GEOMETRIA DE PERFURAÇÃO EM DRENOS TUBULARES E DESCARGA SUBTERRÂNEA

EDUARDO BARBAT PARFITT

Orientador: Prof. Dr. DÉCIO EUGENIO CRUCIANI

Dissertação apresentada à Escola
Superior de Agricultura "Luiz de
Queiroz", da Universidade de São
Paulo, para obtenção do título de
Mestre em Irrigação e Drenagem.

PIRACICABA
Estado de São Paulo - Brasil
Junho - 1986

AGRADECIMENTOS

- . Ao orientador Dr. *Décio Eugenio Cruciani* pela orientação, incentivo e compreensão.
- . Ao Professor *Claudio Mancini* da F.U.M.S. pelo esforço na colaboração dos trabalhos estatísticos.
- . Aos meus irmãos Eng^{os} Agrícolas *José Maria e Luis Maria Barbat Parfitt* pela colaboração nos testes e cuidados especiais nos meus trabalhos profissionais extra-escolares nas horas dos semestres letivos.
- . A *Marlene Pereira de Carvalho* pelo apoio e colaboração pessoal ao curso em geral.

ÍNDICE

	Página
RESUMO	iv
SUMMARY	vi
1. INTRODUÇÃO	01
2. REVISÃO DE LITERATURA	04
2.1. Aspectos teóricos	04
2.2. O problema da Entrada da água em drenos tubu- lares subterrâneos	15
3. MATERIAIS E MÉTODOS	20
3.1. Materiais	20
3.2. Métodos	28
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	32
4.1. Resultados dos testes preliminares sem Bidim.	32
4.2. Medidas de descarga do dreno com envelope de Bidim e carga hidráulica constante	35
4.3. As medições do dreno com envelope de Bidim no solo Arenoso e Solo Latossolo Vermelho Arenoso SO	36
5. CONCLUSÃO	76
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79

GEOMETRIA DE PERFURAÇÃO EM DRENOS TUBULARES E SUA DESCARGA SUBTERRANEA

Candidato : Eduardo Barbat Parfitt

Orientador : Prof. Dr. Décio Eugenio Cruciani

RESUMO

O experimento foi montado em quatro caixas de alvenaria preenchidas com solo e contendo um dreno tubular de PVC rígido de 100 mm de diâmetro com 36 a 72 perfurações circulares de 1/2 polegada de diâmetro dispostas em quatro e oito linhas diametralmente opostas.

O solo foi saturado com água para melhor homogeneização visando obter condições de igualdade estrutural entre as caixas. O nível freático foi mantido permanentemente em nível constante acima da superfície do solo durante todo o período das medições de descargas.

A entrada de água nas caixas se dava por uma rede de tubos de 3/4 polegadas perfurados e dispostos junto ao fundo para produzir um lençol freático e saturação completa

do solo. No momento da medição das descargas a entrada de água nas caixas se dava pela parte superior para facilitar a manutenção da carga constante.

A descarga dos drenos era medida coletando volumes com provetas graduadas em ml durante intervalos de tempo constantes.

Todos os orifícios foram obstruídos por rolhas de borracha que manualmente, pelo interior do tubo, eram retiradas progressivamente para medir a descarga individual ou em grupos.

A descarga do dreno era sempre livre, isto é, não foi produzida uma lâmina significativa que atuasse como carga hidráulica contrária à carga hidráulica do nível freático.

Assim sendo, as condições de contorno do sistema, eram mantidas constantes variando apenas a carga hidráulica efetiva sobre o dreno e o número de orifícios abertos.

O experimento teve um teste inicial em água pura.

Posteriormente foram testados dois tipos de solo: areia e um latosol.

THE GEOMETRY OF SUBSURFACE DRAIN OPENINGS ON THEIR DISCHARGE

Author : Eduardo Barbat Parfitt

Adviser : Prof. Dr. Décio Eugenio Cruciani

SUMMARY

The experiment was conducted in four brick lysimeters filled with soil and provided with a rigid PVC Drain tube with 100 mm inside diameter, with 36 to 72 circular 1/2 inch openings distributed through four and eight rows simmetrically.

The soil was saturated with water for better homogeneity and compaction in order to achieve equal structural conditions among the replications.

A constant ponded water layer was kept over the soil surface during the measurements of discharge.

Input of water for saturation of the soil was induced through 3/4 inches perforated PVC pipe network installed at the bottom of the lysimeters.

Discharge was measured collecting volumes at constant time intervals.

The openings in drain were closed with rubber stoppers that were removed progressively by hand to measure discharge in single or multiple openings.

The flow from drains was always free of countepressure relative to the hydraulic head on the drains.

In this way the boundary conditions of the system were constant during each set of measurements except for the effective hydraulic head or water table and for the number for openings flushing at each time.

The experiment was first set with water only, then two soils were tested one sandy one clay soil.

1. INTRODUÇÃO

Sistemas de drenagem bem projetados são de importância fundamental para aumentar e melhorar a produção agrícola, seja em regiões úmidas, como naquelas irrigadas onde, por vários motivos, existe uma drenagem natural deficiente. O que se exige desses sistemas é que exerçam um controle efetivo da água do solo antes que a produção da cultura seja prejudicada.

Nas regiões irrigadas a salinidade pela elevação do nível frático tem afetado a produção, causados pela má qualidade da água, pelo manejo errado do sistema solo-água e pela falta de drenagem adequada.

Os conhecimentos teórico-práticos atuais sobre os múltiplos aspectos que envolvem um problema de drenagem na sua avaliação e nas soluções mais indicadas, são bastante satisfatórios e completos. Entretanto, ainda subsistem dúvidas quanto a alguns problemas específicos, especialmente

em nosso País, como por exemplo a tolerância de várias culturas ao excesso de água no solo em função de sua produção e quanto ao desempenho de drenos, entre outros.

A necessidade de uma infraestrutura de base para apoiar e desenvolver a drenagem é marcante. Temos carência de máquinas para drenagem, materiais de drenagem e de informações seguras quanto ao desempenho desejável desses materiais para os nossos solos.

O PROVÁRZEAS é um programa nacional que tenta recuperar o atraso nessa área, mas suas metas de expansão agrícolas necessitam de apoio de pesquisa básica desenvolvida em nossas condições, sem extrapolações do exterior, sempre duvidosas quanto a sua validade no Brasil.

Dentro desse enfoque são importantes as contribuições que possam trazer mais luz quanto ao desempenho de diferentes tipos de drenos especialmente os drenos tubulares subterrâneos que estão sendo cada vez mais utilizados no mundo inteiro.

A literatura em geral enfatiza a necessidade de mais informações quanto ao seu desempenho em condições mais variadas. Um desses pontos de dúvida que tem merecido mais atenção pelos pesquisadores é a geometria das perfurações desses drenos tubulares. Muito pouco tem sido estudado e publicado.

Tanto é verdade que todas as equações de cálculo do espaçamento de drenos mostram, por exemplo, que ele é proporcional à condutividade hidráulica do solo e inversamente proporcional à taxa de descarga exigida dos drenos, mas não fazem menção ao tipo e número de perfurações ou orifícios que o tubo deve ter. Isso significa que nos cálculos os drenos são supostos totalmente porosos ou sem resistência a entrada do fluxo de água.

Assim sendo, o propósito deste trabalho foi procurar observar e quantificar o efeito do número e da posição dos orifícios circulares na descarga de drenos tubulares de PVC envoltos com um envelope uniforme sintético denominado comercialmente de Bidin, em dois tipos de solos.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Aspectos teóricos

O fluxo de água subterrânea em direção aos drenos é condicionado por diferentes fatores e nesse processo, as condições de contorno do sistema podem ou não permanecer invariáveis (Figura 1). Assim, quando os limites do sistema não se alteram, condição que ocorre quando a recarga do solo (R) é igualada pela descarga dos drenos (q), o nível freático (NF) permanece estático. Essa é uma condição raramente encontrada no campo, especialmente em nossas condições climáticas. Essa situação é conhecida como de Fluxo Permanente ou condição de equilíbrio (STEADY STATE FLOW), CRUCIANI & BOTREL (1986).

A grandeza de fluxo subterrâneo depende da recarga do solo R , da geometria do perfil, da porosidade

Figura 1 - Contornos de um sistema de drenagem

drenável do solo α , de sua condutividade hidráulica saturada K , do espaçamento dos drenos S , e do gradiente hidráulico $i = dh/dx$ induzido pela presença e dimensão dos drenos.

Em condições de fluxo não permanente ou de não equilíbrio (NOSTEADY ou TRANSIENT FLOW) a recarga não é igualada pela capacidade de descarga dos drenos. Em consequência, mantendo o espaçamento dos drenos o único contorno variável do sistema que é o NF acaba sofrendo uma elevação h no perfil em decorrência da recarga do solo. Essa alteração do NF, ocorre apesar da ação de descarga produzida pelos drenos, especialmente quando a recarga se processa em tempo não muito prolongado e principalmente quando seu valor é intenso, como ocorre em nossas condições segundo CRU- CIANI e BOTREL (1986).

Entre as várias equações disponíveis atualmente para o cálculo do espaçamento de drenos, pode

ser destacadas para condições de Steady State a equação de Hooghodt, também conhecida como equação de elipse:

$$S^2 = \frac{4k (b^2 + 2bd)}{q}$$

e também a equação de Kirkham

$$S = \frac{K.b}{q} \times \frac{1}{F}$$

$$\text{sendo } F = \frac{1}{\pi} \left| \log \frac{S}{r} + \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{n} \left(\cos \frac{2nr}{S} - \cos n \right) \cdot \left(\cotg \frac{2n.d-1}{S} \right) \right) \right|$$

Quando ocorrem situações de fluxo não permanente (Nonsteady Flow) mais real em nossas condições de campo, as equações disponíveis são menos numerosas, destacando-se a equação de Glover-Dumm:

$$S^2 = \frac{\pi^2 \cdot K \cdot d \cdot t}{\alpha \ln(1,16 h_0/ht)}$$

Como se vê há contraste entre equações mais simples e as de forma complexa sem contudo haver referência a possíveis limitações hidráulicas dos drenos encarregados de controlar a água no perfil do solo dentro de um tempo limitado em função das recargas esperadas. Os drenos são supostamente de máxima eficiência hidráulica e sem resistência de entrada para que as equações funcionem na prática, LUTHIN (1973), SCHILFGAARDE (1974), CRUCIANI (1986).

KIRKHAM (1950), estudando o fluxo em direção a drenos paralelos em solo saturado e mediante a determina-

ção da rede de fluxo no plano bidimensional (perfil do solo) estabeleceu que o fluxo de entrada num dreno é dado por:

$$Q = \frac{2 \pi K (d + h - r)}{\text{Log } (2h/r)}$$

sendo: Q = fluxo de entrada por unidade de comprimento de dreno e por unidade de tempo

K = condutividade hidráulica do solo

d = lâmina de água acima da superfície do solo

h = profundidade da superfície do solo até o centro do tubo

r = raio externo do dreno (que inclui o envelope).

Em seu experimento verificou que o fluxo de entrada é proporcional à profundidade do dreno num solo homogêneo e que é apenas levemente afetado pelo diâmetro do dreno. As conclusões mais importantes dessa análise é que a equação não inclui o efeito das aberturas ou perfurações no dreno, isto é, essa equação supõe um dreno totalmente aberto (ou totalmente poroso).

A mesma análise é feita por KIRKHAM & SCHWAB (1951), estudando o efeito da descarga nas perfurações circulares em drenos tubulares. Chegaram a conclusão prática que a vazão (Q_s) por unidade de comprimento e por unidade de tempo é:

$$Q_s = \frac{2\pi K (d + t - r)}{C + \log(2h/r)}$$

sendo C uma constante que envolve a geometria do dreno e as propriedades físicas do solo. As conclusões mais importantes dos trabalhos (parte I e II) dos mesmos autores são: a) o dreno perfurado envolto por um envelope tem o fluxo de entrada significativamente maior do que sem o envelope; b) para uma densidade de 4 furos por pé de comprimento do tubo, o fluxo é diretamente proporcional à densidade de perfurações; c) acima de 4 furos por pé de comprimento do tubo o aumento de fluxo não é proporcional ao aumento de número de furos embora seja maior; d) dobrando o número de furos não dobra o fluxo de entrada, embora ele aumente substancialmente.

KIRKHAM E SCHWAB (1951) e SCHWAB (1955) estudando o efeito das perfurações no fluxo de entrada de água em drenos tubulares observaram que com o aumento do número de orifícios no tubo o aumento relativo do fluxo de água diminui, particularmente se existem mais de 20 furos por pé de comprimento do tubo. Por outro lado, dobrando o diâmetro das perfurações de 1/4 para 1/2 de polegada a uma profundidade de 4 pés da superfície do solo o fluxo de descarga aumentou respectivamente de 68 e 46% para 4 e 10 furos. O efeito das perfurações na redução do fluxo (efeito inverso) é menor quando o dreno está mais profundo do que quando mais próximo da superfície, o que mostra claramente a desvantagem de drenos muito superficiais.

Finalmente, concluem os mencionados autores, que o uso de envelope envolvendo tubos perfurados implica na necessidade de menor número de perfurações para obter um fluxo de descarga desejado.

JONES (1960) encontrou que o máximo espaçamento das juntas entre tubos não perfurados, para evitar entrada de sedimentos, deveria ser de 1/16 polegadas para solo barro limoso e 1/8 polegada para solo barro argilo-limoso. A submergência de saída (dreno afogado) aumentou a entrada de sedimentos de 30 até 100%, que segundo ele, deve ser um fator a ser considerado para estabelecer o tamanho ideal das juntas.

YOUNG (1965) verificou que o fluxo de entrada através de juntas mantidas livres de areia foi três vezes maior do que com juntas em contato com areia. Encontrou, ainda, que o fluxo relativo, em tubo de plástico com aberturas na forma de fendas, em comparação com um dreno aberto era de 25% em comparação ao trabalho de KIRKHAM (1950), que era de 21%.

DE BOER e JOHNSON (1965) estudaram o efeito das juntas e perfurações em condições de campo, com sistemas de saída por bombeamento. Eles concluíram que não houve diferença significativa entre as descargas de drenos com manilha com juntas variando de 1/32 até 3/8 de polegadas.

É possível que as leituras feitas em relação ao período de bobeamento na saída tenha influenciado os resultados do trabalho dos mencionados autores.

SCHWAB, FREVERT, EDMINSTER e BARNES (1966) em seu livro Soil and Conversation Engeneering, descrevem em Teoria da Drenagem Subterrânea, que o fluxo de água para os drenos é influenciado por diferentes fatores, ou seja, permeabilidade do solo, profundidade dos drenos, abertura nos drenos, distribuição do potencial hidráulico no solo, espaçamento dos drenos e diâmentro dos mesmos.

Ao fazer uma análise teórica para rebaixamento do lençol freático duas condições básicas devem ser verificadas, ou seja, condições de fluxo permanente (Steady-State) e condições de fluxo não permanente (non Steady-State). Uma síntese dessa análise que apresenta as equações mais utilizadas no cálculo do espaçamento de drenos, respectivamente para essas duas condições de fluxo de água no solo está descrita no trabalho de CRUCIANI e BOTREL (1986).

WESSELING e HOMMA (1967) mediram a resistência de entrada da água em drenos de plástico com diferentes números de aberturas longitudinais nas paredes do tubo e com diferentes tipos de filtros em tanques de areia. Verificaram que aparentemente a influência do aumento do número de perfurações na redução da resistência de entrada da água,

tinha um limite e que se reduzia quando a densidade de perfurações se elevava. Segundo esses autores, para reduzir a resistência de entrada é mais eficiente aumentar o diâmetro do dreno do que o número de orifícios.

LUTHIN et alii (1968) estudaram os fatores que afetam o gradiente hidráulico de saída na interface solo-dreno e que afeta, portanto, a entrada de água no dreno. Por isso a equação do cálculo de espaçamento de drenos proposta por KIRKHAM e LUTHIN (1957) foi programada para solução em computador na qual se procura obter o fluxo de uma série de drenos paralelos tubulares em função de sua profundidade e distância da camada de impedimento e do diâmetro do dreno. No seu tratamento teórico assume-se o solo homogêneo e que os drenos descarregam a plena seção.

Ainda, os resultados das análises que incluíram um tratamento com envelope, indicaram a existência de um gradiente hidráulico da saída na interface do solo, superior ao gradiente crítico tolerado para areia. O gradiente hidráulico na interface solo-dreno aumentou com a diminuição do diâmetro do tubo e, por outro lado, o mesmo gradiente diminuiu quando o dreno estava mais próximo da barreira impermeável.

Nesse trabalho LUTHIN et alii (1968) não investigam o efeito do espaçamento dos orifícios no dreno que foram considerados completamente permeáveis.

SCHWAB, DE BOER e JOHNSON (1969) estudaram o efeito das perfurações no dimensionamento dos drenos tubulares subterrâneos através das medidas de descarga e rebaixamento do lençol freático num sistema de drenos subterrâneos paralelos. De maneira geral, o efeito das perfurações, segundo eles, não têm sido considerados na maioria das equações de fluxo ou nas fórmulas de espaçamento.

De maneira geral, os experimentos mostraram que as dimensões das perfurações circulares, retangulares e outras, são limitadas basicamente pelo problema de entrada de sedimentos, mais do que pelo problema do fluxo de entrada de água. Entre esses trabalhos estão WATTS e LUTHIN (1963) e KIRKHAM (1950).

GLENN et alii (1969), seguindo a mesma linha de estudos concluem que o espaçamento das perfurações em drenos tubulares tem pequeno efeito no fluxo de entrada quando a relação entre o menor para o maior espaçamento de furos é maior que 0,2. Recomendam um espaçamento de furos uniformes.

Por outro lado, um aumento desejado no fluxo pode ser obtido aumentando o número de perfurações ou espaçamentos entre juntas em trechos curtos de dreno. O efeito do maior adensamento das perfurações no rebaixamento do lençol freático é maior quando diminue o espaçamento dos drenos e a porosidade do solo.

GULATI et alii (1970) realizaram um trabalho com a finalidade de encontrar meios para o controle da entrada de sedimentos em drenos subterrâneos, dando ênfase a esse problema que tende a diminuir grandemente a eficiência e vida útil dos drenos. Entre os mecanismos de redução do problema que ocorre em solos não corrosivos destacam uso de envelope, diâmetro grande aumento do declive do dreno, diminuição das juntas e localização das perfurações na metade inferior do dreno.

A ênfase de seu trabalho foi verificar mediante modelos matemáticos e de analogia elétrica, para simular a rede de fluxo e determinar a velocidade crítica para sedimentação de partículas nos drenos, como a velocidade crítica para o solo não coesivo na interface solo-dreno. *

Os fatores que influenciam o fluxo de entrada em drenos tubulares foram estudados por LUTHIN e HAIG (1972) em condições de laboratório utilizando tanques de solo e areia onde foram comparados resultados experimentais com da dos teóricos. Eles concluíram que dobrando o diâmetro do dreno de 2 para 4 polegadas a descarga dos drenos foi de 35 a 60% dependendo da altura do nível freático acima do dreno. Diminuindo o comprimento dos tubos de 3 para 1 pé o fluxo de entrada de 2 a 25 vezes através do maior número de juntas. Entretanto, envolvendo os tubos com envelope com fibra de

vidro o efeito anterior foi reduzido passando a ter incremento de apenas 50%.

Observaram ainda, que as taxas de descarga dos drenos eram maiores quando nos tubos perfurados os orifícios estavam localizados na base do mesmo devido a maior carga hidráulica inicial. Entretanto, com o escoamento mantendo uma lâmina de água no interior do tubo reduz-se a carga hidráulica efetiva reduzindo a vantagem da posição do furo na parte inferior.

Ainda, mantendo as condições de contorno do sistema invariáveis, notaram um rebaixamento linear proporcional e mais rápido, com o aumento do diâmetro do dreno. Isto está de acordo com a teoria de Dupuit-Fordchheimer que assume que a descarga dos drenos está diretamente relacionada com a altura do nível freático na parte central entre dois drenos.

2.2. O Problema da Entrada de Água em Drenos Tubulares Subterrâneos

LUTHIN (1973), tratando desse problema, menciona que no caso de drenos subterrâneos a água deve entrar através das juntas de tubo sucessivas ou através de orifícios em tubos perfurados. Alguns tubos porosos têm sido testados, mas a entrada de água nesses casos tem sido desprezível. Quando se usam drenos "Toupeira" feitos com torpedo em solo muito argiloso a água entra nessa galeria por infiltração através de todo o perímetro bem como pelas fendas produzidas nos horizontes superiores do solo. Algumas análises indicam que dobrando a largura da fenda deixada entre juntas sucessivas de manilhas não perfuradas, aumentou a entrada do dreno em aproximadamente 10% sob condições de nível freático alto e estável.

Se o dreno é envolvido por um material poroso de proteção denominado de "envelope", segundo o mencionado autor, o dreno atua como se fosse permeável em toda a extensão quando a permeabilidade do envelope é bem maior que a permeabilidade do solo.

Outros testes revelaram que tubos de concreto em segmentos de 30 polegadas, com envelope, permitiram um fluxo de entrada, através das juntas, igual ao de tubos com 12 polegadas de comprimento sem envelope.

Quando o solo é estável, o mesmo autor recomenda juntas entre manilhas de 1/4 a 1/8 polegadas. Quando o solo é instável, como por exemplo com muita areia fina, essas juntas devem ser as menores possíveis.

Ainda, segundo LUTHIN (1973), o fluxo de água para os drenos subterrâneos é grandemente influenciado pelas condições hidráulicas imediatamente vizinhas ao dreno. A maior perda de carga hidráulica ocorre exatamente nas vizinhanças do dreno, daí a importância do efeito do envelope nesse fluxo de entrada. Isso é fundamental, pois esse fluxo governa diretamente o rebaixamento do lençol freático no perfil do solo.

BRAVO e SCHWAB (1975), estudaram o efeito das aberturas em drenos de plástico e corrugados sob influência da presença de solo entre corrugações em condições de solo homogêneo, isotrópico e saturado. Os seus estudos envolvem modelos de analogia elétrica para esmar as condições reais no solo (modelos matemáticos).

Os resultados foram relacionados a um dreno padrão cilíndrico de 114mm, de diâmetro externo perfeitamente atribuindo para ele um fluxo nominal de 100%. O modelo do mesmo diâmetro corrugado, com orifícios circulares de 8 mm e espaçados de 35mm produziu um fluxo relativo de 80%. O modelo de dreno comercial padrão, com aberturas em fendas e de

diâmetro de 114 mm, com solo entre as corrugações, produziu um fluxo de entrada relativo de 44% em relação aos anteriores. Quando havia solo nas corrugações e nos orifícios o fluxo relativo foi de 39% em relação ao padrão. Essas condições de solo se referem sempre à parte interna do tubo.

SOMMERFELDT (1975), testou o desempenho de drenos tubulares de plástico corrugado de 55, 65 e 105mm de diâmetro interno e com diferentes tipos de perfuração e, tubos de cerâmica (manilhas) de 105 mm de diâmetro interno com juntas espaçadas. Os materiais usados foram envolvidos com envelopes de cascalho e fibra de vidro. Dois tipos de solos foram estudados: barro arenoso cada um dos quais tinha sido homogeneizado e pulverizado em caixas (lisímetros de 0,75x0,75 x 1,20m de comprimento). O nível freático foi mantido constante a 5cm acima da superfície dos solos. Os drenos foram instalados a 15cm do fundo das caixas. As variáveis do trabalho foram: o tipo de dreno, tipo de perfuração, grandeza dos orifícios e das juntas e dois tipos de solo. O experimento se prolongou a intervalos durante dois anos. De maneira geral nenhum dreno se destacou dos demais quanto às descargas produzidas.

Nos lisímetros, segundo o mesmo trabalho, com envelope de cascalho, a descarga do dreno de 55mm de PVC rígido foi comparável ao da manilha, porém, quando sem envelope, foi substancialmente inferior ao da manilha. A descarga

inicial no tubo de PVC de 65mm sempre era maior que na manilha, mas com o passar do tempo, havia uma inversão desses valores. A descarga no dreno de plástico flexível com 105mm variava entre aquele do dreno de 65mm e a da manilha de 105mm aproximando-se com o tempo desta última.

Foi observado ainda, pelo mesmo autor, que no solo barro arenoso, sem envelope, a descarga nos drenos de plástico de 65mm e de 105mm era o dobro da vazão da manilha.

Para efeitos práticos, segundo o mesmo autor, um tubo de 4cm de diâmetro, com uma manta de fibra de vidro necessita de 450cm² de perfurações por metro linear. Contudo, com drenos com essa geometria dificilmente se consegue reduzir mais a resistência de entrada. Somente quando a permeabilidade do solo no preenchimento da valeta é muita baixa (10cm/dia). Nesses casos é preferível aumentar o envelope ou um diâmetro maior.

Encontrou ainda o mesmo autor que para condições práticas de campo existe uma relação entre a resistência de entrada W_e e a permeabilidade do solo K que em papel Di-log é linear:

$W_e = a K^{-b}$ com valores do coeficiente angular de -0,9 a -1,1 (em média -1). Para os valores de a foram encontrados de 0,066 (tubo todo permeável) até 0,150 para duas linhas de furos por metro linear (450cm²), isto é para

a geometria básica descrita acima. A conclusão final é que para a Holanda esse dreno é satisfatório na maioria dos casos.

SKAGGS (1978) afirma que os métodos convencionais de previsão do rebaixamento do nível freático no solo sob efeito da drenagem, usualmente assumem que o dreno tubular é completamente permeável e não oferece resistência à entrada da água. Isso na prática se consegue envolvendo o tubo por um material poroso (envelope) mais permeável que o solo e que aumenta o seu raio de ação. Por outro lado, o efeito contrário, de redução do fluxo de entrada causado pelos orifícios ou perfurações do dreno é bem reconhecido por vários autores, em função da disposição e tamanho dessas perfurações.

Outro efeito benéfico do envelope ao redor do dreno que tem sido observado por vários autores é a possibilidade de aumentar o espaçamento em relação aos drenos sem envelope e em condições de fluxo permanente ou steady-state, como mostram DENNIS e TRAFFORD (1975).

Entretanto convém lembrar que em nossas condições de campo o fluxo em direção aos drenos é essencialmente e quase exclusivamente do tipo não permanente sujeito a recargas que dificilmente são igualados ao mesmo tempo pela descarga dos drenos o que inviabiliza o aumento do espaçamento apesar do envelope segundo CRUCIANI e BOTREL (1986).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Materiais

O experimento foi montado em Campo Grande, em lugar ao abrigo da influência de fatores adversos externos, utilizando os seguintes materiais:

Caixas (recipientes)

Foram utilizadas caixas construídas em alvenaria com dimensões de 1,0m de altura por 0,7m de largura e 0,7m de profundidade. Na parede frontal através de uma abertura foi instalado o dreno tubular cuja base estava a 0,2 m do fundo da caixa e, em seguida todas as aberturas foram devidamente fechadas conforme mostram as Figuras 4 e 5.

SKAGGS e TANG (1979), aplicaram soluções numéricas da equação de RICHARDS que é a equação fundamental para o fluxo de água tridimensional em solo saturado para determinar os efeitos do diâmetro de drenos tubulares, a abertura e envelope no rebaixamento do nível freático em condições de fluxo saturado e não saturado em direção aos drenos.

Concluíram, os citados autores, que o envelope permite um aumento do espaçamento dos drenos sem reduzir a taxa de rebaixamento do nível freático. Entretanto, esse aumento permissível é bastante pequeno. O rebaixamento na parte central entre dois drenos mostrou-se relativamente insensível a mudança de diâmetro dos tubos. Finalmente verificaram que o efeito do diâmetro na descarga depende do espaçamento, da geometria do perfil e das propriedades hidráulicas do solo. Nesse trabalho foram usados drenos convencionais com número finito de perfurações nas paredes e assumidos como tubos completamente abertos, de raio efetivo r_e , de maneira semelhante ao trabalho realizado por BRAVO e SCHWAB (1975). Como noutros, nesse trabalho, não houve variação de número de perfurações entre os tubos.

Drenos

Cada dreno era constituído de um tubo de PVC de 1,0m de comprimento e 100mm (4") de diâmetro, parede lisa e de 2,5mm de espessura contendo de 36 a 72 orifícios (furos) de 1/2 polegada de diâmetro eqüidistantes de 3,1cm. A disposição dos orifícios está indicada na Figura 1.

Figura 1 - (a) Disposição dos orifícios em cada secção transversal do dreno (colunas).

(b) Disposição dos orifícios ao longo da secção longitudinal do dreno, em nove secções transversais ou colunas (I a IX), oito filas, totalizando 72 orifícios ou furos.

Segundo a Figura acima, cada secção transversal ou coluna continha 8 orifícios que podiam ser abertos em posições diferentes. Assim foram analisadas as posições (1-2-1) e (2-2) para quatro furos e as posições (1-2-2-2-1) para oito furos.

Cada orifício podia ser fechado ou aberto com a remoção de uma rolha de borracha, pela parte interna do

tubo, de maneira a obter uma geometria desejável de 1 a 36 ou 72 furos, segundo as curvas transversais de furos utilizadas.

Solo

Foram utilizados um solo Latossolo vermelho amarelo (LVm) cujas propriedades físicas estão na Tabela 1 e um solo arenoso cuja granulometria se encontra na Tabela 2.

Tabela 1 - Propriedades físicas e hídricas do solo Latossolo Vermelho Amarelo (LVm) (média de 3 amostras).

Volume da amostra = 68,7 cm ³	
% em volume	
e_{sat}	= 54,7%
e_{cc}	= 40,0%
α	= 14,7%
γ_s	= 1,108/cm ³

Tabela 2 - Análise granulométrico do solo arenoso

Areia					
	4,26%	Areia grossa (peneira 1)			
	45,50%	Areia média (peneira 2)			
	43,50%	Areia fina (peneira 3)			
	6,22%	Areia muito fina (peneira 4)			
	0,52%	0,52%	Silte (peneira 5)		
Sequência	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>5</u>
das peneiras	1mm	500 M	250 M	105 M	53 M

Envelope

Era constituído de uma manta de fibra de poliéster fabricada pela Rhodia do Brasil, denominada de manta Bidin, de código OP-30, ou seja de densidade 300 gr por metro quadrado e com aproximadamente 3 mm de espessura.

Material de Medição

Cronômetro com precisão de centésimo de segundo

Proveta de 100 ml

Erlenmeyer de 400 ml

Recipientes de 5 lts para coletas maiores

Balança com precisão de miligramas.

Figura 2 - Os tubos com as linhas de perfurações

Figura 3 - Tubo perfurado recoberto com manta de Bidim

Figura 4 - O tubo instalado na caixa dos experimentos

Figura 5 - A caixa de experimento com solo

3.2. Métodos

Colocação do Envelope

A manta foi fixada em faixas de 5 cm de largura aproximadamente e de comprimento suficiente para recobrir as filas longitudinais dos furos, sendo colocada com auxílio de cola adesiva em torno do diâmetro externo do furo para evitar o deslocamento de água entre a manta do bidim e a parede do tubo. Após colocar todas as faixas do bidim, o mesmo foi amarrado com uma corda de nylon, mas tendo o cuidado de passar a mesma no vão que separa os furos conforme mostram as Figuras 3 e 4.

Instalação dos Drenos

Os drenos foram instalados conforme mostra a Figura 4, na horizontal e guardando eqüidistância das paredes laterais com os furos dispostos conforme o teste a ser realizado. Também se manteve a eqüidistância na coluna do primeiro e último furo em relação às paredes anteriores e posteriores da caixa.

Preparo das Caixas

Para preencher duas caixas com solo LVm, em virtude de o mesmo não ter sido destorroado, a cada camada

de 20cm adicionava-se água em excesso de maneira a construir um perfil de solo uniforme dentro da caixa. Usou-se o mesmo processo para as outras duas caixas com solo arenoso. Logo após assentar o material, por 48 horas procedia-se à sua drenagem através do tubo até o mesmo não apresentar descarga alguma. Considerando o perfil do solo estar uniforme, se fechava o tubo de descarga e procedia-se à sua saturação no sentido de baixo para cima através de dois tubos perfurados colocados na base da caixa conectados a uma mangueira de água para sua alimentação. Quando o nível de água chegava acima da superfície do solo e atingia uma carga desejada conforme o programa do teste a ser medido, cortava-se a entrada da água pela parte inferior da caixa, colocava-se uma entrada de água pela parte superior da caixa no mmomento dos testes de forma a manter uma carga hidráulica constante.

Procedimentos das Leituras

Para manter a simetria que envolve a geometria de perfurações no dreno se procedia a abertura dos furos da seguinte maneira: a) quando se tratava da abertura de uma fila, por exemplo, superior, inferior ou lateral a primeira medida era feita abrindo-se os furos I e IX. Logo a seguir o furo intermediário entre os mesmo; o furo V. Seguia-se a sequência abrindo os pontos intermediários entre os mesmos furos III e VII. Por fim a totalidade dos furos dessa linha.

b) quando se procedia a abertura duas, três ou todas as linhas procedia-se na mesma sequência de abertura; primeiro os furos I e IX em todas as colunas ou seções; logo a seguir os furos nas linhas V, depois III e VII e por último todos das linhas que estavam sendo testadas.

Testes Preliminares

Para verificar se a manta de bidim limitaria a condutividade hidráulica dos solos, foram feitos ensaios de vazão dos furos com a manta de bidim em água pura e foi verificada ainda a validade da fórmula da vazão em orifícios para determinar a vazão dos furos:

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

Para conferir as medidas encontradas com os resultados teóricos de hidráulica se procedeu à leitura por furos abertos sem a presença do envelope de bidim.

Sendo: Q = vazão em m^3/seg .

A = área em m^2 . C_d = coeficiente de descarga

g = gravidade

h = altura em metros (carga hidráulica)

Exemplo: diâmetro do furo = $1/2"$ = 1,27cm

altura (h) = 0,50m

$$A = \frac{D^2 \pi}{4} = 0,000127 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} Q &= 0,000127 \times 0,61 \times 9,80 \times 0,50 = \\ &= 0,000242 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

$$Q = 242 \text{ ml/seg}$$

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Resultados dos testes preliminares sem Bidim

De acordo com a posição dos orifícios numa sec
ção transversal do tubo:

S = furo superior

L = furo lateral

I = furo inferior

Resultou:

Tabela 3 - Vazão por furo sem cobertura de bidim

Furo	Q* medida	Q* calculada	Diferença (%)
S	237	242	2,1
L	248	254	2,4
I	260	266	2,3

Q* = vazão em ml/seg

. Portanto, o valor do coeficiente "C" (=0,61) encontrado neste caso foi de 0,596 = 0,60 para que a vazão encontrada e a calculada, no teste, sejam equivalentes.

Somando os furos abertos^s individualmente e realizados em conjunto nos deu o seguinte:

Tabela 4 - Vazão por furos abertos simultaneamente sem cobertura de bidim.

Furos abertos	Q* medida	Σ Q* individual	Diferença (%)
L + I + L	752	756	-0,5
L + S + L	736	733	+0,4
L + S + I + L	991	993	-0,2

Q* = vazão em ml/seg

Tabela 5 - Vazão por furo individual e coletivo com cobertura de bidim.

Furos abertos	Q* medida (com bidim)	Q* medida (sem bidim)	Percentagem (%)
S	71 ml/seg	237 ml/seg	29,96
L	70 ml/seg	248 ml/seg	28,23
I	83 ml/seg	260 ml/seg	31,92
L + I + L	192 ml/seg	752 ml/seg	25,53
L + S + L	192 ml/seg	736 ml/seg	26,09
L + S + I + L	228 ml/seg	991 ml/seg	23,01

Q = vazão em ml/seg

Calculando a média aritmética ponderada das percentagens da diferença entre a vazão encontrada com e sem bidim temos o valor de 25,92%.

Essa percentagem (25,92%) é a quantidade de água que passa pelo furo coberto com bidim em relação a sem a cobertura do bidim.

Com a vazão Q = área (em metros quadrados) V = velocidade (em metros por segundo) teremos:

$$Q = A \times V$$

$$V = Q/A = 0,000237/0,000127 = V = 1,87 \text{ m/seg.}$$

segundo sempre com valores do teste.

Como o valor da permeabilidade é de 25,92% desse valor teremos que:

. A diferença entre a somatória das laterais e a inferior abertos em relação a somatória das laterais e a superior também abertos foi de 0,9%. É devido a que quando abertos os furos das laterais em combinação com o furo inferior o jato de água provocado pelos furos laterais, com essa carga hidráulica, incide diretamente sobre o furo inferior reduzindo a vazão do furo inferior (logicamente que os furos estão na mesma fila da secção do tubo).

Pelo exposto anteriormente pode-se deduzir que os cálculos teóricos se confirmam com os resultados encontrados nos testes com água e sem bidim.

4.2. Medidas de descarga do dreno com envelope de bidim e carga hidráulica constante

Da mesma forma que foi realizado o teste anterior é feito agora mas com a cobertura do envelope de bidim para encontrar a velocidade de permeabilidade deste elemento que envolve o dreno. A seguir temos a vazão medida com envelope de bidim em comparação com o teste anterior sem envelope.

$$V = 0,4847 \text{ m/s}$$

o que podemos ver pelos testes que seguem com diversos materiais que todos eles tem velocidade de permeabilidade muito menores.

Pelos resultados encontrados pode-se deduzir que o recobrimento dos drenos com bidim não reduz a permeabilidade do solo, mesmo que este seja de areia pura e que possua uma permeabilidade acentuada.

4.3. As medições do dreno com envelope de bidim no solo Arenoso e solo Latossolo vermelho amarelo

As medições de descarga, conforme se vê nos resultados dos testes descritos nos Quadros I e II, sempre guardaram uma ordem de sequência de abertura dos orifícios de forma a manter a simetria entre orifícios, sejam abertos ao longo de uma fila ou de várias filas ao mesmo tempo.

Seja por exemplo, no Quadro I:

camada do solo saturado 67 cm com uma lâmina de água de 1 cm acima do nível do mesmo, perfazendo 68 cm de cargas hidráulica para a posição dos furos 1-2-1. As filas abertas podiam ser na posição (S) superior, (I) inferior ou (S+I) superior mais inferior juntas, etc. Dessa forma temos a primeira abertura dos furos na fila indicada (S) com as secções verticais extremas I e IX conforme mostra a Figura 1 (b). Teremos, então a vazão em ml/min dos furos abertos (I e IX superiores),

enfim a média por furo. Continuando calculou-se a permeabilidade do furo em metros por dia e o que seria a vazão para 100 metros de tubulação em metros cúbicos por dia.

Ainda seguindo o mesmo exemplo, no passo seguinte o número de orifícios abertos aumentou para três, na mesma fila de posição S pois foi incluída a secção transversal situada na coluna V ou (I-V-IX), repetindo os cálculos como anteriormente. A seguir foram abertos os orifícios (S) situados nas secções transversais ou colunas III e VII e finalmente todos os situados na mesma fila.

Todas as leituras foram feitas com diversas camadas dos dois tipos de solos respectivamente mencionados, variando a lâmina de água acima do nível do solo e obtendo cargas hidráulicas variadas, além da variação da posição e do número de orifícios abertos.

Os resultados obtidos durante a realização do presente estudo estão reunidos nos Quadros I e II, sendo respectivamente, com uso do solo arenoso, e com Latossolo Vermelho Amarelo.

Quadro I - Síntese dos testes realizados com areia e envelope de bidim.

camada do solo (cm)	camada de água acima do solo (cm)	carga hidráulica total (cm)	posição dos furos	filas abertas	nº de furos abertos	colunas abertas	carga hidráulica no furo aberto	vazão (ml/min) p/fila aberta	vazão (ml/min) por furo	permeabilidade do furo (m/dia)	vazão p/100 m. linear de tubulação (m³/dia)
67	1	68	1-2-1	S	2	I-IX	-68	148,35	74,18	842,78	54,26
					3	I-V-IX		207,06	69,02	784,15	75,73
					5	I-III-V-VII-IX		280,59	56,12	637,59	102,63
					9	todos		392,20	43,58	495,12	143,45
				I	2	idem ao	78	156,09	78,05	886,75	57,09
					3	grupo anterior		204,39	68,13	774,04	74,76
					5			295,66	59,13	671,79	108,14
					9			430,05	47,78	542,84	157,30
				L+L	4	idem ao	73	403,22	100,80	1145,21	147,48
					6	grupo anterior		527,21	87,87	998,31	192,83
					10			646,62	64,66	734,62	236,51
					18			887,98	49,33	560,45	324,79
				S aberto I abrindo	11	idem ao		571,74	51,94	590,56	209,12
					12	grupo anterior		659,08	54,92	623,96	241,07
					14			737,54	52,68	598,51	269,76
					18			859,41	47,75	542,50	314,34
				S e I abertos L + L abrindo	22	idem ao		1057,38	48,06	546,02	386,75
					24	grupo anterior		1157,27	48,22	547,84	423,28
					28			1291,12	46,11	523,87	472,24
					36			1513,88	42,05	477,74	553,72
				I aberto L + L abrindo	13	idem ao		639,35	49,18	558,75	233,85
					15	grupo anterior		721,83	48,12	546,70	264,02
					19			845,11	44,48	505,35	309,11
					27			1126,81	41,73	474,11	412,14
				I + L + L abertos S abrindo	29	idem ao		1222,61	42,16	478,99	447,18
					30	grupo anterior		1267,07	42,24	479,90	463,44
					32			1341,16	41,91	472,74	490,54
					36			1471,79	40,88	464,45	538,32
				L + L abertos S abrindo	20	idem ao		967,55	48,38	549,66	353,89
					21	grupo anterior		1000,33	47,63	541,14	365,84
					23			1067,24	46,40	527,16	390,35
					27			1187,66	43,98	499,67	434,40
				L + L + S abertos I abrindo	29	idem ao		1303,64	44,95	510,69	476,82
					30	grupo anterior		1330,26	44,34	503,76	486,56
					32			1379,85	43,12	489,90	504,69
					36			1485,15	41,25	468,65	543,21
				todos abertos	8	idem ao		539,65	67,46	768,70	197,38
					12	grupo anterior		725,66	60,47	687,03	265,42
					20			988,84	49,44	561,70	361,68
					36			1497,50	41,60	472,63	547,73
44	1	45	1-2-1	S	2	idem ao	45	84,00	42,00	477,17	30,72
					3	grupo anterior		129,06	43,02	488,76	47,20
					5			198,63	39,63	450,25	72,65
					9			300,02	33,34	378,78	109,74
				I	2	idem ao	55	113,63	56,81	645,43	41,56
					3	grupo anterior		150,39	50,13	569,54	55,01
					5			212,85	42,57	483,65	77,55
					9			329,80	36,64	416,28	120,63
				todos	8	idem ao		429,03	53,63	609,30	156,92
					12	grupo anterior		582,37	48,53	551,36	213,01
					20			801,97	40,10	455,59	293,33
					36			1169,59	32,49	369,13	427,79

Continuação do Quadro I

28	1	29	2-2	S	2	idem ao	30,5	74,84	37,42	425,14	27,37
					3	anterior		107,96	35,99	408,89	39,49
					5			159,89	31,98	363,33	58,48
					9			221,56	24,62	279,71	81,04
				I	2	idem ao	37,6	114,09	57,05	648,16	41,73
					3	anterior		150,76	50,25	570,90	55,14
					5			201,34	40,27	457,52	73,64
					9			258,49	26,72	324,30	94,55
				todos	8	idem ao		343,88	42,99	488,42	125,78
					12	anterior		436,82	36,40	413,55	159,77
					20			572,82	26,64	325,39	209,51
					36			811,10	22,53	255,97	296,67
67	1	68	2-2	S	2	idem ao	69,5	74,08	37,04	420,82	27,10
					3	anterior		101,90	33,97	385,94	37,27
					5			149,45	29,89	339,59	54,66
					9			210,67	23,41	265,97	77,05
				I	2	idem ao	76,6	77,51	36,75	440,25	27,25
					3	anterior		107,36	35,79	406,62	39,27
					5			158,67	31,73	360,49	58,04
					9			233,58	25,95	294,82	85,43
				todos	8	idem ao		286,23	35,78	405,51	104,69
					12	anterior		377,63	31,47	357,54	138,12
					20			521,16	26,06	296,07	190,62
					36			756,51	21,01	238,70	276,70
29	11	30	1-2-2-2-1	todos	8	idem ao		161,28	20,16	229,04	58,99
					16	anterior		261,48	16,34	185,64	95,64
					20			297,02	14,85	168,71	108,64
					24			334,81	13,95	158,49	122,46
					32			400,52	12,52	142,24	146,49
					40			449,40	11,24	127,70	164,37
					56			562,28	10,04	114,07	205,66
					72			683,79	9,50	107,93	250,10
29	26	55	1-2-2-2-1	todos	8	idem ao		219,07	27,38	311,07	80,13
					16	anterior		330,67	20,67	234,84	120,95
					20			430,63	21,53	244,61	157,51
					24			490,78	20,45	232,34	179,49
					32			650,57	20,33	230,97	238,01
					40			767,96	19,20	218,14	280,89
					56			994,97	17,77	201,89	363,92
					72			1223,66	17,00	193,14	447,57

Quadro II - Síntese dos testes realizados com Latossol e envelope de Bidim.

camada do solo (cm)	camada de água acima do solo (cm)	carga hidráulica total (cm)	posição dos furos	filas abertas	nº de furos abertos	colunas abertas	carga hidráulica no furo aberto	vazão (ml/min) p/fila aberta	vazão (ml/min) por furo	permeabilidade do furo (m/dia)	vazão p/100 m. linear de tubulação (m³/dia)
29	1	30	1-2-1	todos	8	I-IX		16,22	2,03	23,06	5,93
					12	I-V-IX		24,39	2,03	23,06	8,92
					20	I-III-V-VII-IX		34,60	1,73	19,65	12,66
					36	todos		61,56	1,71	19,43	22,52
				L	2		35	3,27	1,64	18,63	1,20
					3			6,93	2,31	26,24	2,53
					5			10,76	2,15	24,43	3,94
					9			17,40	1,93	21,93	6,36
				I	2		40	5,53	2,76	31,36	2,02
					3			6,57	2,19	24,88	2,40
					5			10,11	2,02	22,95	3,70
					9			18,48	2,05	23,29	6,76
				S	2	idem ao	30	5,79	2,89	32,83	2,12
					3	anterior		7,95	2,65	30,11	2,91
					5			11,42	2,28	25,90	4,18
					9			17,81	1,98	22,50	6,51
29	20	49	1-2-1	S	2	idem ao	49	8,83	4,41	50,10	3,23
					3	anterior		12,25	4,08	46,35	4,48
					5			12,42	2,48	28,18	4,54
					9			26,65	2,96	33,63	9,75
				I	2	idem ao	59	7,70	3,85	43,74	2,62
					3	anterior		9,53	3,18	36,13	3,49
					5			19,05	3,81	43,29	6,97
					9			28,36	3,15	35,79	10,37
				todos	8	idem ao		27,87	3,48	39,54	10,20
					12	anterior		39,42	3,28	37,26	14,42
					20			63,94	3,20	36,36	23,39
					36			107,57	2,99	33,97	39,34
29	37	66	1-2-1	S	2	idem ao	66	11,79	5,90	67,03	4,31
					12	anterior		21,36	7,12	80,89	7,81
					20			19,51	3,90	44,31	7,14
					36			35,01	3,89	44,20	12,81
				I	2	idem ao	76	9,81	4,90	55,67	3,59
					3	anterior		14,75	4,92	55,90	5,39
					5			21,80	4,36	49,54	7,97
					9			41,37	4,60	52,26	15,13
				L	2	idem ao		13,73	6,87	78,05	5,02
					1	anterior		18,30	6,10	69,30	6,69
					5			26,54	5,31	60,33	9,71
					9			51,00	5,67	64,42	18,65
60	1	61	1-2-1	S	2	idem ao	61	9,48	4,74	53,85	3,47
					3	anterior		11,40	3,80	43,17	4,17
					5			14,87	2,97	33,74	5,44
					9			23,63	2,63	29,88	8,64
				I	2	idem ao	71	6,49	3,24	36,81	2,37
					3	anterior		10,29	3,43	38,97	3,76
					5			14,06	2,81	31,93	5,14
					9			22,67	2,52	18,63	8,29
				L	2	idem ao	66	10,82	5,41	61,46	3,96
					3	anterior		13,59	4,53	51,47	4,97
					5			18,97	3,79	43,06	6,94
					9			26,84	2,98	33,86	9,62
				todos	8	idem ao		22,13	2,77	31,47	8,09
					12	anterior		29,01	2,42	27,49	10,61
					20			46,55	2,33	26,47	17,03
					36			79,12	2,20	24,99	28,94

60	6	66	1-2-1	S	2	idem ao	66	5,81	2,90	32,95	2,13
					3	anterior		7,60	2,53	28,74	2,78
					5			12,00	2,40	27,27	4,39
					9			22,96	2,55	28,97	8,40
				I	2	idem ao	76	5,39	2,69	30,56	1,97
					3	anterior		7,17	2,39	27,15	2,62
					5			9,43	1,89	21,47	3,45
					9			18,87	2,10	23,86	6,90
				L	2	idem ao	71	5,32	2,66	30,22	1,95
					3	anterior		7,94	2,65	30,45	2,90
					5			12,74	2,55	28,97	4,66
					9			19,33	2,15	24,43	7,07
				todos	8	idem ao		18,10	2,26	25,68	6,62
					12	anterior		29,21	2,43	27,61	10,68
					20			47,89	2,39	27,15	17,52
					36			84,02	2,33	26,47	30,73
49	1	50	1-2-1	S	2	idem ao	50	3,45	1,72	19,54	1,26
					3	anterior		5,38	1,79	20,34	1,97
					5			8,78	1,76	20,00	3,21
					9			16,47	1,83	20,79	6,02
				I	2	idem ao	60	5,49	2,75	31,24	2,01
					3	anterior		6,07	2,02	22,95	2,22
					5			9,78	1,96	22,27	3,58
					9			16,79	1,87	21,25	6,14
				todos	8	idem ao		16,94	2,12	24,09	6,20
					12	anterior		23,53	1,96	22,27	8,61
					20			36,52	1,83	20,79	13,36
					36			60,57	1,68	19,09	22,15
49	17	66	1-2-1	S	2	idem ao	66	4,29	2,14	24,31	1,57
					3	anterior		7,15	2,38	27,04	2,62
					5			11,72	2,34	26,59	4,29
					9			22,80	2,53	28,74	8,34
				I	2	idem ao	76	5,21	2,61	29,65	1,91
					3	anterior		8,12	2,71	30,79	2,97
					5			10,78	2,16	24,54	3,94
					9			20,55	2,28	25,90	7,52
				todos	8	idem ao		11,52	1,44	16,34	4,21
					12	anterior		33,94	2,83	32,15	12,41
					20			53,44	2,67	30,33	19,55
					36			89,44	2,48	28,18	32,71
29	20	49	1-2-2-2-1	todos	8	idem ao		1,29	0,16	1,82	0,47
					16	anterior		2,80	0,17	1,93	1,02
					20			3,20	0,16	1,82	1,17
					24			3,70	0,15	1,70	1,35
					32			5,08	0,16	1,82	1,86
					40			6,40	0,16	1,82	2,34
					56			8,65	0,15	1,70	3,16
					72			10,78	0,15	1,70	3,94
29	37	66	1-2-2-2-1	todos	8	idem ao		1,27	0,16	1,82	0,46
					16	anterior		2,49	0,16	1,82	0,91
					20			3,05	0,15	1,70	1,12
					24			4,11	0,17	1,93	1,50
					32			5,86	0,18	2,05	2,05
					40			7,41	0,19	2,16	2,71
					56			10,84	0,19	2,16	3,96
					72			13,95	0,19	2,16	5,10

Figura 6 - Gráfico da relação com o nº de orifícios para:

Linha 1 - camada do solo acima do dreno (29 cm);
nível de água acima da superfície do solo (20 cm).

Linha 2 - camada do solo acima do dreno (29 cm);
nível de água acima da superfície do solo (37 cm).

Análise Estatística dos Resultados, em Blocos Casualizados

Material: Areia

Camada do solo: 67 cm sobre a parede superior do dreno

Carga de água: 1 cm

Posição dos furos: 1-2-1

As condições de abertura dos orifícios nos drenos seguem a ordem representado pelas letras M-N-Z-K cujo significado, de acordo com a Figura 1, é:

M - secções Transversais I - IX

N - secções Transversais I - V - IX

Z - secções Transversais I - III - V - VII - IX

K - todos os orifícios abertos na linha

Temos ainda que:

S - parte superior do tubo

I - parte inferior do tubo

L - parte lateral do tubo

Tabela 6 - Demonstrativo de vazões (ml/min)

	M	N	Z	K	Totais
S	74,18	69,02	56,12	43,58	242,90
I	78,05	68,13	59,13	47,78	253,09
L	100,80	87,87	64,66	49,33	302,66
TOTAIS	253,03	225,02	179,91	140,69	798,65
MÉDIAS	84,34	75,00	59,97	46,89	

. As parcelas representam a vazão média por furo (ml/min).

Da Tabela 6 resulta:

Tabela 7 - Análise de variância.

	Gl	SQ	QM	F
Blocos	03	2453,00	817,67	23,76\$\$
Tratamentos	02	511,03	255,52	7,42 \$
Resíduo	06	206,52	34,42	
TOTAL	11	3170,55		

$$C = 53.153,48$$

$$SQ \text{ total} = \Sigma x^2 - C = 3.170,55$$

$$SQ \text{ blocos} = 2.453,00$$

$$SQ \text{ tratam.} = 511,03$$

$$f_{3;6;0,05} = 4,76$$

$$f_{3;6;0,01} = 9,78$$

$$f_{2;6;0,05} = 5,14$$

$$f_{2;6;0,01} = 10,92$$

Desdobramento do número de grau de liberdade de tratamento.

$$S \times I \quad e \quad (S + I) + L$$

a. $S \times I$

$$\text{tratamento } S = 242,90$$

$$SQ (S \times I) = 1/4 [(242,90)^2 + (253,09)^2] - 1/8 (495,99)^2$$

$$\text{tratamento } I = 253,09$$

$$SQ (S \times I) = 30.763,73 - 30.750,76 = 12,97$$

b. $(S + I) \times L$

$$S + I = 495,99$$

$$L = 302,66$$

$$SQ [(S + I) \times L] = 1/8 (495,99)^2 + 1/4 (302,66)^2 - C = 498,04/3$$

Tabela 8 - Análise da variância

CV	GL	SQ	QM	F
S x I	01	12,97	12,97	0,38
(S + I) x L	01	498,06	498,06	14,47 \$
(tratamento)	(02)	511,03		
blocos	03	2453,00		
resíduo	06	206,52	34,42	
TOTAL	11			

Notamos que os tratamentos S e I apresentaram juntos uma maior vazão por furo do que o L.

Os tratamentos S e I não diferem estatisticamente.

Considerando as médias $\bar{M}$, $\bar{N}$, $\bar{Z}$, $\bar{K}$ onde existe uma diferença altamente significativa entre as mesmas.

$$\bar{M} = 84,34$$

$$\bar{N} = 75,00$$

$$\bar{Z} = 59,97$$

$$\bar{K} = 46,89$$

Apliquemos o método de TUKEY a 5%.

$$\Delta = q s/r \quad \text{onde} \quad S = \sqrt{34,42} = 5,87$$

$$\Delta = 4,90 \frac{5,87}{\sqrt{3}} \quad q = 4,90 \quad r = 3$$

$$\Delta = 16,60 \text{ (d.m.s.)}$$

Tabela 9 - Comapração entre às médias

	$\bar{M}$	$\bar{N}$	$\bar{Z}$	$\bar{K}$
$\bar{M}$	-	9,34	24,37	37,45
$\bar{N}$	-	-	15,03	28,11
$\bar{Z}$	-	-	-	13,08
$\bar{K}$	-	-	-	-

. Observamos que a média $\bar{M}$ difere significativamente das médias $\bar{Z}$ e $\bar{K}$ e a média $\bar{N}$ difere somente da média $\bar{K}$; isto é, os tubos nas condições $\bar{M}$ apresentam uma maior vazão por furo do que os mesmos nas condições $\bar{Z}$ e $\bar{K}$.

Notamos que a medida que se aumenta o número de furos por tubo, diminui-se a vazão por furo individual.

Consideramos a Tabela 10 onde os tratamentos são os seguintes:

A = Superior aberto - inferiores

B = Superior e inferior abertos - 2 laterais

C = Inferior aberto - 2 laterais

D = Inferior e 2 laterais abertos - superior

E = 2 Laterais e superiores abertos - inferiores

G = Todos abertos

Tabela 10 - Demonstrativo de vazões

	M	N	Z	K	Totais
A	51,98	54,92	52,68	47,75	207,33
B	48,06	48,22	46,11	42,05	184,44
C	49,18	48,12	44,48	41,73	183,51
D	42,16	42,24	41,98	40,98	167,26
E	48,38	47,63	46,40	43,98	186,39
F	44,95	44,34	43,12	41,25	173,66
G	67,46	60,47	49,44	41,60	218,97
TOTAL	352,17	345,94	324,21	299,24	1.321,56
MÉDIAS	50,31	49,42	46,32	42,75	

Resulta então a Tabela seguinte:

Tabela 11 - Análise de variância

CV	GL	SQ	SM	F
Blocos	03	246,39	82,13	5,77**
Tratamentos	06	499,90	83,32	5,86**
Resíduos	18	256,08	14,23	-
TOTAL	27	1.002,37		

$$C = 62.375,74$$

$$SQ \text{ Total} = 63.378,11 - 62.375,74 = 1.002,37$$

$$SQ \text{ Blocos} =$$

$$SQ \text{ Trat.} = 499,90$$

O teste f a 5% nos dá $F_{3,18} = 3,16$ e $F_{6,18} = 2,66$

a 1% nos dá $F_{3,18} = 5,09$ e $F_{6,18} = 4,01$

Observamos que existe uma diferença altamente significativa entre os tratamentos e também entre os blocos.

Desdobrando-se o número de graus de liberdade dos tratamentos teremos as interações:

A X Demais

B X C

D X E

F X G

(B + C) X (D + E)

(D + E) X (F + G)

$$A \times \text{Demais} \rightarrow A = 207,33$$

$$\text{Demais} = 1.114,23$$

$$SQ (A \times \text{Demais}) = 1/4(207,33)^2 + 1/24(1.114,23)^2 - C = 100,1$$

$$B \times C \rightarrow B = 184,44$$

$$C = 183,51$$

$$SQ(B \times C) = 1/4[(184,44)^2 + (183,51)^2] - 1/8(367,95)^2 = 0,118$$

$$D \times E \rightarrow D = 167,26$$

$$E = 186,39$$

$$SQ(D \times E) = 1/4 [(167,26)^2 + (186,39)^2] - 1/8(353,65)^2 = 45,7$$

$$F \times G \rightarrow F = 173,66$$

$$G = 218,97$$

$$SQ(F \times G) = 1/4[(173,66)^2 + (218,97)^2] - 1/8(392,63)^2 = 256,6$$

$$B + c = 367,95$$

$$D + E = 353,65$$

$$SQ[(B + C) \times (D + E)] = 1/8[(367,95)^2] - 1/16(721,60)^2 = 12,7$$

$$D + E = 353,65$$

$$F + G = 393,63$$

$$SQ[(D + E) \times (F + G)] \rightarrow \text{por diferença} = 84,7$$

Resulta a Tabela seguinte:

Tabela 12 - Análise de variância

A x Demais	01	100,1	100,1	7,03(*)
B x C	01	0,1	0,1	0,007
D x E	01	45,7	45,7	3,21
F x G	01	256,6	256,6	18,03 (**)
(B + C) x (D + E)	01	12,7	12,7	0,89
(D + E) x (F + G)	01	84,7	84,7	5,95 (*)
Tratamento	(06)	499,90	83,32	-
Blocos	03	246,39	82,13	-
Resíduo	18	256,08	14,23	-
TOTAL				

$$F_{1,18;0,05} = 4,41;$$

$$F_{1,18;0,01} = 8,29$$

Observa-se que o tratamento A supera os demais, isto é, se os superiores forem abertos e trabalhar-se com os inferiores, mantendo-se os laterais fechados, a vazão será maior.

Um resultado altamente significativo é obtido entre os tratamentos F e G, isto é, há maior vazão com todos os buracos abertos do que somente com os laterais e os superiores abertos.

Aplicando-se TUKEY 5%, às médias teremos:

$$\bar{M} = 50,31$$

$$\bar{N} = 49,42$$

$$\bar{Z} = 46,32$$

$$\bar{K} = 42,75$$

$$\Delta = q \frac{s}{\sqrt{r}} = 4,00 \frac{3,77}{\sqrt{r}} = 5,7$$

$$s = \sqrt{14,23} = 3,77$$

$$q = 4,00$$

$$r = 7$$

$$d.m.s. = 5,7$$

Tabela 13 - Comparação de médias

	$\bar{M}$	$\bar{N}$	$\bar{Z}$	$\bar{K}$
$\bar{M}$	-	0,89	3,99	7,56 (*)
$\bar{N}$	-	-	3,10	6,67 (*)
$\bar{Z}$	-	-	-	3,57
$\bar{K}$	-	-	-	-

Constatamos que $\bar{M}$ e $\bar{N}$ diferem significativamente de $\bar{K}$, isto é, a posição dos furos abertos 1 - 9 e 1 - 5 - 9 é a mais vantajosa em relação à todos abertos.

Material: Areia

Camada do solo: 44 cm sobre à parede superior do dreno

Carga de água: 1 cm

Posição dos furos: 1-2-1

Consideramos a Tabela 14 onde os tratamentos

A, B e C são agora:

A → parte superior

B → parte inferior

C → todos

Tabela 14 - Demonstrativo de vazões

A	42,00	43,02	39,63	23,34	147,99
B	56,81	50,13	42,57	36,64	186,15
C	53,63	48,53	40,10	32,49	174,75
Totais	152,44	141,68	122,30	92,47	508,89
Média	50,81	47,23	40,77	30,82	-

A análise é dada por:

Tabela 15 - Análise de variância

CV	GL	SQ	QM	F
Blocos	03	692,30	230,77	25,11
Tratamento	02	191,85	95,93	10,43
Resíduo	06	55,14	9,19	-
TOTAL	11	939,29	-	-

$$C = 21.580,75$$

$$F_{3;06;0,05} = 4,76$$

$$F_{2;06;0,05} = 5,14$$

$$F_{3;06;0,01} = 9,78$$

$$F_{2;06;0,01} = 10,92$$

Notamos, novamente aqui, uma diferença altamente significativa quanto às condições de abertura dos furos, sendo que, os tratamentos também apresentam diferenças.

Aplicando-se o teste de Tukey a 5%, teremos as seguintes comparações entre as médias:

$$\bar{M} = 50,81$$

$$\bar{N} = 47,23$$

$$\bar{Z} = 40,77$$

$$\bar{K} = 30,82$$

$$\Delta = q_{s/\sqrt{r}} = 4,90 \cdot \frac{3,03}{3}$$

$$\Delta = 8,57 \text{ dms}$$

Tabela 16 - Comparação de médias

	$\bar{M}$	$\bar{N}$	$\bar{Z}$	$\bar{K}$
$\bar{M}$	-	3,58	10,04	19,99
$\bar{N}$	-	-	6,46	16,41
$\bar{Z}$	-	-	-	9,95
$\bar{K}$	-	-	-	-

A 1%, teremos:

$$= 7,03 \cdot \frac{3,03}{\sqrt{3}}$$

$$= 12,29 \text{ d.m.s.}$$

Notamos, ainda que a condição I é a mais vantajosa.

Consideremos os seguintes desdobramentos dos tratamentos A, B e C:

B x Demais e C x A

B → 186,15

Demais → 322,74

$$\begin{aligned} \text{SQ}(B \times \text{Demais}) &= 1/4(186,15)^2 + 1/8(233,74)^2 - (508,89)^2 = \\ &= 102,34 \end{aligned}$$

C → 174,75

A → 147,99

$$\text{SQ}(C \times A) = 1/4(174,75)^2 + (1/4)(147,99)^2 - (322,74)^2 = 89,51$$

Tabela 17 - Análise de variância

B x Demais	01	102,34	102,34	11,13
C x A	01	89,51	89,51	9,74
Tratamento	(02)	(191,85)	95,93	-
Blocos	03	692,30	230,77	-
Resíduo	06	55,14	9,19	-
TOTAL	11	-	-	-

$$F_{1;06;0,05} = 5,99$$

$$F_{1;06;0,01} = 13,75$$

Vemos que o tratamento B supera os demais, isto é, trabalhando-se com ele e fechando-se os demais, ocorre uma maior vazão/furo já o tratamento C supera o Tratamento A.

Material: Areia

Camada do solo: 28 cm sobre a parede superior do dreno

Carga de água: 1 cm

Posição de furos: 2-2

Consideramos a Tabela 18, onde os tratamentos A, B e C, são agora:

A → parte inferior

B → parte superior

C → todos

Tabela 18 - Demonstrativo de vazões

	M	N	Z	K	TOTAIS
A	37,42	35,99	31,98	24,62	130,01
B	57,05	50,25	40,27	28,72	176,29
C	42,99	36,40	28,64	22,53	130,56
TOTAL	137,46	122,64	100,89	75,87	436,86
MÉDIA	45,82	40,88	33,63	25,29	-

A análise é dada por:

Tabela 19 - Análise de variância

CV	GL	SQ	QM	F
Blocos	03	719,74	239,91	19,13 \$\$
Tratamento	02	352,79	176,39	14,06 \$\$
Resíduo	06	75,21	12,54	-
TOTAL	11	1.147,74	-	-

$$C = 15.903,88$$

$$F_{3;6;0,05} = 7,76$$

$$F_{2;6;0,05} = 5,14$$

$$F_{3;6;0,01} = 9,78$$

$$F_{2;6;0,01} = 10,92$$

Tanto os tratamentos quanto as posições de abertura dos furos, apresentam diferenças altamente significativas.

Aplicando-se Tukey a 5% teremos:

$$\Delta = q^s / r = 4,90 - \frac{\sqrt{12,54}}{\sqrt{3}} = 10,02$$

$$\bar{M} = 45,82$$

$$\bar{N} = 40,88$$

$$\bar{Z} = 33,63$$

$$\bar{K} = 25,29$$

Tabela 20 - comparação entre às médias

	$\bar{M}$	$\bar{N}$	$\bar{Z}$	$\bar{K}$
$\bar{M}$	-	4,94	12,19	20,53
$\bar{N}$	-	-	7,25	15,59
$\bar{Z}$	-	-	-	8,34
$\bar{K}$	-	-	-	-

A 1%, teremos $\Delta = 14,37$

Vemos que a condição M supera a Z e a K, sendo que a N supera somente a K.

Consideramos os seguintes desdobramentos:

B x Demais

A x C

B → 176,29

Demais → 260,57

$$SQ(B \times Demais) = 1/4(176,29)^2 + 1/8(260,57)^2 - 1/12(436,86)^2 =$$

$$= 352,75$$

$$A \rightarrow 130,01$$

$$B \rightarrow 130,56$$

$$SQ(A \times C) = 1/4(130,01)^2 + 1/8(130,56)^2 - 1/8(260,57)^2 = 0,038$$

Tabela 21 - Análise de variância

B x Dem.	01	352,75	352,75	28,12 \$\$
A x C	01	0,038	0,038	-
Tratamento	(02)	(352,79)	-	-
Blocos	03	719,74	-	-
Resíduo	06	75,21	12,54	-
TOTAL	11	1.147,74	-	-

O tratamento B supera os demais, isto é, mantendo-se a parte superior fechada e trabalhando-se com as inferiores obtêm-se um melhor resultado, utilizando-se também a condição M.

Material: Areia

Camada do solo: 67cm sobre a parede superior do dreno

Carga de água: 1 cm

Posição de furos: 2-2

Consideramos a Tabela 22 onde:

A → superior

B → inferior

C → todos

Tabela 22 - Demonstrativo de vazões

	M	N	Z	K	TOTAIS
A	37,04	33,97	29,89	23,41	124,31
B	38,75	35,79	31,75	25,95	132,24
C	35,78	31,47	26,06	21,01	114,32
TOTAIS	111,57	101,23	87,70	70,37	370,87
Média	37,19	33,74	29,23	23,46	

C = 11.462,04

Tabela 23 - análise de variância

Blocos	03	317,49	105,83	247,26	\$\$
Tratamento	02	40,32	20,16	47,10	\$\$
Resíduo	06	2,57	0,428	-	
TOTAL	11	360,38	-	-	

Tanto os tratamentos, quanto as posições de abertura dos furos apresentam diferenças altamente significativas.

Aplicando-se Tukey a 5%, teremos:

$$\Delta = q^s / \sqrt{r} = 4,90 \cdot \frac{\sqrt{0,428}}{\sqrt{3}} = 1,85$$

a 1%, teremos:

$$\Delta = 7,03 \cdot \frac{\sqrt{0,428}}{\sqrt{3}} = 2,66$$

$$\bar{M} = 37,19$$

$$\bar{N} = 33,74$$

$$\bar{Z} = 29,23$$

$$\bar{K} = 23,46$$

Tabela 24 - Comparativo entre às médias

	$\bar{M}$	$\bar{N}$	$\bar{Z}$	$\bar{K}$
$\bar{M}$	-	3,45	7,96	13,73
$\bar{N}$	-	-	4,51	10,28
$\bar{Z}$	-	-	-	5,77
$\bar{K}$	-	-	-	-

A condição M difere de todas as demais.

Consideremos os contrastes:

B x Demais

A x C

B - 132,24

Demais - 238,63

$$SQ(B \times Demais) = 1/4(132,24)^2 + 1/8(238,63)^2 - 1/12(370,87)^2 =$$

$$= 27,85$$

$$A \rightarrow 124,31$$

$$C \rightarrow 114,32$$

$$SQ(A \times C) = 1/4[124,31)^2 + (114,32)^2] - 1/8(238,63)^2 = 12,47$$

Tabela 25 - Análise de variância

	GL	SQ	QM	F
B x Demais	01	27,85	27,85	65,07
A x C	01	12,47	12,47	29,13
Tratamento	(02)	40,32		
Bloco	03	317,49		
Resíduo	06	2,57		
TOTAL	11			

Verificamos que o tratamento B difere significativamente dos demais e que o A supera o C.

Material: Latosol vermelho amarelo

Camada do solo: 29 cm sobre a parede superior do dreno

Carga H_2O : 1 cm

Posição dos furos: 1-2-1

Consideramos a Tabela 26 onde:

T - Todos

L - Lateral

I - Inferior

S - Superior

Tabela 26 - Demonstrativo de vazões

	M	N	Z	K	TOTAIS
T	2,03	2,03	1,73	1,71	7,50
L	1,64	2,31	2,15	1,93	8,03
I	2,76	2,19	2,02	2,05	9,02
S	2,89	2,65	2,28	1,98	9,80
TOTAIS	9,32	9,18	8,18	7,67	34,35
MÉDIA	2,33	2,29	2,05	1,92	-

C = 73,75

Tabela 27 - Análise de variância

CV	GL	SQ	QM	F
Blocos	03	0,47	0,16	2,00
Tratamento	03	0,78	0,26	3,28
Resíduo	09	0,73	0,08	-
TOTAL	15	1,98	-	-

Não houve diferença significativa entre os blocos e nem entre os tratamentos, isto é, as diferenças observadas são casuais.

Não há vantagem em nenhum processo.

$$F_{3;9;0,05} = 3,86$$

$$F_{3;9;0,01} = 6,99$$

Material: Latosolo Vermelho amarelo

Camada do solo: 29 cm sobre a parede superior do dreno

Carga H_2O : 20 cm

Posição dos furos: 1-2-1

Considerando a Tabela 28 onde

S - Superior

I - Inferior

T - Todos

Tabela 28 - Demonstrativo de vazões

	M	N	Z	K	TOTAIS
S	4,41	4,08	2,48	2,96	13,93
I	3,85	3,18	3,81	3,15	13,99
T	3,48	3,28	3,20	2,99	12,95
TOTAIS	11,74	10,54	9,49	9,10	40,87
MÉDIA	3,91	3,51	3,16	3,03	-

C = 139,19

Tabela 29 - Análise de variância

CV	GL	SQ	QM	F
Blocos	03	1,40	0,47	1,68
Tratamento	02	0,18	0,09	0,32
Resíduo	06	1,66	0,28	-
TOTAL	11	3,24	-	-

$$F_{3;6;0,05} = 4,76$$

$$F_{2;6;0,05} = 5,14$$

$$F_{3;6;0,01} = 9,78$$

$$F_{2;6;0,01} = 10,92$$

Não há diferença ou vantagem em nenhum processo.

Material: Latosol Vermelho amarelo

Camada do solo: 20 cm sobre a parede superior do dreno

Posição dos furos: 1-2-1

Carga: H_2O : 37 cm

Consideramos a Tabela 30 onde:

S - Superior

I - Inferior

T - Todos

Tabela 30 - Demonstrativo de vazões

	M	N	Z	K	TOTAIS
S	5,90	7,12	3,90	3,89	20,81
I	4,90	4,92	4,36	4,60	18,78
T	6,87	6,10	5,31	5,67	23,95
TOTAIS	17,67	18,14	13,57	14,16	63,54
MÉDIA	5,89	6,05	4,52	4,72	-

C = 336,44

Tabela 31 - Análise de variância

CV	GL	SQ	QM	F
Blocos	03	5,54	1,85	3,08
Tratamento	02	3,39	1,69	2,83
Resíduo	06	3,61	0,60	-
TOTAL	11	12,54	-	-

$$F_{3;6;0,05} = 4,76$$

$$F_{2;6;0,05} = 5,14$$

$$F_{3;6;0,01} = 9,78$$

$$F_{2;6;0,01} = 10,92$$

Não há vantagem em nenhum processo: todos se equivalem.

Material: Latosol Vermelho amarelo

Camada do solo: 60 cm sobre a parede superior do dreno

Carga H_2O : 1 cm

Posição dos furos: 1-2-1

Tratamentos: S - Superior
 I - Inferior
 L - Lateral
 T - Todos

Considere-se a Tabela 32

Tabela 32 - Demonstrativo de vazões

	M	N	Z	K	TOTAL
S	4,74	3,80	2,97	2,63	14,14
I	3,44	3,43	2,81	2,52	12,00
L	5,41	4,53	3,79	2,98	16,71
T	2,77	2,42	2,33	2,20	9,72
TOTAL	16,16	14,18	11,90	10,33	52,57
MÉDIA	4,04	3,54	2,98	2,58	-

C = 172,73

Tabela 33 - Análise de variância

CV	GL	SQ	QM	F
Blocos	03	4,90	1,63	8,71 **
Tratamento	03	6,68	2,23	11,93 **
Resíduo	09	1,68	0,187	-
TOTAL	15	13,26	-	-

$$F_{3;9;0,05} = 3,86$$

$$F_{3;9;0,01} = 6,99$$

Existe uma diferença altamente significativa tanto entre os blocos quanto entre os tratamentos.

Apliquemos os métodos de Tukey a 5% e a 1% entre as medidas dos blocos.

$$\bar{M} = 4,04$$

$$\bar{N} = 3,54$$

$$\bar{Z} = 2,98$$

$$\bar{K} = 2,58$$

$$\Delta = q^{s/} \sqrt{r}$$

$$\Delta = 4,42 \frac{\sqrt{0,187}}{\sqrt{4}} = 0,95 \text{ (5\%)}$$

$$\Delta = 5,96 \frac{\sqrt{0,187}}{\sqrt{4}} = 1,29 \text{ (1\%)}$$

Tabela 34 - Comparação entre às médias

	$\bar{M}$	$\bar{N}$	$\bar{Z}$	$\bar{K}$
$\bar{M}$	-	0,5	1,06	1,46
$\bar{N}$	-	-	0,56	0,96
$\bar{Z}$	-	-	-	0,40
$\bar{K}$	-	-	-	-

Verificamos que a condição (1-9) difere significativamente da Z e da K, isto é, apresenta uma maior vazão por furo.

Consideramos os desdobramentos dos tratamentos:

L x Demais

(S = I) x T

S x I

L - 16,71

Demais - 35,86

$$SQ(L \times Demais) = 1/4(16,71)^2 + 1/12(35,86)^2 - 172,73 = 4,24$$

S + I - 26,14

T - 9,72

$$SQ[S + I] \times T = 1/8(26,14)^2 + 1/4(9,72)^2 - 1/12(35,86)^2 = 1,87$$

S - 14,14

I - 12,00

$$SQ(S \times I) = 1/4(14,14)^2 + 1/4(12,00)^2 - 1/8(26,14)^2 = 0,57$$

Tabela 35 - Análise de variância

	GL	SQ	QM	F
L x Demais	01	4,24	4,24	22,67
(S + I) x T	01	1,87	1,87	10,00
S x I	01	0,57	0,57	3,04
(Tratamento)	(03)	(6,68)	-	-
Blocos	03	4,90	-	-
Resíduo	09	1,68	0,187	-
TOTAL	15	-	-	-

$$F_{1;9;0,05} = 5,12$$

$$F_{1;9;0,01} = 10,56$$

Observamos que o tratamento L supera os demais, isto é, apresenta uma vazão por furo maior do que os demais.

Da mesma forma os tratamentos S e I juntos, apresentam uma maior vazão por furo do que o T.

Material: Latosolo Vermelho amarelo

Camada do solo: 60 cm sobre a parede superior do dreno

Posição dos furos: 1-2-1

Carga H₂O: 6 cm

Tratamentos: S - Superior

I - Inferior

L - Laterais

T - Totais

Considere-se a Tabela 36:

Tabela 36 - Demonstrativo de vazões:

	M	N	Z	K	TOTAL
S	2,90	2,53	2,40	2,55	10,38
I	2,69	2,39	1,89	2,10	9,07
L	2,66	2,65	2,55	2,15	10,01
T	2,26	2,43	2,39	2,33	9,41
TOTAL	10,51	10,00	9,23	9,13	38,87
MÉDIA	2,63	2,50	2,31	2,28	-

C = 94,43

Tabela 37 - Análise de variância

	GL	SQ	QM	F
Blocos	03	0,32	0,10	2,5 m.s
Tratamento	03	0,26	0,08	2,0 m.s
Resíduo	09	0,37	0,04	-
TOTAL	15	0,95	-	-

$$F_{3;9;0,05} = 3,86$$

$$F_{3;9;0,01} = 6,99$$

Observa-se que não há diferença tanto entre blocos quanto entre tratamentos.

Material: Latosol Vermelho amarelo

Camada do solo: 49 cm sobre a parede superior do dreno

Carga H_2O : 1 cm

Posição de furos: 1-2-1

Tratamentos: S - Superior

I - Inferior

T - Todos

Considere-se a Tabela 38

Tabela 38 - Demonstrativo de vazões

	M	N	Z	K	TOTAL
S	1,72	1,79	1,76	1,83	7,10
I	2,75	2,02	1,96	1,87	8,60
T	2,12	1,96	1,83	1,68	7,59
TOTAL	6,59	5,77	5,55	5,38	23,29
MÉDIA	2,19	1,92	1,85	1,79	-

C = 45,20

Tabela 39 - análise de variância

	GL	SQ	QM	F
Blocos	03	0,28	0,09	1,8 m.s
Tratamento	02	0,29	0,14	2,8 m.s
Resíduo	06	0,32	0,05	-
TOTAL	11	0,89	-	-

$$F_{3;6;0,05} = 4,76$$

$$F_{3;6;0,01} = 9,78$$

$$F_{2;6;0,05} = 5,14$$

$$F_{2;6;0,01} = 10,92$$

Não há diferença tanto entre blocos quanto entre tratamentos.

Material: Latosol Vermelho amarelo

Camada do solo: 49 cm sobre a parede superior do dreno

Carga H_2O : 17 cm

Posição dos furos: 1-2-1

Tratamentos:

S - Superior

I - Inferior

T - Todos

Consideremos a Tabela 40

Tabela 40 - Demonstrativo de vazões

	M	N	Z	K	TOTAL
S	2,14	3,38	2,34	2,53	9,39
I	2,61	2,71	2,16	2,28	9,76
T	1,44	2,83	2,67	2,48	9,42
TOTAL	6,19	7,92	7,17	7,29	28,57
MÉDIA	2,06	2,64	2,39	2,43	-

C = 68, 02

Tabela 41 - Análise de variância

CV	GL	SQ	QM	F
Blocos	03	0,51	0,17	1,07
Tratamento	02	0,02	0,01	0,06
Resíduo	06	0,95	0,158	-
TOTAL	11	1,48	-	-

$$F_{3;6;0,05} = 4,76$$

$$F_{2;6;0,05} = 5,14$$

Não há diferença em nenhum dos métodos.

5. CONCLUSÕES

Os resultados do presente trabalho permitiram deduzir as seguintes conclusões:

- a. A relação entre o número de orifícios de 1/2" e a vazão total foi linear para 184 orifícios localizados por metro do dreno sendo este um de PVC rígido de 4" e recoberto com envelope sintético na forma de manta de poliéster. Entretanto, apesar deste alto número de furos a vazão total foi sempre crescente sem atingir um patamar, nem houve qualquer fator aparente que a limitasse. Assim pode-se prever que, entre outros, os fatores que condicionarão a vazão total serão as propriedades físicas do solo, como sua permeabilidade.
- b. Comparando-se um solo Latosol com Areia, ambos saturados e com uma lâmina de água na superfície observou-se, entre outros, um contraste acentuado na vazão unitária dos orifícios. Assim, o dreno implantado com uma camada de latossolo de 28 cm acima da sua borda superior, com 36 furos,

produziu uma descarga por furo aberto que foi de apenas 7,5% da vazão obtida nas mesmas condições, usando-se areia. Ainda, quando a camada de lotossolo foi de 67cm, a vazão por orifício aberto foi de 5,6% da vazão obtida com areia nas mesmas condições.

- c. Somente no lotossolo é que se conseguiu atingir uma estabilização na descarga por orifício, o que não ocorreu com a areia. Isto foi observado em duas situações. Na primeira com 29 cm de solo sobre o dreno, mantendo uma lâmina de água de 20 cm acima do mesmo a partir de 56 orifícios abertos. Na segunda foi conseguido a partir de 40 orifícios, abertos, com camada de solo de 29 cm e lâmina de 37 cm.
- d. Medindo-se a vazão total produzida por grupo de 9 furos de uma linha, e separadamente, a sua somatória foi superior ao total medido quando 36 orifícios em 4 linhas foram abertos simultaneamente.
- e. Na secção Transversal, a posição dos orifícios, superior (S) Lateral (L) e inferior (I), mostrou-se capaz de causar diferentes descargas individuais em virtude da carga hidráulica crescente nos respectivos orifícios S, L, I. Assim foi comprovado com o dreno instalado em água, sem solo. Também, na areia e no solo, a vazão cresceu com a posição dos orifícios de S para I em virtude da maior carga hidráulica, porém o efeito simultâneo da permeabilidade do material também foi relevante. Assim verificou-se que com a

mesma lâmina de água a diferença entre as vazões S e I aumentou no material de maior permeabilidade.

- f. Em virtude das conclusões anteriores que enfatizaram a vazão total é a vazão por orifício, a posição dos orifícios na secção transversal, os efeitos da carga hidráulica, da empresa e da permeabilidade do solo na vazão do dreno, não se conseguiu atingir um limite superior de dreno ou 233cm^2 de abertura total. Isto sugere que novos trabalhos sejam feitos aumentando a densidade de orifícios no dreno o que é sempre desejável, mesmo para solos de permeabilidade mais elevada como a areia, visto que por maior que seja a perfuração do dreno sempre haverá uma resistência à entrada da água no mesmo.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRAVO, N.J., and G.O. SCHWAB, 1975. Effect of openings on inflow into corrugated drains. American Society of Agricultural Engineers. Paper nº 75-2525.

CRUCIANI, D.E.; BOTREL, T.A. 1986. Solução da equação de Kraijenhoff Van de Leur para previsão da elevação máxima do nível freático em problemas de drenagem subterrânea. Revista ITEM, Associação Brasileira de Irrigação e Drenagem.

CRUCIANI, D.E. 1986. A Drenagem na Agricultura 4ª Edição Livraria Nobel S.A. Parte II 6: 146-155; Parte III e IV: 185 317.

DE BOER, D.W.; JOHNSON, H.P. (1965). Agricultural Engineering 8: 494-498.

DENNIS, C.W.; TRAFFORD, B .D. 1975. The effect of permeable surrounds on the performance of clay field Drainage Pipes Journal of Hidrology, 24: 239-249.

GULATI, O.P; SCHWAB, G.O.; REEVE, R.C. 1970. Control of sediment flow into subsurface drains. Journal of the irrigation and drainage division - ASCE.IR4. 96: 437-449.

JONES, B.A. JR. (1960). Effect of crack width at tile joints on soil movement into draitile. Transactions, ASAE, 3: 33 51.

KIRKHAM, D. and G.O. SCHWAB. 1951. The effect of Circular Perforations on flow into Subsurface Drain Tubes. Agricultural Engineering: Part. I. Theory April 211-214, Part II. Experiments and results. May: 270-274.

KIRKHAM, D. (1950). Potencial flow into circumferential openings in drain tubes. Physics Journal, 21: 655-660.

LUTHIN, J.N. 1967. Drenaje de Tierras Agrícolas - Editorial Limusa Wiley, S.A. Cap. 2: 101-137.

LUTHIN, J.N.; TAYLOR, G.S.; PRIETO, C. (1968). Exit. gradients into subsurface drains. Hilgardia, 39: 419-428.

- LUTHIN, J.N. and A. HAIG. 1972. Some factors affecting flow into drainpipes, Hilgardia, 41(10): 234-245.
- LUTHIN, J.N. (1973). drainage Engineering. KRIEGER, Publ. Co. HUNTINGTON, New York. 250p.
- LUTHIN; TAYLOR; PRIETRO. 1972. Exit gradients into subsurface drains Hilgardia, 39(15): 419-428.
- MILLAR, A.A. 1978. Drenagem de Terras Agrícolas. Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda. Cap. 183-207.
- SCHWAB, G.O. (1955). Plastic tubing for subsurface drainage. Agr. Eng. 36: 86-89.
- SCHWAB, G.O.; D.W. DEBOER and H.P. JOHNSON, 1969. Effect of openings on design of subsurface drains. Journal of the Irrigation and Drainage Division: 199-209.
- SCHWAB, G.O. 1969. Plastic tubing for subsurface drainage. Agr. Eng. 36(2): 86.89.92.
- SKAGGS, R.W. 1978. Effect of drain tube openings on water-table drawdown. journal of the Irrigation and Drainage Division. ASCE. IRI, 13-21.

SKAGGS, R.W.; TANG, Y.K. 1979. Effects of drain diameter, openings and envelopes on watertable drawdown. Transactions of the ASAE. 326-333.

SOMMERFELDT, T.G. 1975. Outflow from various subsurface drainage materials. Transactions of the ASAE. 85-94.

WATTS, D.C.; LUTHIN, J.N. (1963). Tests of thick fiberglass filters for subsurface drains. Hilgardia, 35: 33-46.

WESSELING, J.; HOMMA, F. 1967. Entrance resistance of plastic drain tubes. Neth J. Agric. Sci. 15: 170-182.

YOUNGS, E.G. (1965). A comparison of the performance of some plastic and tile drains. J. Agr. Eng. Res. 10: 202-203.