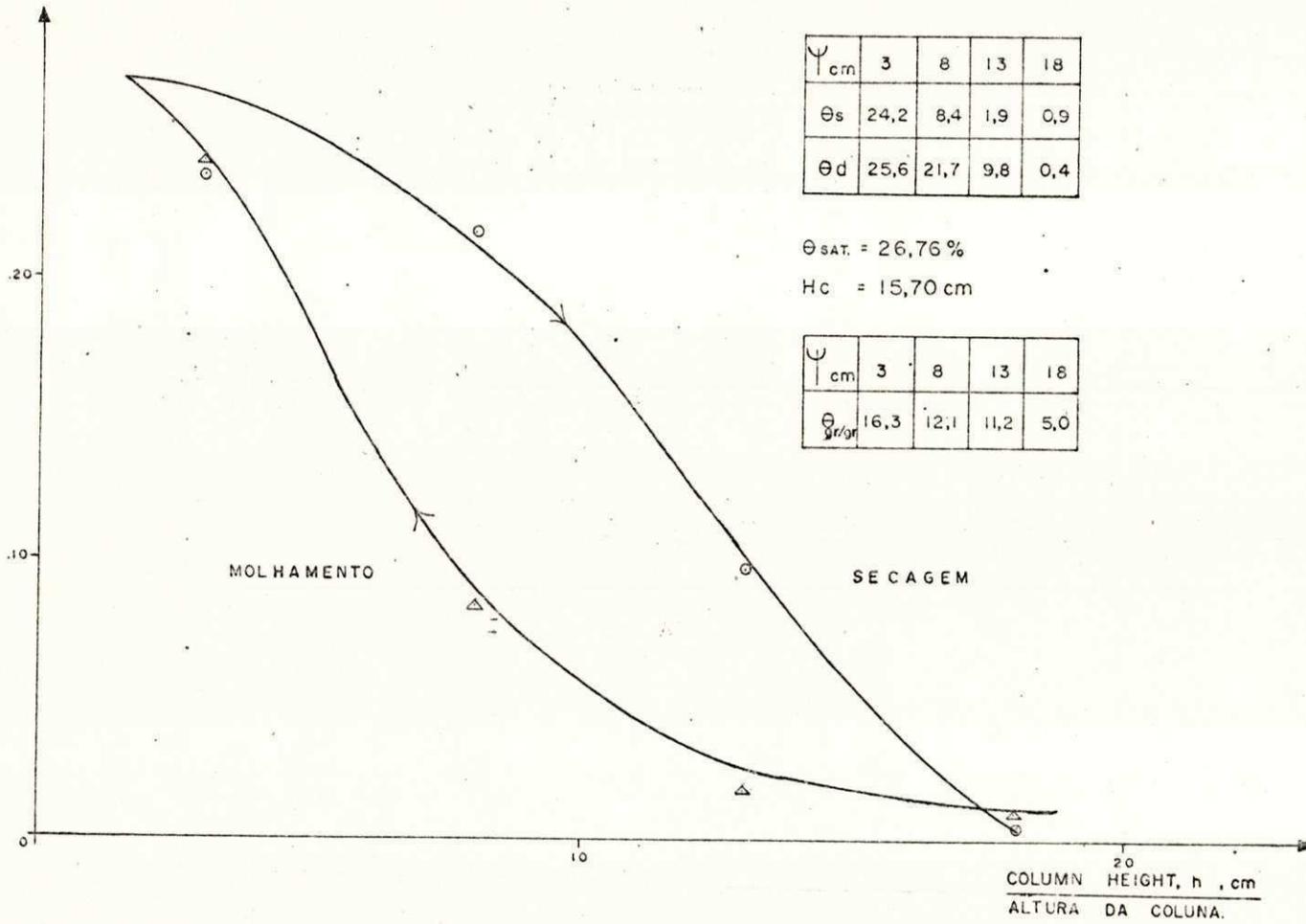


Fig. 14 - Curvas de Histerese ME.

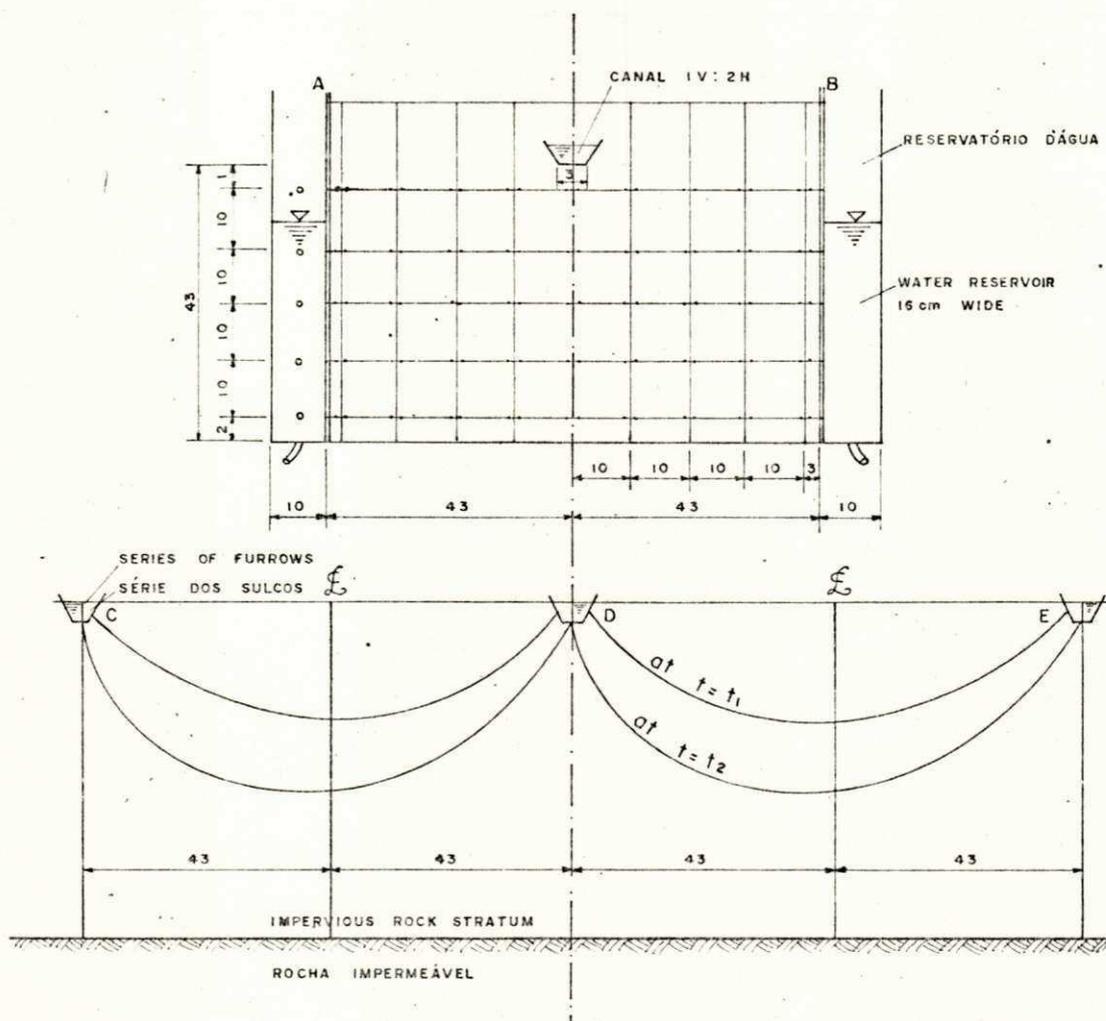


Fig. 15 - Diagrama esquemático do modelo, mostrando os sulcos, reservatório, e sondas de umidade.

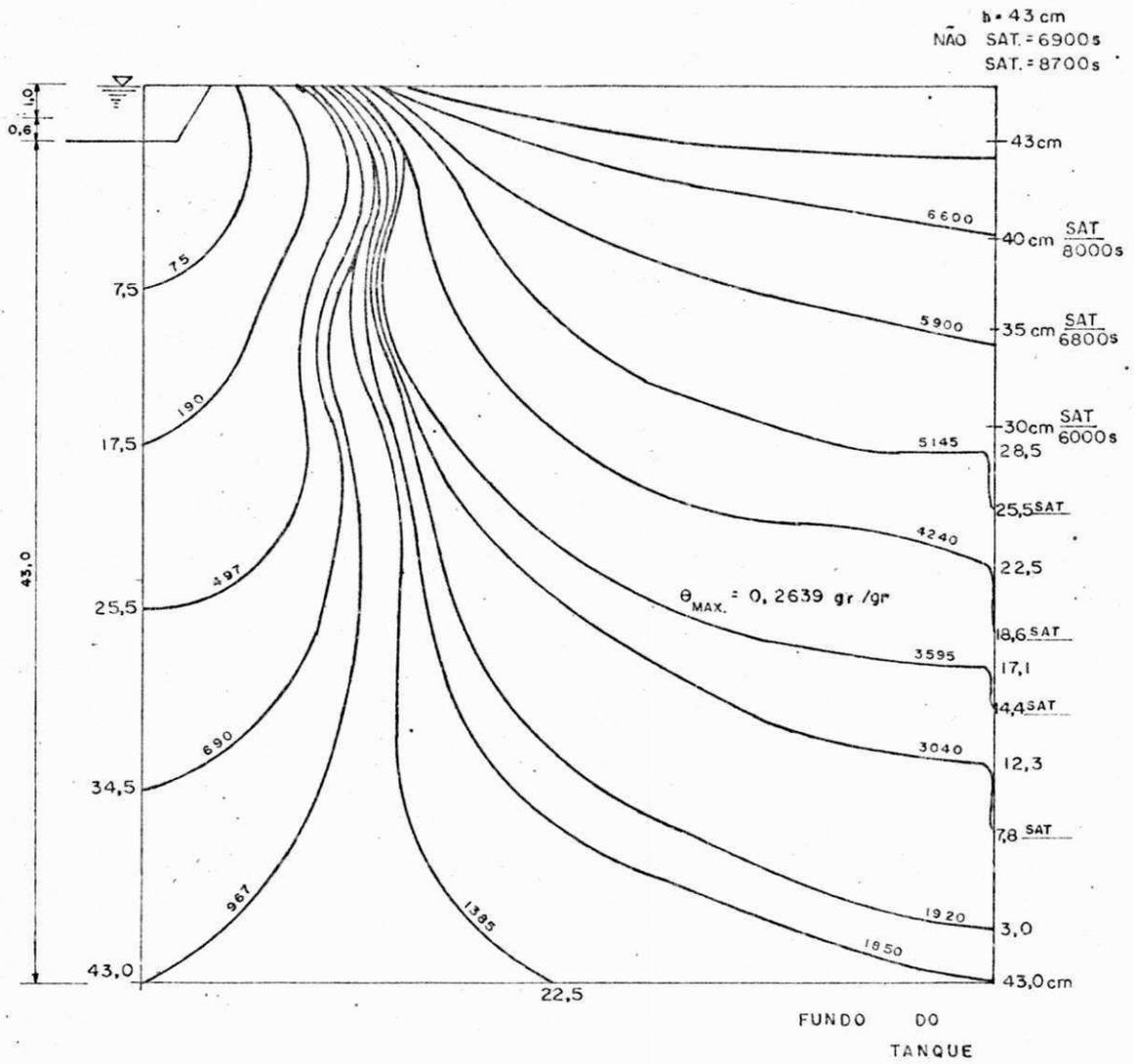


Fig. 16 - Evolução das fronteiras molhadas PT. meios homogêneos.

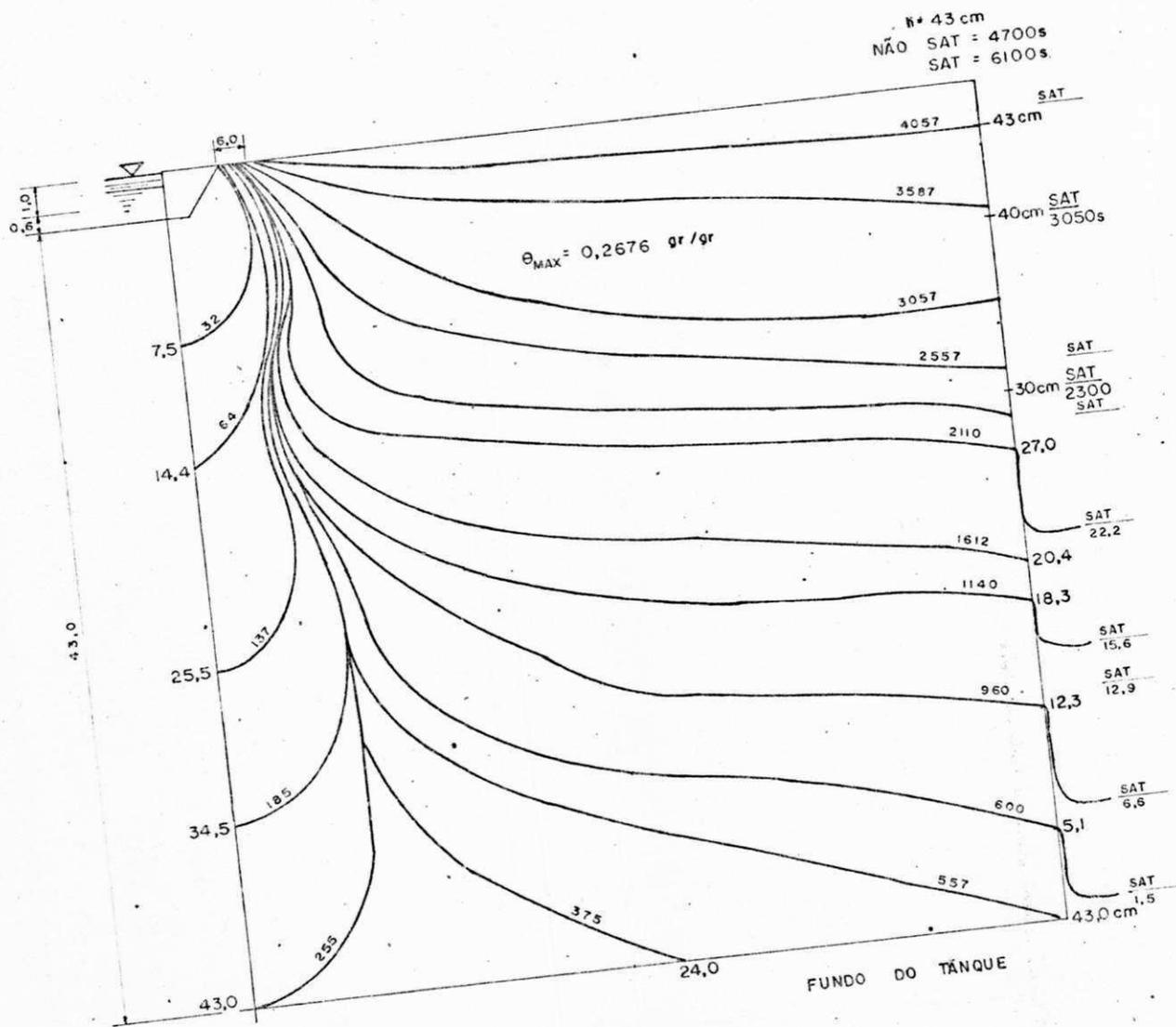


Fig. 17 - Evolução das fronteiras molhadas ME, meios homogêneos.

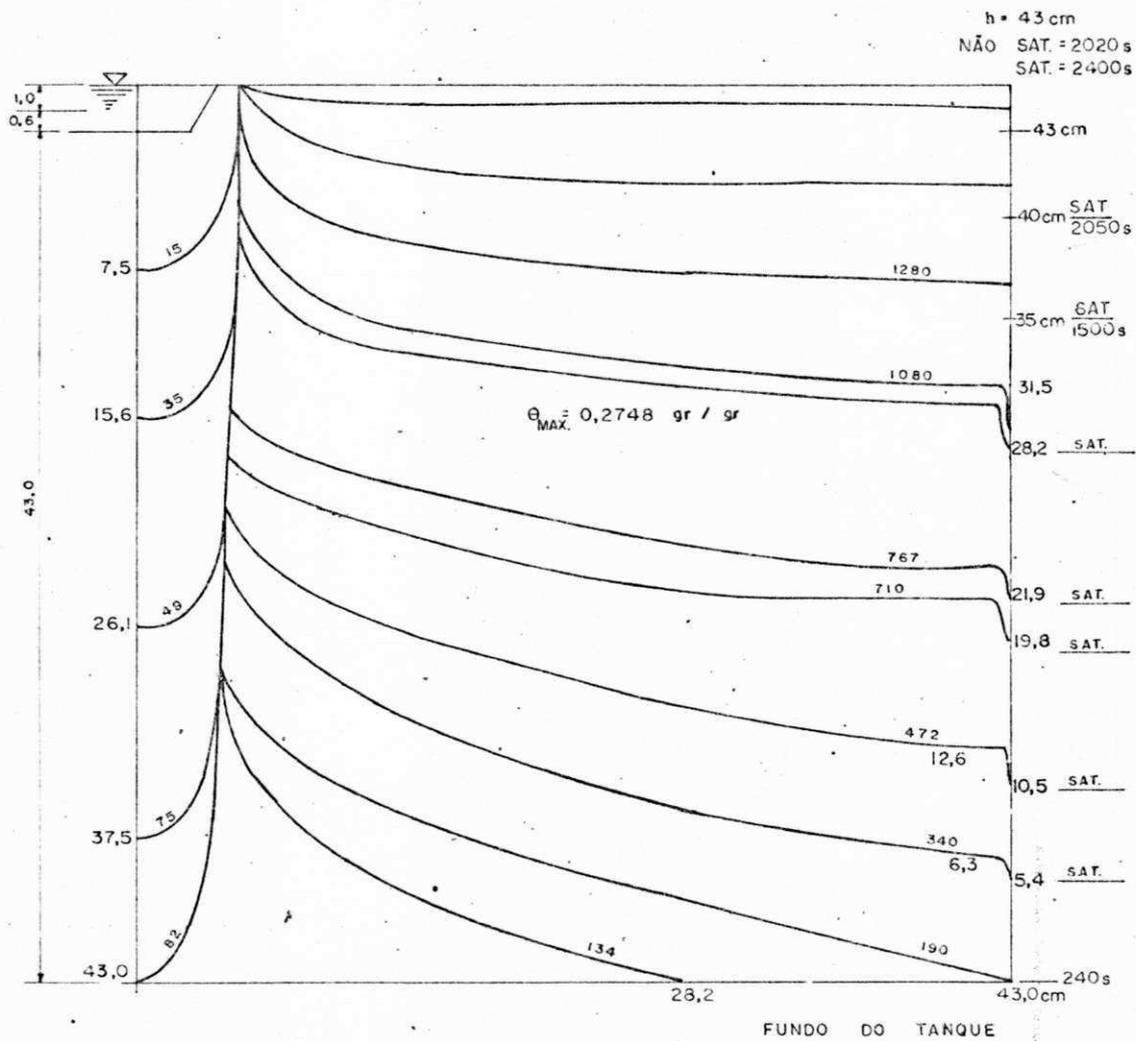


Fig. 18 - Evolução das fronteiras molhadas GR, meios homogêneos.

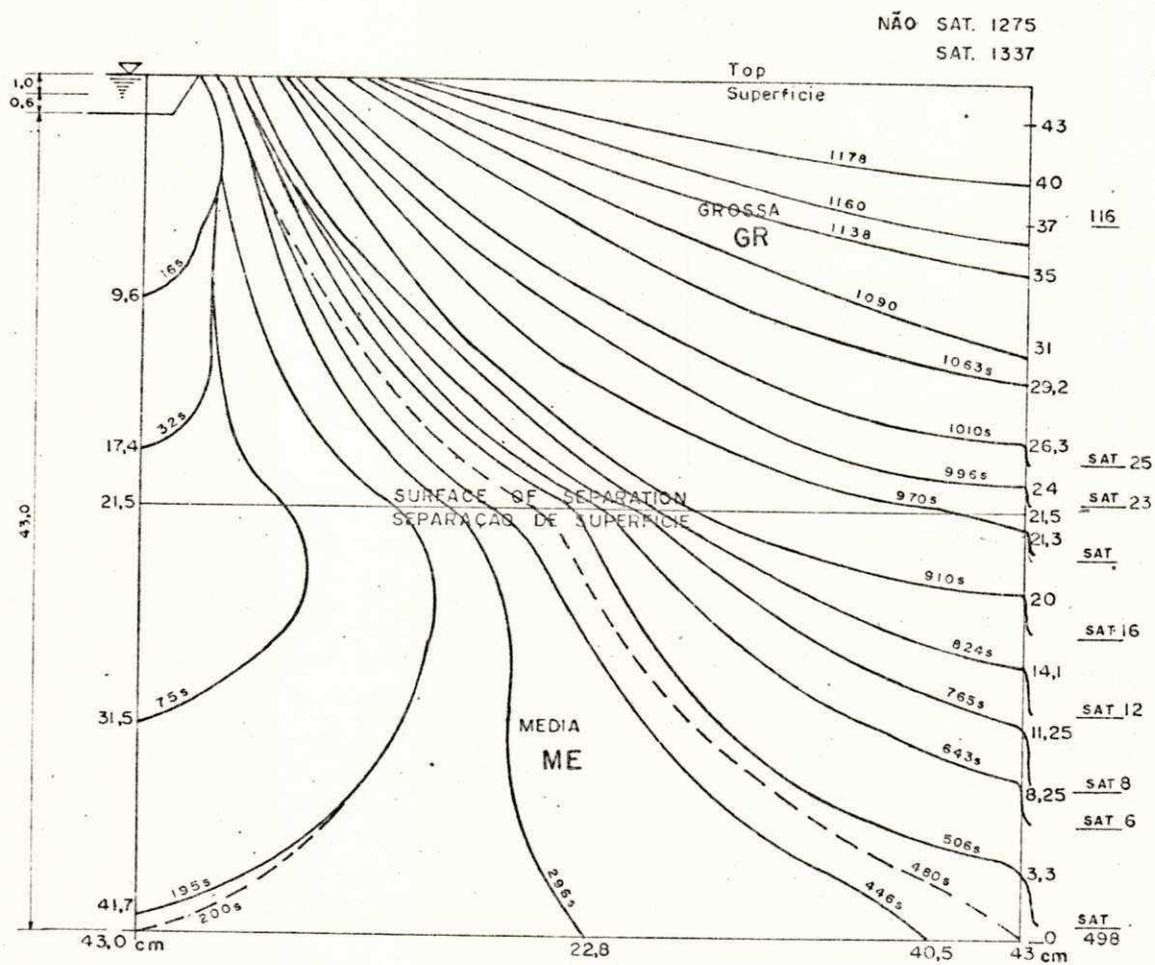


Fig. 20 - Evolução das fronteiras molhadas em meios estratificados GR/ME.

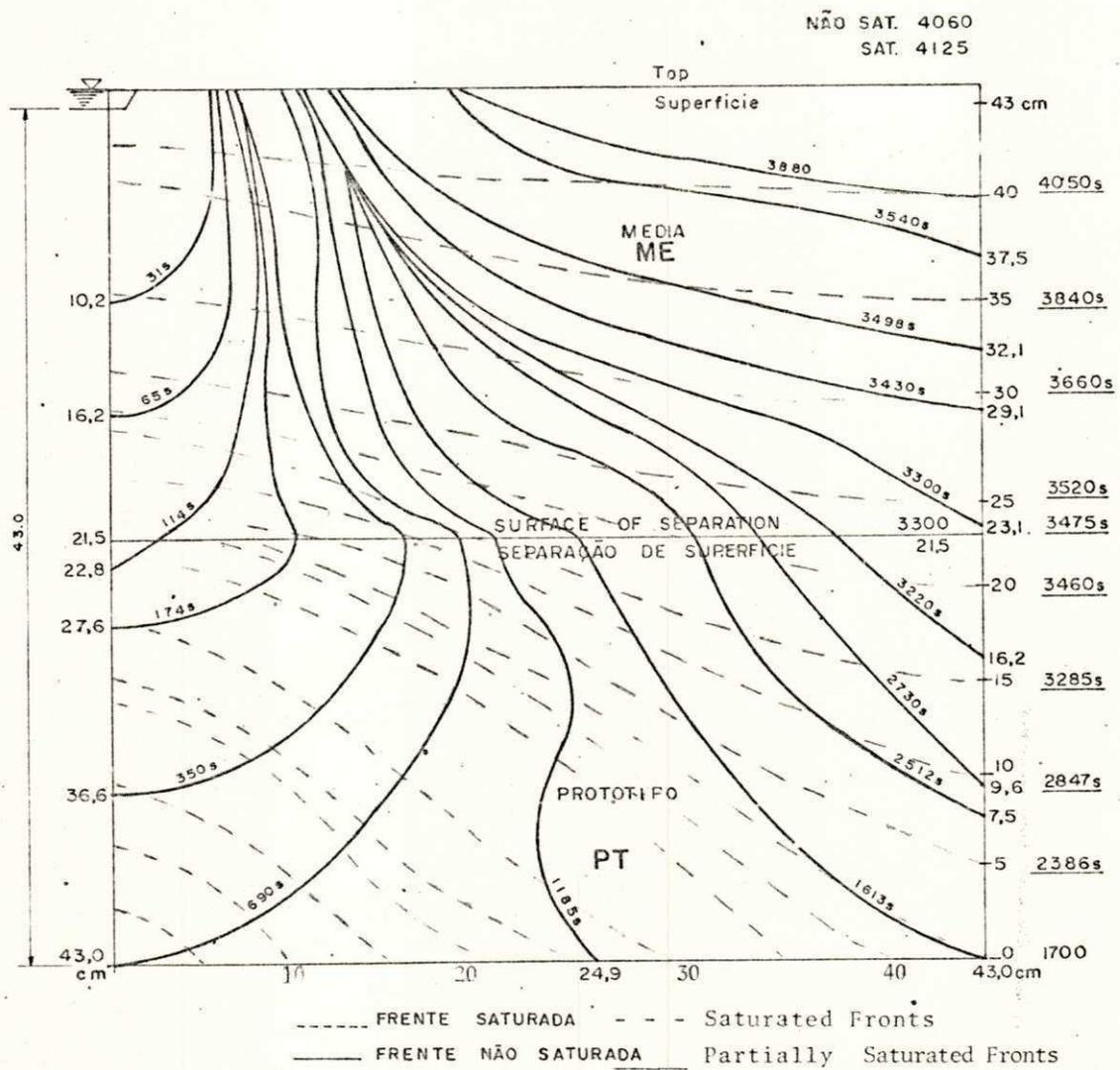


Fig. 21 - Evolução das fronteiras molhadas em meios estratificados GR/PT.

TABELAS

TABELAS

Tabela 1 - Características físicas das areias usadas.

Tabela 2 - Determinação de difusibilidade (D).

Tabela 3 - Valores de α na equação.

$$K = K_0 e^{\alpha \psi}$$

Tabela 4 - Cálculos para velocidade de entrada no caso de in filtração vertical.

Tabela 5 - Razões de escala estabelecidas entre os três tipos de areia (PT, ME, GR).

Tabela 6 - Comparação das relações $\frac{d}{t^{1/2}}$.

Tabela 7 - Realização das fronteiras molhadas e saturadas e o tempo decorrido nos três casos estratificados.

Tabela 8 - Comparação dos tempos de realização das fronteiras em meios estratificados e homogêneos. (Tempos líquidos)

TABELA 1 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DAS AREIAS USADAS.
PT, ME, GR.

TIPO DE UNIDADE ϕ , GR/GR	ALTURA DE SUCÇÃO h_c , CM			COEFICIENTE DE DIFUSIVIDADE D, CM^2/S			COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE $K = D \frac{e}{1+e} \frac{1}{\gamma_w}$		
	PT	ME	GR	PT	ME	GR	PT	ME	GR
0	225	147	132	0	0	0	-	-	-
0,04	145	83	55	0.0249	0.0825	0.1155	-	-	-
0,08	53	47	28	0.0643	0.1825	0.3270	16A	18A	24A
0,12	34	30	13	0.2186	0.6025	2.3220	36A	60A	84A
0,16	23	21	10	0.5945	1.0815	3.070	36A	12B	65B
0,20	21	17	9	1.1000	3.0780	17.00	14B	22B	141B
0,24	13	11	7,5	1.5125	6.784	21.00	32B	120B	710B
0,2639	0			3.8			110B		
0,2676		0			11,0			660B	
0,2748			0			89,0			6.256

A = 0.00001 B = 0.0001

ALTURA DA ASSENCÃO CAPILAR h_c , CM

$h_{(c)}^{PT} = 32.08$

$h_{(c)}^{ME} = 15.70$

$h_{(c)}^{GR} = 9.50$

$L_{r1} = h_c^{PT}/h_c^{ME} = 2.043; L_{r1}^2 = 4.17$

$L_r^2 = h_c^{PT}/h_c^{GR} = 3.377; L_{r2}^2 = 11.04$

	DENSIDADE APARENTE	DENSIDADE REAL	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	d_{10} (mm)	d_{50} (mm)	d_{60} (mm)
PT	1,36	2,63	(nº) 50 - 80 (mm) 0,30 - 0,18	0,185	0,220	0,236
ME	1,35	2,64	(nº) 30 - 50 (mm) 0,60 - 0,30	0,375	0,410	0,420
GR	1,36	2,76	(nº) 16 - 30 (mm) 1,2 - 0,60	0,600	0,676	0,700

	DENSIDADE RELATIVA (GS)	RAZÃO DE VAZIO (VV/VS)e	RAZÃO DE VAZIO MÍNIMA (VV/VS), e_{min}
PT	2,76	0,897	0,728
ME	2,72	0,892	0,728
GR	2,67	0,815	0,733

$L_{r1} = \frac{d_{10}^{ME}}{d_{10}^{PT}} = 2,027 ; ; L_{r2} = \frac{d_{10}^{GR}}{d_{10}^{PT}} = 3,243$

TABELA 2 - DETERMINAÇÃO DA DIFUSIBILIDADE D

CURVA 10 CM				CURVA 23 CM			
(gr/gr)	$\frac{dx}{d\theta}$ (cm)	$t = 290$ s. X.d θ ACUMULADO cm	D 18 cm	D MÉDIO cm ² /s	T = 162 s. D23cm	X.d θ ACUMULADO	($\frac{dx}{d\theta}$) (cm)
0.04	27,1	0,700	0,0327	0,0249	0,0405	0,904	41,30
0.08	28,57	1,336	0,0658	0,0463	0,0628	1,760	32,97
0.12	63,68	1,908	0,2092	0,2188	0,0228	2,570	82,01
0.16	150,80	2,320	0,6035	0,5945	0,5855	3,288	164,50
0.20	265,00	2,460	1,1130	1,1000	1,1460	3,460	306,04
0.24	362,00	2,452	1,5320	1,5130	1,4930	3,504	393,70
0.2639	POR EXTRAPOLAÇÃO $t = 112$ seg.			3,80	$t = 176$ seg.		
0.04	23,40	0,756	0,0790	0,0825	0,0360	0,9400	32,20
0.00	28,53	1,476	0,1880	0,1825	0,1770	1,8520	33,64
0.12	64,16	2,100	0,5260	0,6015	0,6770	2,6480	89,99
0.16	98,00	2,472	1,0810	0,9560	1,1810	3,1200	133,20
0.20	269,00	2,560	3,2050	3,0750	2,9500	3,2080	323,60
0.24	618,00	2,576	7,1090	6,7840	6,4590	3,2240	705,20
0,2676	POR EXTRAPOLAÇÃO $t = 84$ seg.			11,00	$t = 139$ seg.		
0.04	30,20	0,696	0,1250	0,1155	0,1060	0,9040	32,00
0.00	43,87	1,344	0,3500	0,3870	0,4230	1,7560	66,00
0.12	191,60	1,936	2,2086	2,3220	2,4360	2,5000	267,00
0.16	198,00	2,568	3,0240	3,0700	3,1160	3,1680	273,00
0.20	955,00	3,048	17,3220	16,6990	10,0760	3,2160	1390,00
0.24	1117,00	3,080	20,4800	21,0100	21,5300	3,2480	1862,00
0.2748	POR EXTRAPOLAÇÃO			89,00			

TABELA 3 - VALORES DE α NA EQUAÇÃO $K = K_0 e^{\alpha\psi}$

θ (gr/gr ψ (cm)		PT		ME		GR			
		α	ψ (cm)	α	ψ	α			
0,04	145	$K = 3.65 \times 10^5 \times 10^{13} =$ $0,011 \times e^{\alpha\psi}$	-0.1692	83	$K = 2,55 \times 10^7 \times 10^{15} =$ $0,066 \times e^{\alpha\psi}$	-0.3431	55	$K = 5,47 \times 10^5 \times 10^{9,5}$ $0,256 \times e^{\alpha\psi}$	-0,2901
0,08	53		-0.2309	47		-0,3846	28		-0,3362
0,12	34		-0,3017	30		-0,4007	13		-0,4261
0,16	23		-0,2809	21		-0,3650	10		-0,2833
0,20	21		-0,1727	11		-0,2579	9		-0,3408
0,2748		-0,2430		-0,3507		-0,3339			

TABELA 4 - CÁLCULOS PARA A VELOCIDADE DE ENTRADA

	θ (gr/gr)	K (cm/s)	α	VELOCIDADE V, (cm/s)	
				PRIMEIRO DÉCIMO DE 3,0 cm	VER FÓRMULA ÚLTIMO DÉCIMO DE 3,0 cm
PT	d_1 0,2639-0 - 0,2500	d_2 0,011 - 84 x 10 ⁻⁴	-0,2430	-0,3644	-0,0041
ME	0,2676 - 0,2600	0,066 - 0,020	-0,3507	-0,4800	0,016
GR	0,2748 - 0,2600	0,256 - 0,060	0,3339	-0,2168	2,098 x 10 ⁻⁴

VER TABELA 1.

TABELA 5 - RAZÕES DA ESCALA ESTABELECIDADA ENTRE AS AREIAS
PT, ME, GR.

PERFIS NÃO SATURADOS (TEMPOS LÍQUIDOS) em s.

d (cm)	INFILTRAÇÃO VERTICAL						ESPALHAMENTO LATERAL HORIZONTAL					ASCENSÃO CAPILAR NÃO SATURADA					PERFIS SATURADOS ASCENSÃO VERTICAL				
				RAZÕES						RAZÕES						RAZÕES					
	PT	ME	GR	PT/ME	PT/GR		PT	ME	GR	PT/ME	PT/GR	PT	ME	GR	PT/ME	PT/GR	PT	ME	GR	PT/ME	PT/GR
5	48	21	7	2,29	6,80		83	50	5	1,66	16,60	300	131	105	2,67	3,32	330	130	110	2,53	3,00
10	98	44	15	2,22	6,53		183	61	14	3,00	13,07	950	311	215	3,05	4,41	1050	300	240	3,18	4,37
15	160	68	25	2,35	6,40		253	74	23	3,42	11,00	1.550	516	300	3,0	5,16	1300	630	360	2,06	3,61
20	248	95	35	2,61	7,08		373	95	32	3,93	11,66	2.220	941	515	2,34	4,27	2400	800	540	3,00	4,44
25	368	126	46	2,92	8,0		470	173	43	3,695	11,00	2.750	1500	720	1,83	3,82	3100	1580	780	1,96	4,07
30	528	158	57	3,34	9,26		593	165	58	3,594	10,22	3.350	1741	910	1,93	3,68	4000	2030	1100	1,97	3,63
35	720	180	70	4,0	10,2		703	190	73	3,70	9,63	4.100	2241	1260	1,83	3,25	4800	2400	1260	2,0	3,81
40							873	255	88	3,19	9,23	4.950	2672	1510	1,85	3,14	6000	2780	1810	2,15	3,31

TABELA 6 - COMPARAÇÃO DAS RELAÇÕES $\frac{d}{t^{1/2}}$

TEMPO (t) REALIZADO DURANTE A INFILTRAÇÃO VERTICAL (s)			$t^{1/2}$			$\frac{d}{t^{1/2}}$			RAZÃO (EXPERIMENTO)	
PT	ME	GR	PT	ME	GR	PT	ME	GR	PT/ME	PT/GR
5	48,0	21,0	7,0	6,93	4,58	2,65	0,72	1,09	1,89	2,63
10	98,0	44,0	15,0	9,90	6,63	3,87	1,01	1,51	2,58	2,55
15	160,0	68,0	25,0	12,65	8,24	5,00	1,86	1,82	3,00	2,53
20	248,0	98,0	35,0	15,49	9,39	5,92	1,29	2,02	3,38	2,62
25	368,0	126,0	46,0	19,19	11,22	6,78	1,26	2,23	3,69	2,93
30	528,0	158,0	57,0	22,98	12,57	7,55	1,31	2,39	3,97	3,03
35	720,0	180,0	70,0	26,83	13,42	81,37	1,31	2,61	4,10	3,19
Razões Teóricas correspondente									2,04	3,37

TABELA 7 - REALIZAÇÃO DAS FRONTEIRAS MOLHADAS E O TEMPO DECORRIDO NOS TRÊS CASOS ESTRATIFICADOS

DISTANCIA L OU PROFUNDIDADE D EM CM	INFILTRAÇÃO VERTICAL DECEDENTE, TEMPO, t. S.		
	GR/PT	GR/ME	ME/PT
5	11	10,5	20,5
10	18	17,5	30
15	28	27	57
20	43	37	92
25	88	49	135
30	228	70	220
35	512	117	330
40	560	175	510
43	600	200	690

ESPALHAMENTO HORIZONTAL A 21,5 CM - TEMPO t. S.			
5	60	45	120
10	90	125	174
15	520	265	335
20	920	480	1.182
25	1.235	685	1.730
30	1.415	940	2.510
35	1.500	960	2.918
40	1.755	965	3.430
43	1.950	985	3.660

ESPALHAMENTO HORIZONTAL A 43,0 CM - TEMPO t. S.			
0	600	200	690
5	680	220	780
10	780	230	890
15	910	250	990
20	1.025	275	1.085
25	1.160	315	1.190
30	1.280	375	1.300
35	1.370	430	1.420
40	1.460	475	1.540
43	1.560	530	1.613

RECARGA VERTICAL ASCENDENTE NA LATERAL DO TANQUE (FRENTE PARCIALMENTE SATURADA), TEMPO t. S.			
0	1.560	480	1.613
5	1.730	600	2.260
10	1.860	780	2.750
15	1.900	880	3.140
20	1.925	950	3.270
21,5	1.958	992	3.300
25	1.965	1.035	3.375
30	2.020	1.075	3.450
35	2.140	1.138	3.660
40	2.265	1.173	3.880
43	2.364	1.275	4.060

(FRENTE SATURADA) - TEMPO, t. S.			
0	1.610	498	1.700
5	1.805	600	2.386
10	1.900	825	2.847
15	1.965	930	3.285
20	2.020	990	3.460
21,5	2.055	1.065	3.475
25	2.085	1.070	3.520
30	2.149	1.110	3.660
35	2.220	1.200	3.840
40	2.390	1.243	4.050
43	2.490	1.337	4.225

TABELA 8 - COMPARAÇÃO DOS TEMPOS DE REALIZAÇÃO DAS
FRONTEIRAS EM MEIOS ESTRATIFICADOS E HO-
MOGÊNEOS (TEMPOS LÍQUIDOS)

TEMPO LÍQUIDO PARA A REALIZAÇÃO DAS FRONTEIRAS em s.

		ESTRATIFICADO	HOMOGÊNEO	
43 cm		ME/PT = 690	ME = 225	PT = 967
		GR/PT = 600	GR = 82	PT = 967
Infiltração vertical		GR/ME = 200	GR = 82	ME = 225
43 cm	21,5cm	GR/PT = 1950	-	-
Espalha- mento	Interface	GR/ME = 985	-	-
		ME/PT = 3660	-	-
Horizon- tal	21,5cm Até o fundo	GR/PT = 960	GR = 190	PT = 1850
		GR/ME = 330	GR = 190	ME = 557
		ME/PT = 923	ME = 557	PT = 1850
40 cm	Não saturado	GR/PT = 705	GR = 1510	PT = 4950
		ME/PT = 2267	ME = 2672	PT = 4950
		GR/ME = 698	GR = 1510	ME = 2672
Ascensão Vertical até o fun- do do sul- co	Saturado	GR/PT = 78	GR = 1810	PT = 6000
		ME/PT = 2350	ME = 2780	PT = 6000
		GR/ME = 745	GR = 1810	ME = 2780

F O T O S

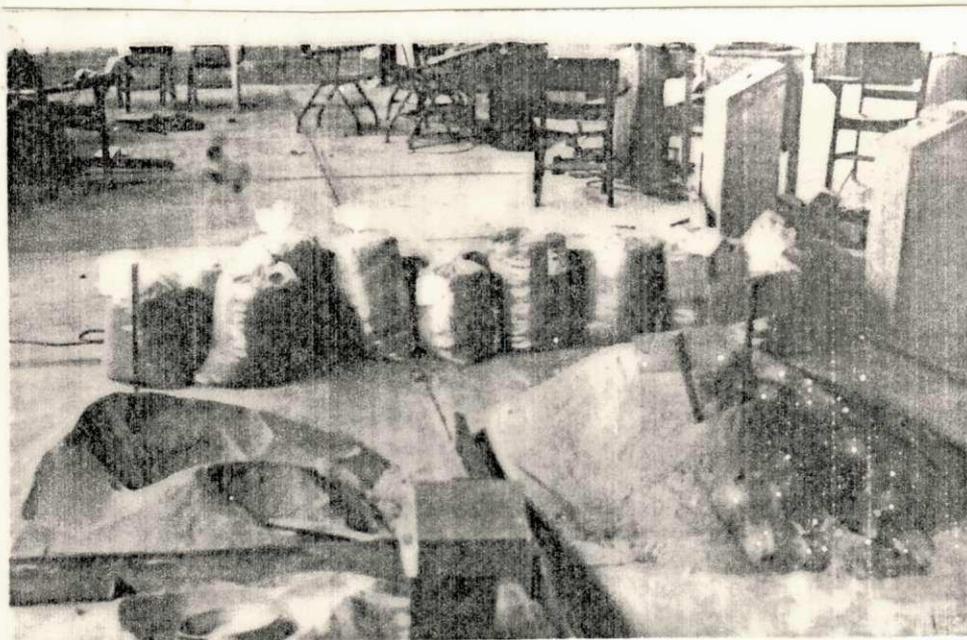


FOTO 1 - Laboratório de Hidráulica
Seleção das areias.

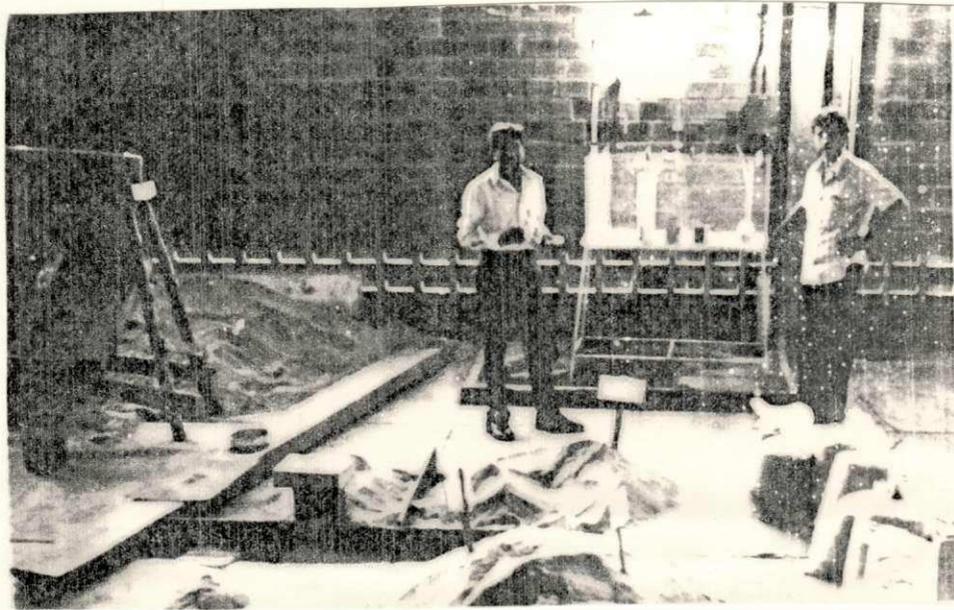


FOTO 2 - O Prof. Sérgio Emiliano Castor e seu orientador Dr. S.V.K. SARMA. Ao fundo os aparatos dos ensaios uni-dimensionais e o modelo acrílico bi-dimensional

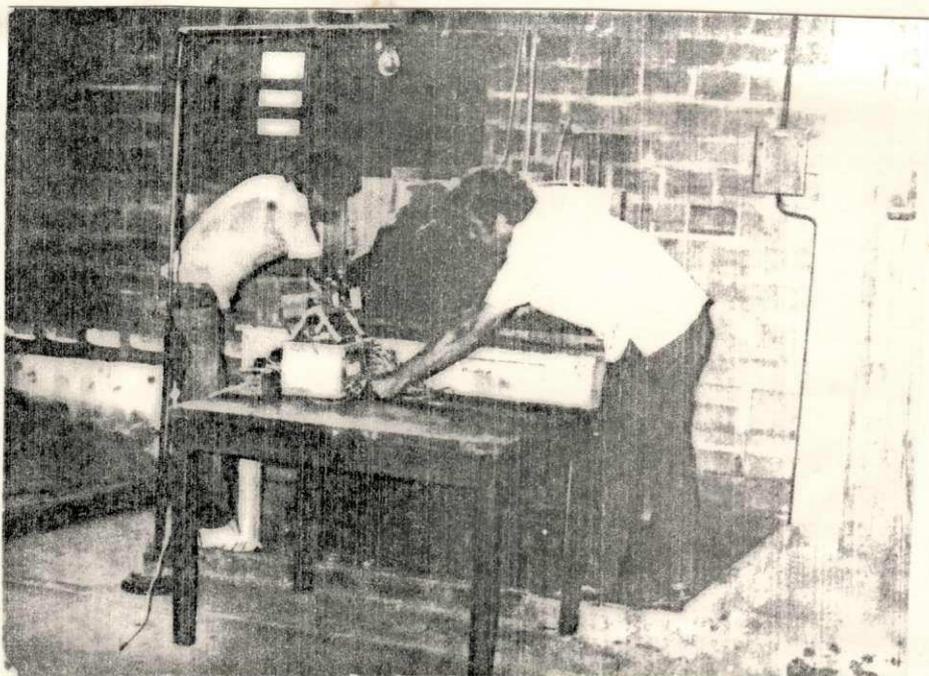


FOTO 3 - O Prof. Sérgio Emiliano Castor e o técnico Ismael Pereira desenvolvemdo um ensaio bi-dimensional de in filtração com o meio homogêneo.

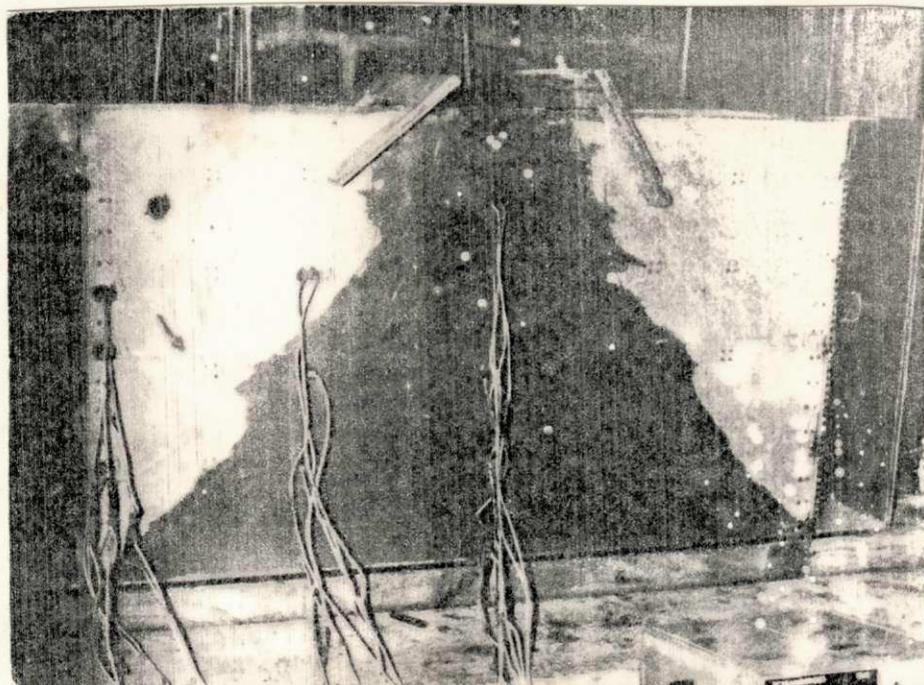


FOTO 4 - O modelo acrílico bi-dimensional,
instrumentado durante um ensaio
de infiltração estratificado.