

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE CIÊNCIAS AGRÁRIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA - CCA - UFC

Segmento : DRENAGEM AGRÍCOLA

Instrutor : Prof. RAIMUNDO NONATO TÁVORA COSTA



Fortaleza - CE

Fevereiro/2008

ÍNDICE

01.	DRENAGEM E O SISTEMA SOLO-PLANTA.....	4
1.1.	Conceituação	4
1.2.	Generalidades	4
1.3.	Interrelação disciplinar.....	6
1.4.	Efeitos do excesso de água sobre parâmetros físicos do solo	6
1.4.1.	Textura.....	6
1.4.2.	Estrutura.....	6
1.4.3.	Condutividade hidráulica.....	6
1.4.4.	Temperatura do solo.....	6
1.4.5.	Aeração do solo.....	6
1.5.	Efeitos do excesso de água sobre as plantas.....	8
1.5.1.	Aspectos do excesso de umidade no solo.....	8
1.5.2.	Níveis do lençol freático e resposta das culturas	9
02.	PREVISÃO DE EVENTOS HIDROLÓGICOS	10
2.1.	Introdução.....	10
2.2.	Frequência, probabilidade e tempo de retorno	10
2.3.	A distribuição de Gumbel.....	13
03.	DRENAGEM SUPERFICIAL	18
3.1.	Generalidades	18
3.2.	Descarga máxima de áreas em declive.....	18
3.3.	Tempo de concentração.....	21
3.4.	Canais e drenos.....	23
04.	PARÂMETROS HIDRODINÂMICOS DO SOLO	25
4.1.	Generalidades	25
4.2.	Condutividade hidráulica do solo saturado pelo método do poço.....	25
4.3.	Permeâmetro de carga constante.....	27
4.4.	Porosidade drenável (f)	28
05.	DIAGNÓSTICO DO PROBLEMA DE DRENAGEM.....	30
5.1.	Generalidades	30
5.2.	Poços de observação do lençol freático	30
5.3.	Rede de fluxo do lençol freático.....	32

06. DIMENSIONAMENTO DE UM SISTEMA DE DRENAGEM SUBTERRÂNEA	35
6.1. Tipos de sistemas	35
6.1.1. Sistema de alívio	35
6.1.2. Sistema de interceptão	35
6.2. Tipos de drenos.....	36
6.2.1. Drenos abertos ou canais de terra.....	36
6.2.2. Drenos tubulares ou condutos fechados	36
6.2.3. Drenos tipo torpedo ou toupeira (mole drains).....	37
6.3. Profundidade dos drenos	37
6.4. Espaçamento entre drenos	40
6.4.1. Hipóteses de Dupuit-Forcheimer (D-F).....	40
6.4.2. Regime de fluxo em direção aos drenos.....	41
6.4.3. Normas e critérios de drenagem.....	42
6.4.4. Concepção das equações de drenagem.....	45
6.5. Equações de Drenagem	45
6.5.1. Considerando fluxo permanente em direção aos drenos com recarga uniforme	45
6.5.2. Condição de fluxo não-permanente.....	48
6.6. Cálculo da vazão de um dreno lateral	51
6.7. Vazão de um coletor	51
6.8. Cálculo do diâmetro dos tubos	52
6.9. Sistema de saída.....	52

01. DRENAGEM E O SISTEMA SOLO-PLANTA

1.1. Conceituação

Um conceito relativamente simples de drenagem agrícola, mas ao mesmo tempo bastante abrangente e muito empregado atualmente, consiste na “retirada do excesso de **água** do solo à uma taxa que permita uma exploração econômica das culturas e utilização por longo tempo (long-time) da área”. O termo água vem em destaque para esclarecer que na verdade refere-se à solução do solo.

Referida conceituação abrange dois aspectos de relevância, quais sejam o de se buscar a obtenção de produtividades ótimas econômicas, bem como uma integração com todos os componentes envolvidos tais como solo, cultura, irrigação, drenagem, meio ambiente, etc, no sentido de se dar ao empreendimento uma longa vida útil.

1.2. Generalidades

Extensas superfícies agrícolas localizam-se em terrenos com problemas de drenagem. Em regiões de clima úmido, a elevação do lençol freático apresenta-se na estação chuvosa, dadas as precipitações mais intensas. O excesso de água no solo, devido aos altos níveis estacionais ou periódicos do lençol freático, tem-se constituído no principal risco para limitar a produtividade das culturas.

Conforme Curi et al. (1986), os solos de várzeas desenvolvem-se a partir de sedimentos oriundos de diversas fontes, cuja grande variabilidade horizontal e vertical influencia marcadamente as camadas dos solos resultantes.

Essas áreas de baixada abrangem um total de trinta milhões de hectares no Brasil, conforme Lamster (1980). Qualitativamente, tais solos, por suas características químico-físicas e condições topográficas, aliadas às técnicas de drenagem e irrigação, representam grande potencial para a produção de alimentos. À ocupação desse potencial agrícola, todavia, deverá proceder-se de forma bastante racional, necessitando-se preliminarmente de um diagnóstico adequado (reconhecimento dos solos), bem como de informações de pesquisa, sobre condições locais de solo e clima, para melhor manejá-los.

Conforme Saunders et al. (1982), no Nordeste brasileiro, os solos aluviais situados à jusante dos açudes, tornaram-se naturalmente as áreas irrigadas, isto devido a situação topográfica das mesmas em relação aos reservatórios, permitindo distribuição de água sem utilização de energia, como também os próprios açudes se prestaram como a opção mais racional de disponibilidade de água para irrigação.

Ainda conforme os autores, os solos aluviais além de apresentarem uma grande variabilidade textural e química e uma baixa condutividade hidráulica, apresentam como limitação do ponto de vista de adequabilidade para irrigação, um desnível relativamente muito pequeno entre os terrenos a serem irrigados e o leito do desaguadouro natural. Devido a estes aspectos, referidos solos são áreas de drenagem natural limitada, permanecendo em grande parte inundadas durante a estação das chuvas, constituindo as chamadas várzeas, que pelo menos no Estado do Ceará, são ocupadas pelos carnaubais.

Incorporadas à prática da irrigação essas áreas tiveram reduzido o seu problema de drenagem superficial, pela sistematização dada aos terrenos, mas tiveram agravado o problema de drenagem subterrânea, em decorrência da magnitude e frequência das lâminas d'água aplicadas, para atendimento às demandas de irrigação.

As áreas relativamente planas que ocupam uma posição baixa no relevo, são usualmente as mais fáceis de cultivar e de irrigar, apresentando um alto potencial agrícola nas regiões áridas e semi-áridas como o Nordeste brasileiro, no entanto muito desses solos estão sujeitos à salinização quando os sistemas de irrigação são implantados. Daí porque a instalação e manutenção de sistemas de drenagem assumem fundamental importância.

Ao longo da história, a tecnologia do manejo da água na agricultura se desenvolveu com uma nítida prevalência da irrigação, enquanto a drenagem ficou marginalizada e ignorada. Somente nos últimos anos a drenagem mereceu mais estudos e aplicações, o que foi motivado pela necessidade de maior produção em zonas úmidas e pelos problemas causados pelas irrigações em zonas áridas. As regiões de solos salinos coincidem com aquelas mais subdesenvolvidas, embora esse subdesenvolvimento seja talvez uma consequência do clima.

Um estudo aprofundado da História comprova que a maioria das antigas civilizações tinham por sustentação da sua economia a agricultura e por estarem estabelecidas em zonas áridas e semi-áridas, a irrigação era uma condicionante insubstituível. Essas civilizações, após decênios de uso do solo agrícola, entraram em declínio ou desaparecimento total, devido aos problemas de salinidade e encharcamento, que o desconhecimento e inabilidade no manejo da irrigação acarretaram. Essa inabilidade, apesar do conhecimento das causas, ainda hoje é responsável pela transformação de grandes áreas da superfície terrestre em campos estéreis e de difícil recuperação (Souza, 1991).

1.3. Interrelação disciplinar

A irrigação e a drenagem devem ser consideradas duas técnicas complementares da mesma especialidade, que visa ao manejo correto do sistema solo-água-planta.

Por seu turno, a drenagem deve ser vista de forma multidisciplinar, tendo em vista a interrelação que tem com outras disciplinas tais como a Fisiologia Vegetal, a Hidrologia (estatística descritiva), a Física de Solos, a Hidráulica, a Irrigação, a Economia, a Informática, dentre outras.

1.4. Efeitos do excesso de água sobre parâmetros físicos do solo

1.4.1. Textura: existe uma tendência de áreas com problemas de drenagem, apresentarem predominância de silte e argila em razão da intensa deposição destas partículas nas estações chuvosas.

1.4.2. Estrutura: solos com problemas de drenagem podem ter sua estrutura alterada em razão de salinização, compactação consequente do trânsito de máquinas e baixa densidade de raízes.

1.4.3. Condutividade hidráulica: todos os fatores que afetam a estrutura têm um efeito direto sobre a condutividade hidráulica.

1.4.4. Temperatura do solo: a temperatura do solo afeta o desenvolvimento da planta indiretamente. Uma temperatura baixa reduz a decomposição da matéria orgânica, diminuindo a quantidade de nutrientes disponíveis à planta. Os estádios iniciais de desenvolvimento das culturas estão intimamente relacionados à temperatura do solo. Existe uma faixa de temperatura para a qual o desenvolvimento da cultura é ótimo. No entanto essa faixa varia conforme a espécie vegetal em função de processos fisiológicos inerentes. Para o milho por exemplo, cultivado na faixa de temperaturas entre 12 - 26°C, um aumento de 1°C acarreta um aumento em torno de 20% na produção de matéria seca. Uma das vantagens da drenagem artificial é aumentar a temperatura do solo, favorecendo a que não ocorra atraso na germinação e por conseguinte na colheita das culturas.

1.4.5. Aeração do solo : processo pelo qual gases dentro do perfil do solo são permutados por gases da atmosfera externa do solo. Fluxo de gases entre o interior do solo e a atmosfera livre.

$P_{atm} = \sum P_i$, sendo P_i : pressão parcial de cada elemento constituinte do ar atmosférico.

$$P_{atm} = P_{N_2} + P_{O_2} + P_{CO_2} + P_{Ar} + P_{Ne} + \dots$$

No solo, a P_{atm} total é a mesma da atmosfera livre junto à superfície do solo, mas as pressões parciais são diferentes.

Atmosfera livre :

O_2 —————→ 21 %

CO_2 —————→ 0,03 %

No solo :

↓ O_2 : consumido por microorganismos e através do sistema radicular das plantas. (mínimo em torno de 10%);

↑ CO_2 : liberado em processos metabólicos que ocorrem no solo.

De acordo com a lei de Dalton, cada elemento atua independentemente.

Processos de fluxo de gases:

- **Difusão:** gradiente de pressão parcial do gás ou de sua concentração ($\partial C_i / \partial Z$)

- **Fluxo de massa:** gradiente de pressão total dos gases (dC/dZ).

Processo dominante: DIFUSÃO. O mecanismo de difusão pode ser aproximado pela equação de Fick, a qual mostra uma estreita relação com a equação de Darcy-Buckingham (1903), conforme observa-se abaixo:

$$\begin{array}{lcl} (1) \ q = - K(\theta) \frac{\partial \psi_t}{\partial z} & \longrightarrow & (1) \ J = - D(\theta) \cdot \frac{\partial C}{\partial z} \\ (2) \ \frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial q}{\partial z} & \longrightarrow & (2) \ \frac{\partial C}{\partial t} = - \frac{\partial J}{\partial z} \\ (3) \ \frac{\partial \theta}{\partial t} = K(\theta) \frac{\partial^2 \psi_t}{\partial z^2} & \longrightarrow & (3) \ \frac{\partial C}{\partial t} = D(\theta) \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \end{array}$$

sendo:

D_0 : coeficiente de difusão do gás no ar ($cm^2 \cdot s^{-1}$)

∂C : variação da concentração do gás ($moles \cdot cm^{-3}$)

J : densidade do fluxo de massa ($moles \cdot cm^{-2} \cdot s^{-1}$)

1.5. Efeitos do excesso de água sobre as plantas

1.5.1. Aspectos do excesso de umidade no solo

Um teor de umidade disponível no solo, dentro de uma faixa ótima, constitui um dos parâmetros imprescindíveis para o desenvolvimento das culturas, facilitando o transporte de nutrientes através das raízes. Por outro lado, as condições de umidade excessiva na zona radicular são adversas para a maioria das culturas. Tais adversidades não correspondem, necessariamente, à presença direta de uma umidade excessiva por si só, mas sim, à deficiência no teor de oxigênio no solo, comprometendo o transporte de nutrientes através do sistema radicular e tornando as plantas mais suscetíveis às doenças e à deficiência nutricional. Dentro desse ambiente anaeróbico, verifica-se uma insuficiência de nitrogênio, devido à lixiviação ou à desnitrificação e ao desenvolvimento de substâncias tóxicas, conforme atestam estudos conduzidos por fisiologistas.

Basicamente, a falta de aeração constitui-se o principal agente de injúrias às plantas. Algumas evidências disponíveis indicam que efeitos deletérios são também produzidos pela atividade microbiológica em condições anaeróbicas. A extensão de danos causados às culturas, por tais condições adversas, varia com a espécie vegetal, a duração da inundação, o estágio de desenvolvimento, além da temperatura prevalente à época da inundação.

Em condições de campo, chuvas intensas resultam em condições temporárias de encharcamento, que determinam às raízes das plantas submeterem-se à respiração anaeróbica, produzindo, conseqüentemente, apenas uma pequena quantidade de energia, insuficiente para o metabolismo normal, resultando em morte das células das raízes. Ademais, o planejamento agrícola torna-se comprometido, tendo em vista que plantios atrasados, baixa emergência das culturas e reduzida eficiência nas operações da propriedade, constituem problemas típicos do excesso de água no solo.

Pesquisas básicas têm sido conduzidas para determinar a resposta das plantas a níveis baixos de umidade no solo; todavia existe uma lacuna na literatura de trabalhos que visem a um melhor entendimento da resposta das plantas às condições de excesso de umidade no solo. Por essa razão, pesquisas específicas que forneçam orientações confiáveis sobre a tolerância das culturas ao excesso de água no solo são particularmente necessárias, tendo em vista que eventos de chuvas frequentes causam flutuações do lençol freático próximo à superfície do solo.

A difusão do oxigênio através de poros cheios de ar é aproximadamente 10.000 vezes mais rápida que através de poros cheios de água; conseqüentemente, a taxa de difusão de oxigênio através da água é frequentemente o fator limitante da respiração das raízes, afirmam Clark & Kemper citados por Kanwar et al. (1988).

1.5.2. Níveis do lençol freático e resposta das culturas

Na literatura, existe uma escassez de estudos, para as nossas condições, em relação aos efeitos da profundidade do lençol freático sobre a produtividade. Embora experimentos de laboratório e de campo tenham sido conduzidos nesse sentido em outras regiões, a transferência desses resultados de uma localidade para outra não é recomendável, tendo em vista as condições específicas de cada local.

De acordo com Williamson & Kriz (1970), as máximas produtividades das culturas estão associadas a uma profundidade ótima do lençol freático, e tal profundidade ótima depende do tipo de solo, tipo de cultura, clima e irrigação.

Cruciani (1981) conduziu pesquisa em casa-de-vegetação e campo experimental, tendo como objetivos estudar as respostas de uma variedade de trigo e de milho, a inundações completas do sistema radicular, no intuito de quantificar os efeitos produzidos em fases distintas do ciclo vegetativo dessas culturas. Dentre outras conclusões, verificou que a fase mais crítica para as duas culturas foi durante o florescimento, tendo havido decréscimo de produtividade em relação às testemunhas de 32,6, 39,2 e 43,5% para o trigo e de 43,0, 60,6 e 68,9% para o milho, com respectivamente 3, 6 e 9 dias de inundação. Sugere, ainda, o pesquisador que o tempo de drenagem da zona radicular dessas culturas deva ser inferior a três dias.

Em experimento de campo, instalado em um solo gley pouco húmico de várzea, Lima et al. (1986) estudaram os efeitos de níveis de profundidade do lençol freático sobre parâmetros de produção da cultura do feijoeiro, variedade "Preto 60 dias". Os níveis de lençol freático, obtidos pela aplicação contínua de água no solo, compreenderam as faixas de 0,55 – 0,60, 0,61 – 0,66, 0,67 – 0,72, 0,73 – 0,78, 0,79 – 0,84, 0,85 – 0,90m. Observaram os autores que não houve diferença estatística entre os níveis freáticos de 0,55 a 0,84m para produtividade, número de vagens por planta e número de grãos por vagem. Verificaram, também, que a produtividade no nível freático de 0,55 – 0,60m foi 98% superior à do nível de 0,85 – 0,90m e que o lençol freático com profundidade superior a 0,84m proporcionou menor desenvolvimento vegetativo das plantas. Enfim, esses pesquisadores demonstraram que o uso da subirrigação para o feijoeiro, como fonte de suprimento de água para as raízes, pode mostrar-se viável, desde que o lençol freático seja mantido entre 0,55 e 0,84m de profundidade.

02. PREVISÃO DE EVENTOS HIDROLÓGICOS

2.1. Introdução:

A Hidrologia é a ciência que estuda, caracteriza e avalia os recursos hídricos naturais. Na caracterização hidrológica de uma bacia hidrográfica, os eventos naturais de maior interesse são as precipitações, o escoamento superficial (“runoff”) e o regime dos cursos d’água. Entretanto, em projetos de aproveitamento e de controle da água e para o dimensionamento das estruturas correspondentes, são de especial importância os valores extremos desses eventos e sua variação no decurso do tempo. Como todos os fenômenos hidrológicos que são aleatórios apresentam oscilações periódicas, eles devem ser estudados em termos probabilísticos para permitir a sua previsão futura. Para isso é fundamental conhecer qual a distribuição estatística seguida por um determinado fenômeno natural porque assim, a partir de uma série de dados que é sempre pequena ou finita (uma amostra da população), será possível prever a ocorrência de um dado valor extremo de interesse.

Uma estimativa da frequência de um fenômeno a ser esperado no futuro, baseia-se na frequência com que o mesmo foi observado no passado. Como um dado valor pode não ter sido observado, embora certamente ocorreu no passado, a sua previsão só poderá ser efetuada corretamente analisando a série de observações disponíveis (sempre bastante reduzida) através de uma distribuição estatística apropriada. Essa é a essência das previsões hidrológicas.

2.2. Frequência, probabilidade e tempo de retorno:

Frequência (F) representa o número de vezes que um dado fenômeno se repetiu no passado (número de observações) dentro de um certo intervalo de tempo. Assim diz-se que um evento apresenta uma frequência de uma vez em cinco anos, uma vez em dez anos, ou 0,2 (20%), 0,1 (10%).

Para prever a frequência de repetição no futuro ou probabilidade de repetição (P), é preciso relacioná-la com um intervalo de tempo bem definido denominado tempo de retorno ou período de recorrência (T) expresso em anos.

Assim, F é o número de repetições dentro de um intervalo T em anos e por sua vez, T é o intervalo de tempo médio dentro do qual o evento deve ser igualado ou superado uma vez. Percebe-se que um é o inverso do outro. No conceito de tempo de retorno, portanto, assume relevância o aspecto econômico e por essa razão em agricultura, o valor recomendado deve ser de 10 (dez) anos, o que implica em assumir certos riscos de falha ou ruptura na estrutura de controle.

$$T = 1/F \quad \text{e} \quad F \text{ ou } P = 1/T$$

A probabilidade (P) pode ser definida mediante dois conceitos:

- clássico ou matemático;
- ajuste de uma função de distribuição de probabilidade.

Baseada no conceito clássico a probabilidade pode ser definida como a relação entre o número de ocorrências observadas e o número de variáveis da série. Assim, se (n) é o número de variáveis de uma série de dados e se (m) é o número de ocorrências observadas, tem-se que $P(x) = m/n$. O exemplo a seguir ilustra este conceito.

Considerando-se o conjunto de possíveis valores assumidos pela variável X (aleatória) e o número de vezes em que a mesma se repete, tem-se a frequência relativa:

X_i (valores)	n_i (repetições)	$f(X_i)$
1	3	0,158
2	2	0,105
3	3	0,158
4	2	0,105
5	4	0,211
6	5	0,263
Total (n)	19	1,000

À medida que se aumenta o valor de n (número de lançamentos), tende a ocorrer uma convergência, ou seja; a frequência relativa tende para a probabilidade teórica.

A probabilidade assim definida varia de 0 a 1. Se um dado valor da variável nunca ocorreu (nunca foi observado) a sua probabilidade seria $P = 0$. Se o mesmo valor ocorreu em todas as observações, a sua probabilidade futura seria $P = 1$.

Essa definição, a rigor, só se aplica a séries infinitas, ou fechadas, ou teóricas. Como em hidrologia não existem séries históricas infinitas porque as observações não puderam registrar todas as ocorrências do passado, a expressão $P(x) = m/n$ deve ser corrigida para séries reais ou curtas.

Kimball propôs que a probabilidade fosse assim calculada:

$$P = [m/(n+1)] \times 100, \text{ em } \%$$

$$T = (n+1)/m, \text{ em anos.}$$

A relação de Kimball dá uma boa idéia do valor real de P , para tempos de retornos menores que n (número de anos de observação). Para tempos de retorno muito elevados deve-se usar uma função de distribuição de probabilidade que melhor se ajuste ao evento estudado.

A distribuição de probabilidade mais usual em hidrologia para análise de eventos extremos é a distribuição de Gumbel. Porém, os valores da série anual e seus respectivos períodos de retorno (T), calculados por Kimball, podem ser ajustados no papel de Gumbel. Verifica-se que os primeiros valores da série, até o evento de ordem $m = 3$ no caso, mostram-se dispersos em relação aos demais. Esse é um fato que sempre ocorre, quando T é calculado por Kimball e se usa o papel de Gumbel. No entanto, com exceção desses pontos, o ajuste apresenta um resultado satisfatório.

Dessa forma os dados a serem analisados deverão ser ordenados, segundo uma série, de acordo com sua grandeza (desprezando-se a ordem cronológica de ocorrência) denominada série anual, sendo:

(n): número total de observações da série;

(m): número de ordem ou posição, de um certo evento, dentro da série.

(P): probabilidade de repetir um dado valor, da variável estudada, uma vez dentro de um ano qualquer;

(T): tempo de retorno ou o intervalo médio, em anos, dentro do qual aquele valor é esperado uma vez.

Por outro lado, se $P = 1/T$ é a probabilidade de repetir um dado valor, uma vez dentro de um ano, $P' = 1 - P$ ou $P' = 1 - (1/T)$, será a probabilidade de não ocorrência daquele valor dentro de um ano.

Séries anuais:

Quando são de interesse fenômenos extremos ou intensos, de uma variável estudada, esses valores são selecionados dentro do conjunto de observações. Para isso, dentro de cada ano observado, é selecionado o maior ou menor valor, dependendo do interesse, desprezando-se todos os demais observados no mesmo ano. Esses valores são então ordenados em sentido decrescente (quando são os máximos), compilando-se assim uma série anual. Esta será portanto uma série de máximos anuais.

- Máximos: ordenadas em sentido decrescente;
- Mínimos: ordenadas em sentido crescente.

Nas séries de máximos anuais, tem-se a probabilidade de exceder um dado evento extremo, enquanto que nas séries de mínimos anuais, tem-se a probabilidade de não exceder um dado evento extremo.

2.3. A distribuição de Gumbel:

$P = 1 - e^{-e^{-b}}$ (Probabilidade de um evento da série ocorrer em valor igual ou maior no futuro).

$P' = e^{-e^{-b}}$ (Probabilidade de que o evento da série anual não será igualado no futuro).

$$\text{Tempo de retorno (T)} = \frac{1}{P} = \frac{1}{1 - e^{-e^{-b}}};$$

$$\text{Ex.: T} = 50 \text{ anos.: } 50 = \frac{1}{1 - e^{-e^{-b}}};$$

$$b = 3,9019 \text{ (variável reduzida)}$$

Obs.: Um ponto teórico da distribuição de Gumbel corresponde ao valor da média (\bar{X}) da série analisada, ao qual corresponde a variável reduzida $b = 0,579$ e o período de retorno $T = 2,33$. Em outras palavras, o T da média da série é de 2,33 anos. Esse ponto é importante e serve de referência para o traçado da reta de distribuição (ajuste).

$$\text{Cálculo do evento: } X = \bar{X} + \frac{\sigma_x}{\sigma_n} (b - \bar{Y}_n)$$

sendo:

\bar{X} : média da série finita;

σ_x : desvio padrão da série finita;

σ_n : desvio padrão reduzido (tabelado);

b : variável reduzida;

\bar{Y}_n : média reduzida (tabelado).

Média reduzida (\bar{Y}_n) em função de n^o de dados (n)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5402	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600									
150	0,5635									
200	0,5672									

Desvio padrão reduzido σ_n em função do número de dados (n)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,1086
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,5065									
150	1,230									
200	1,236									

Período de retorno T (anos) em função da variável reduzida “b”

b	(*) T	Probabilidade de Exceder	Probabilidade de Não Exceder
0,000	1,58	0,632	0,368
0,367	2,00	0,500	0,500
0,579	2,33	0,429	0,571
1,500	5,00	0,200	0,800
2,250	10,00	0,100	0,900
2,970	20,00	0,050	0,950
3,198	25,00	0,040	0,960
3,395	30,00	0,033	0,967
3,902	50,00	0,020	0,980
4,600	100,00	0,010	0,990
5,296	200,00	0,005	0,995
5,808	300,00	0,003	0,997
6,214	500,00	0,002	0,998
6,907	1000,00	0,001	0,999

Exemplo: Estimar a altura de um dique a partir de registros de cheias máximas anuais de um rio em relação à cota (RN = 97,25 m) situada na base de uma árvore, localizada na parte mais baixa de uma várzea, conforme Figura a seguir.

Transformando as alturas de cheias em cotas, tem-se:

<u>ANO</u>	<u>COTA (m)</u>
1976	97,80
77	98,00
78	97,40
79	96,80
80	99,00
81	97,30
82	97,60
83	100,00
84	96,70
85	97,00
86	97,20
87	98,20

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{X} = 97,7 \\ \sigma_x = 0,958 \\ \sigma_n = 0,9833 \\ \bar{Y}_n = 0,5035 \end{array} \right.$$

$$T = \frac{1}{1 - e^{-e^{-b}}}$$

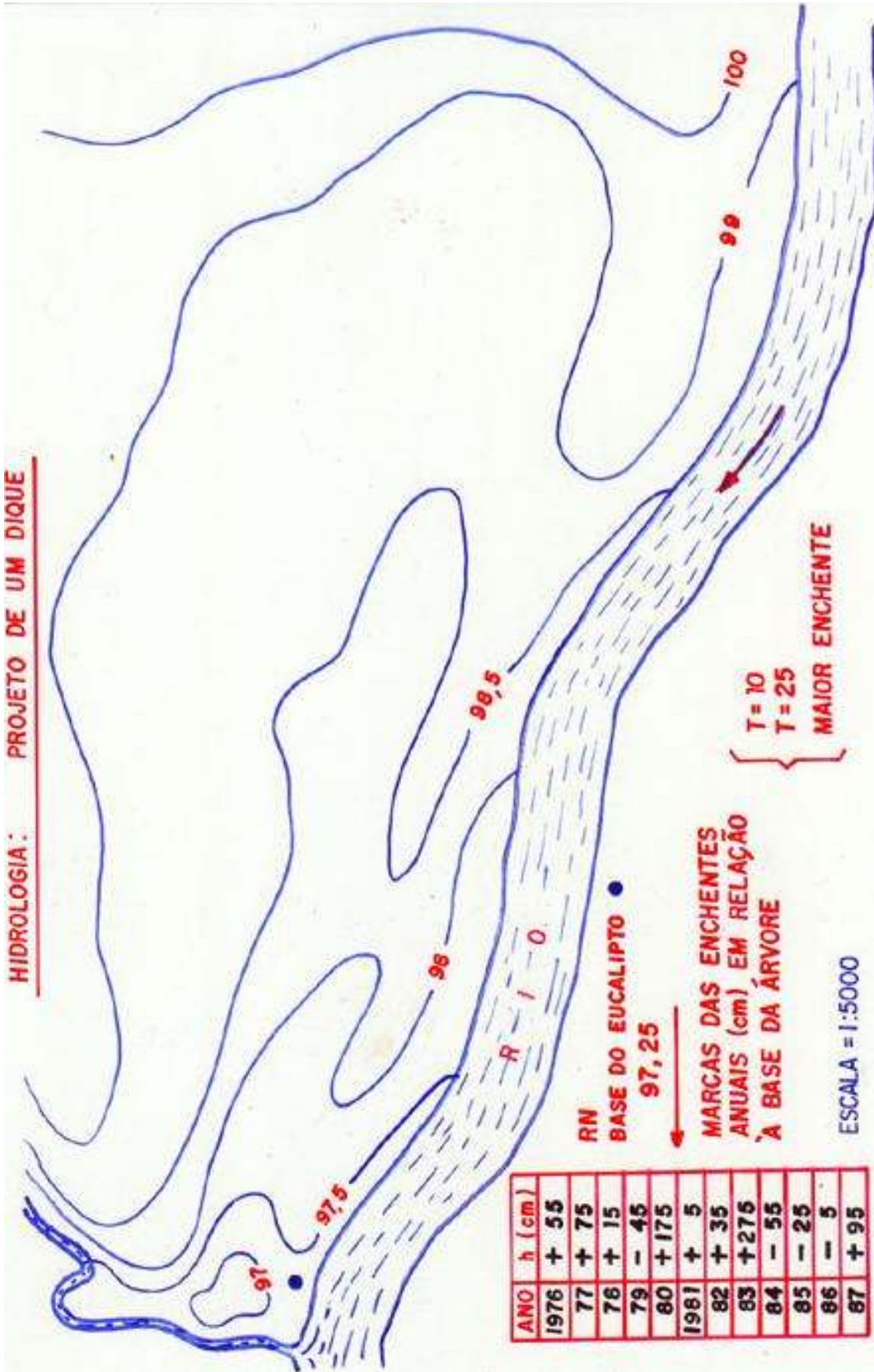
Para T = 10: b = 2,25

$$X = \bar{X} + \frac{\sigma_x}{\sigma_n} (b - \bar{Y}_n)$$

Substituindo, tem-se X = 99,4m

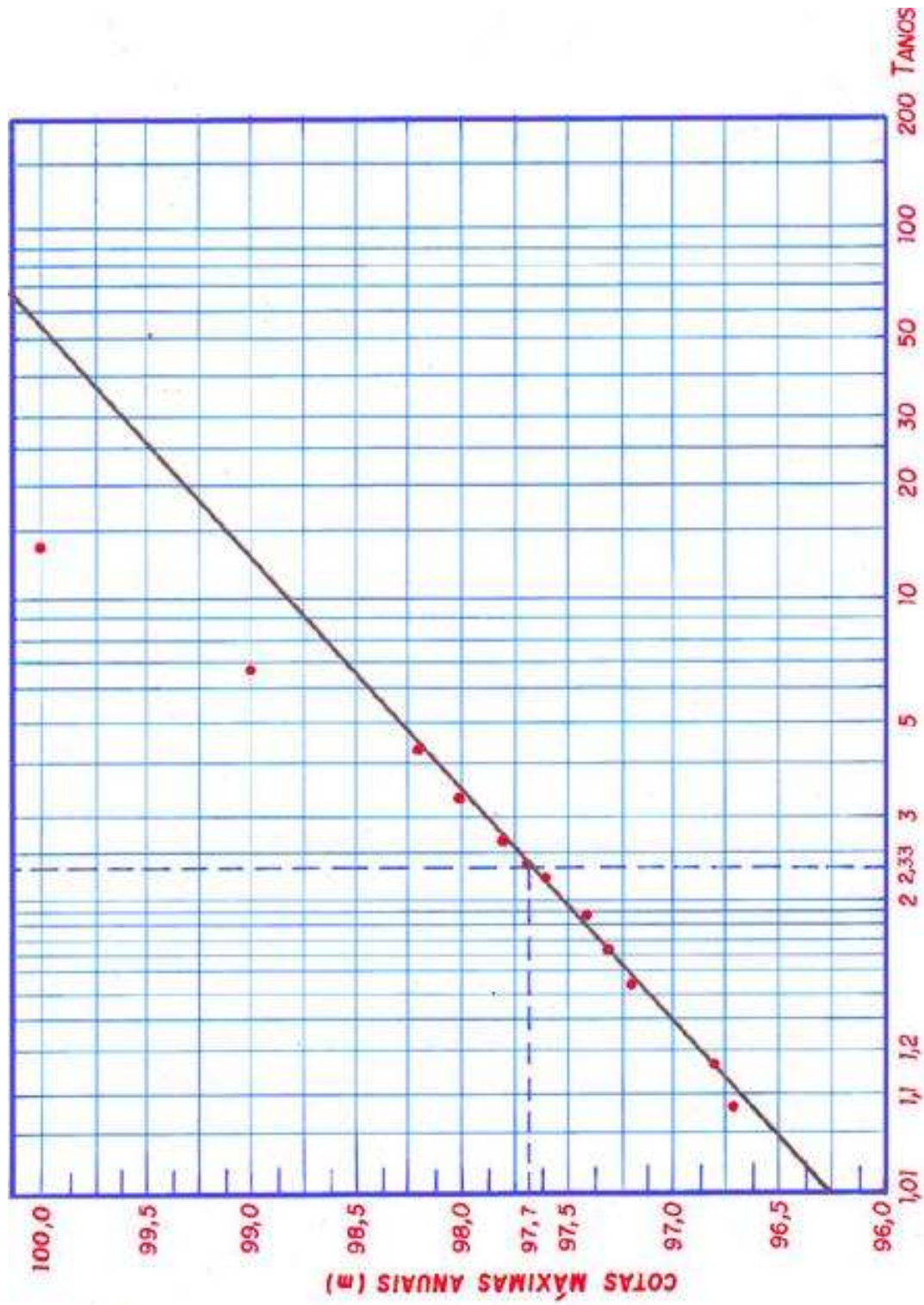
Série de Máximas anuais – Kimball		
<u>Nº de ordem (m)</u>	<u>Cotas Máx. Anuais (m)</u>	<u>T = (n + 1) / m</u>
01	100,00	13,00
02	99,00	6,50
03	98,20	4,33
04	98,00	3,25
05	97,80	2,60
06	97,60	2,17
07	97,40	1,86
08	97,30	1,62
09	97,20	1,44
10	97,00	1,30
11	96,80	1,18
12	96,70	1,08

HIDROLOGIA: PROJETO DE UM DIQUE



De acordo com o gráfico de Gumbel, plotando os dados de Kimball, tem-se:

$T = 10 \text{ anos} \Rightarrow \text{Cota} \cong 98,8\text{m} \therefore h = 1,55\text{m}$.



03. DRENAGEM SUPERFICIAL:

3.1. Generalidades:

Os métodos usados no cálculo da descarga total da área variam com a topografia. Os sistemas de drenagem superficial, em áreas planas, são projetados para eliminar, dentro de um limite de tempo econômico, o excesso de água que se acumula na superfície. Para áreas em declive, o sistema de drenagem deve ser relacionado com os valores máximos de “runoff” (picos) esperados com certa probabilidade. Como as características topográficas e os respectivos métodos de cálculo são diferentes, é necessário fazer uma apresentação distinta. Esses métodos descritos a seguir são estimativas aplicadas quando não há disponibilidade de dados hidrológicos. Finalmente, existe uma limitação da área para a qual eles são válidos, lembrando que a precisão decresce rapidamente com o aumento daquela. Alguns autores consideram o limite de 400 ha, outros 250 ha e há ainda um limite maior de 80 ha, recomendado por Chow (1964).

Note-se que agora o problema se volta ao dimensionamento de canais que promovem a drenagem superficial, na secção transversal, declividade e nível de água máximo permitido.

A área em questão deve ser circundada por canais interceptores que impeçam a entrada do excesso (“runoff”) proveniente de áreas mais elevadas. Dentro da mesma, um plano adequado obtido com a sistematização do terreno deverá eliminar o excesso acumulado na superfície devido a chuvas intensas previsíveis.

3.2. Descarga máxima de áreas em declive:

A sua previsão pode ser estimada mediante a fórmula de Mulvaney (1851) conhecida na literatura como “fórmula racional”.

$Q_{\text{máx}}$: C i A / 360 , Sendo:

$Q_{\text{máx}}$: descarga máxima em m^3/s ;

C : coeficiente de “runoff” ;

i : intensidade (mm/h) da precipitação esperada com certo período de retorno e de duração igual ao tempo de concentração da bacia;

A : área em hectares.

Pelos estudos de altura-duração e frequência das precipitações sabe-se que a intensidade média (mm/h) de uma precipitação diminui com o aumento do intervalo de tempo. Quando a duração supera o tempo de concentração (T_c) da área, a intensidade média (mm/h) será menor do que no caso em que a duração da chuva é igual ao T_c e também o pico de descarga. Se, por outro lado, a duração da chuva é menor que T_c , o valor

de (i) considerando será maior, porém neste caso só uma parte da área está contribuindo à formação do “runoff”.

Assim se chega ao princípio básico do método racional, o qual afirma que a descarga máxima (pico do “runoff”) deve ser esperada quando a duração da precipitação prevista será igual ao tempo de concentração da bacia.

Percebe-se, pois, que para aplicar esse método precisamos conhecer:

- a) o tempo de concentração da bacia em questão, calculado com base no Quadro a seguir;
- b) em seguida a intensidade da chuva esperada nessa região com um período de retorno T adequado (em geral 10 anos) e com duração igual a T_c .

Tempo de concentração e “runoff”

Exemplo:

O escoamento superficial produzido sobre uma bacia de 80 ha, antes de se concentrar no ponto de saída, percorre um trecho $L_1 = 300$ m com cobertura de tipo (1) e declive $I_1 = 21\%$. Em seguida percorre o talvegue (6) com $L_2 = 1,6$ km e declive $I_2 = 0,3\%$.

Assim sendo o tempo de percurso em cada trecho é:

$$V_1 = 0,08\sqrt{21} = 0,37 \text{ m/s.} \quad T_{P1} = L_1/V_1 = 300/0,37 = 810 \text{ s.}$$

$$V_2 = 0,45\sqrt{0,3} = 0,25 \text{ m/s} \quad T_{P2} = L_2/V_2 = 1600/0,25 = 6400 \text{ s.}$$

O tempo de concentração da bacia é então,

$$T_C = T_{P1} + T_{P2} = 7.210\text{s ou } 2:00 \text{ horas.}$$

Se nessa região é esperada com $T = 10$ anos uma chuva de 66 mm com duração $t = T_C = 2$ horas, e supondo o coeficiente $C = 0,30$; resulta:

$$I = 66/2 = 33 \text{ mm/h}$$

O pico de “runoff” será:

$$Q_{\text{máx}} = (0,30 \times 33 \times 80)/360 = 2,2 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Velocidade do escoamento superficial ($V = \text{m/s}$) em função do tipo de superfície e do declive do terreno ($I = \%$), para calcular o tempo de concentração (T_c).

1. Floresta ou mata natural com grande depósito vegetal na superfície do solo; Forrageiras fechadas formando estolões; Braquiárias; grama:	$V = 0,08\sqrt{I}$
2. Solo não cultivado; Cultivo mínimo em faixas; Área reflorestada:	$V = 0,15\sqrt{I}$
3. Pastagens de baixo porte em touceiras:	$V = 0,21\sqrt{I}$
4. Terreno cultivado:	$V = 0,27\sqrt{I}$
5. Solo nú; Formações de aluviões em leque em direção ao vale:	$V = 0,30\sqrt{I}$
6. Canais com vegetação; Terraços ou depressões naturais com vegetação; Talveque:	$V = 0,45\sqrt{I}$
7. Áreas pavimentadas; Sulcos de erosão:	$V = 0,60\sqrt{I}$

$$\text{TEMPO DE PERCURSO } T_p = \frac{L}{V}$$

$$\text{TEMPO DE CONCENTRAÇÃO } T_c = \sum T_p$$

Estimativa do coeficiente de “runoff” (C)

O Quadro a seguir fornece os valores do coeficiente de escoamento C. Convém notar que, quando a área contém variações de vegetação, solo e declive, o valor de C usado na fórmula corresponde à média ponderada em função das áreas parciais. Assim, se temos 20 ha com $C_1 = 0,30$ e 60 ha com $C_2 = 0,40$, resulta:

$$C = \frac{(0,30 \times 20) + (0,40 \times 60)}{80} = 0,38$$

Valores do Coeficiente de runoff (C)

Declive %	TIPO DE SOLO		
	Arenoso a Franco-Arenoso	Franco-Limoso a Franco-Argiloso	Argilo-Limoso a Argiloso
Florestas			
0 – 5	0,10	0,30	0,40
5 – 10	0,25	0,35	0,50
10 – 30	0,30	0,50	0,60
Pastagens			
0 – 5	0,10	0,30	0,40
5 – 10	0,15	0,35	0,55
10 – 30	0,20	0,40	0,60
Terras Cultivadas			
0 – 5	0,30	0,50	0,60
5 – 10	0,40	0,60	0,70
10 – 30	0,50	0,70	0,80

3.3. Tempo de concentração (Tc):

O conceito de tempo de concentração de uma área de contribuição do escoamento superficial, deve ser necessariamente ligado ao percurso possível da água sobre uma superfície irregular, tanto no declive quanto na rugosidade.

Assim para a água atingir um ponto de saída de interesse ela pode percorrer diferentes caminhos levando portanto tempos desiguais.

A essência do tempo de concentração é uma soma de tempos de percurso que a água leva para percorrer trechos sucessivos ao longo da superfície.

A combinação de tempos de percurso que resultar no maior tempo total para toda bacia ou área de contribuição dará o chamado tempo de concentração.

Para o seu cálculo é necessário o Quadro que fornece em função do tipo de cobertura do solo e do declive, a velocidade média com que a água escoar sobre a superfície.

O problema prático é pois determinar qual o percurso total da água, em vários trechos sucessivos, que resulta no tempo maior.

Esse conceito mais atualizado e real choca-se totalmente com o método comum de estimativa que leva em conta apenas o declive da superfície e seu comprimento, como se fosse uma rampa uniforme, empregado em várias fórmulas empíricas, o qual não considera o tipo de superfície e rugosidade. Essas fórmulas devem ser abandonadas, pois são totalmente falhas. Muito mais absurdo é tentar correlacionar simplesmente o tempo de concentração com o tamanho ou área da bacia, pois o que realmente importa é a sua forma.

A estimativa correta do tempo de concentração é fundamental porque todos os cálculos para solucionar problemas de drenagem superficial estão baseados no seu valor. Note-se que depois de calculado T_c procura-se a chuva intensa cuja duração seja igual a T_c e com o tempo de retorno da ordem de 10 anos. Em seguida calcula-se o pico de descarga máxima produzida. Finalmente com esse valor dimensionam-se estruturas hidráulicas de controle.

Exemplos de estimativas grosseiras do T_c por fórmulas empíricas ou gráficos, no mínimo incompletos

Não levam em consideração as características da superfície. Não se justifica mais a sua utilização.

1) Kirpich (1940)

$$T_c = 0,0662 \times (L^{0,77}/S^{0,385})$$

sendo:

T_c : horas;

L : km;

S : m/m.

2) “California highways and public works” (1942) e “Soil Conservation Service”

$$T_c = (0,87 L^3/H)^{0,385}$$

sendo,

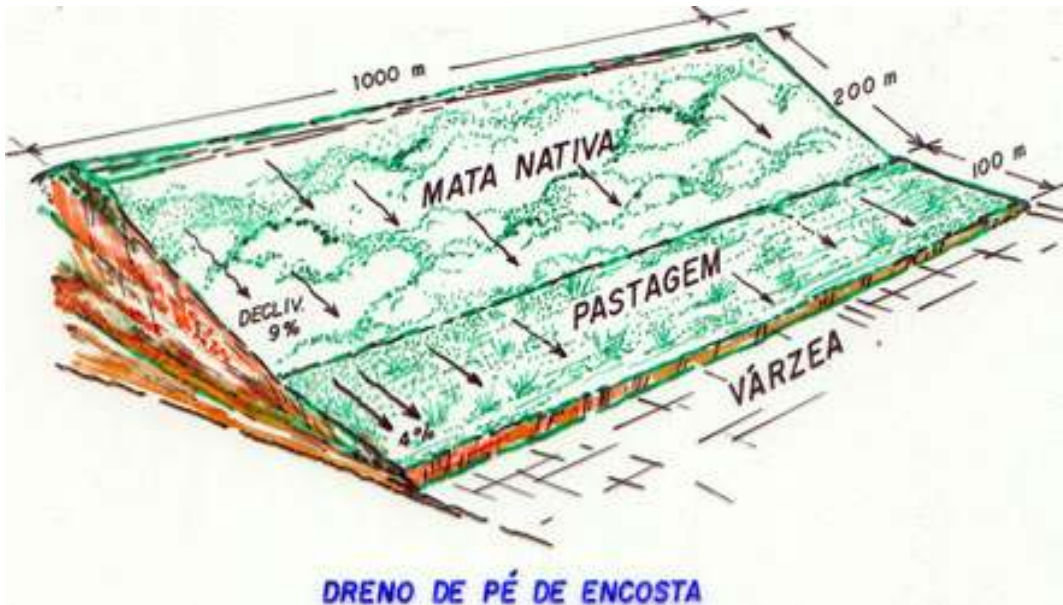
T_c : horas;

L : km;

H : m.

Exemplo proposto: Estime com base na equação de Mulvaney a descarga máxima, para um tempo de retorno de 10 anos, proveniente da encosta representada na Figura a seguir, considerando solo de textura franco-argilosa e a seguinte equação de intensidade de chuva como representativa da região:

$$I = \frac{491,78 \cdot T^{0,21}}{(t + 5)^{0,64}}$$



3.4. Canais e drenos:

Pela figura ao lado:

$$\lambda = \frac{x}{y} = \frac{a}{h}$$

$$a = \lambda h$$

$$A = \frac{2b + 2a}{2} \cdot h$$

$$A = bh + \lambda h^2$$

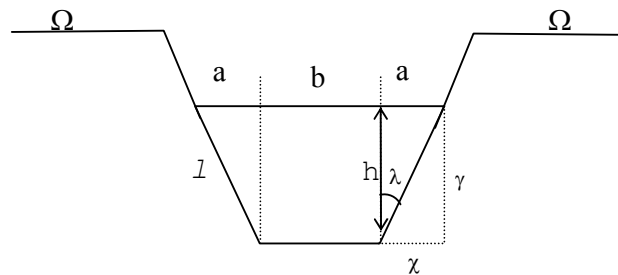
$$\ell = \sqrt{a^2 + h^2} = \sqrt{\lambda^2 h^2 + h^2} = h \sqrt{1 + \lambda^2}$$

$$P = 2\ell + b \quad \therefore \quad P = 2h \sqrt{1 + \lambda^2} + b$$

$$R = \frac{A}{P} \quad \therefore \quad R = \frac{(bh + \lambda h^2)}{(2h \sqrt{1 + \lambda^2} + b)}$$

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \frac{1}{n} R^{0,667} \cdot I^{0,5} \quad \therefore \quad V = \frac{I^{0,5}}{n} \left[\frac{bh + \lambda h^2}{2h \sqrt{1 + \lambda^2} + b} \right]^{0,667}$$



Problema tipo 1

São dados o declive I , a rugosidade das paredes n , a base b e a inclinação dos taludes λ .

Para uma vazão dada, Q (m^3/s), qual será a altura de água h no canal? Qual será a velocidade?

No caso da velocidade ser excessiva, em função do tipo de solo, resulta outro problema como o que segue.

Problema tipo 2

Redimensionar o canal para conduzir a mesma vazão Q com velocidade V permitida. Para isso deve-se encontrar um novo declive I , que satisfaça as condições existentes. O único meio eficaz para reduzir a velocidade é diminuir a declividade do canal.

Valores práticos recomendados para alguns tipos de canais Booher (1974)

TIPO DE SOLO	VELOCIDADE MÁXIMA (m/s)	COEFICIENTE DE MANNING (n)	INCLINAÇÃO DOS TALUDES (λ)
Arenoso	0,3 – 0,7	0,030 – 0,040	3:1
Franco-arenoso	0,5 – 0,7	0,030 – 0,035	2:1 a 2,5:1
Franco-argiloso	0,6 – 0,9	0,030	1,5:1 a 2:1
Argiloso	0,9 – 1,5	0,025 – 0,030	1:1 a 2:1
Cascalho	0,9 – 1,5	0,030 – 0,035	1:1 a 1,5:1
Rocha	1,2 – 1,8	0,030 – 0,040	0,25:1 a 1:1

04. PARÂMETROS HIDRODINÂMICOS DO SOLO

4.1. Generalidades

O estudo da água subterrânea realizado através da estimativa e avaliação das propriedades físicas do solo, constitui o aspecto principal para definição dos problemas de drenagem. Dentre os principais parâmetros hidrodinâmicos do solo, de interesse para o dimensionamento do sistema de drenagem bem como para a pesquisa, destacam-se a condutividade hidráulica do solo saturado (K_0) e a porosidade drenável (f). A condutividade hidráulica, que representa a capacidade do solo de transmitir água, é necessária ao cálculo do espaçamento entre drenos, em condições de regime de fluxo permanente e não permanente. Já a porosidade drenável, que compõe a fração do volume do solo por onde a água se movimenta e drena após exceder a capacidade de campo, é necessária, juntamente com a condutividade hidráulica, para o cálculo do espaçamento entre drenos em condição de regime de fluxo não permanente e importante para a caracterização de critérios de drenagem.

4.2. Condutividade hidráulica do solo saturado pelo método do poço

A condutividade hidráulica do solo (K_0) é uma de suas propriedades físicas mais importantes para pesquisa e projetos de drenagem, podendo ser determinada abaixo do lençol freático ou acima dele. Vários métodos existem para a determinação de K_0 , seja de laboratório ou de campo. Entretanto, apesar do crescente aperfeiçoamento ou refinamento dos métodos de laboratório, diretos ou indiretos, a literatura é unânime em afirmar que eles são sempre aproximados em vista da pequena amostra de solo analisada e devem ser usados quando outros, mais recomendáveis, sejam no caso impraticáveis.

Entre os métodos de campo, sem dúvida destaca-se o conhecido método "auger-hole" muito empregado na Holanda e nos Estados Unidos por sua simplicidade, rapidez, precisão e grande amostragem de solo natural. Esse método foi introduzido na Holanda por Diserens em 1934 e sucessivamente vários pesquisadores daquele país procuraram modificá-lo e simplificá-lo, como Donat, Hooghoust e Ernst.

Ernst (1950) refinou o método e simplificou os cálculos apresentando uma equação que permite um cálculo rápido do valor de K_0 em presença do lençol freático.

Em resumo o método consiste em abrir um orifício no solo com um trado até ultrapassar a profundidade do lençol freático. Após algum tempo o orifício se enche de água até o equilíbrio com o nível do lençol. Após esse equilíbrio esvazia-se parcialmente o orifício, o que faz com que a água volte a ele tendendo novamente à

situação anterior. Assim cronometra-se o tempo de elevação do nível de água no orifício e o cálculo de K_o é feito através de equação que correlaciona a velocidade de ascensão da água, às condições do meio e a geometria do orifício.

Os dados de campo para estimativa da condutividade hidráulica do solo saturado (K_o) pelo método do poço, encontram-se ilustrados na Figura a seguir.

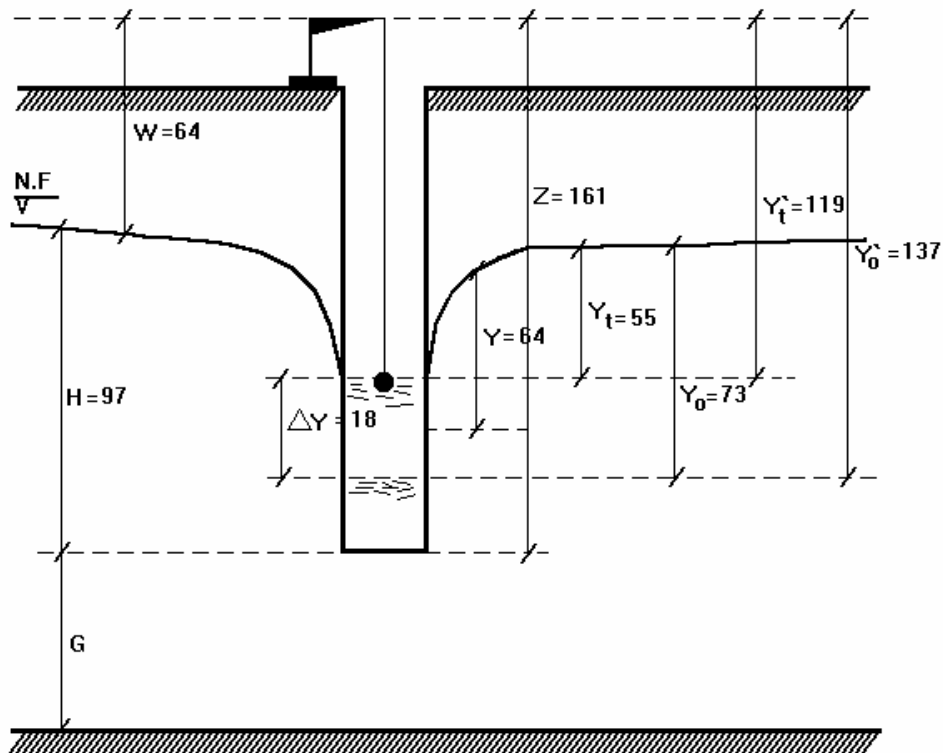


Figura – Dados de campo necessários à estimativa de K_o pelo método do poço.

No cálculo de K_o , utiliza-se a metodologia proposta por Ernst, citada por Cruciani (1989), condição em que o fundo do poço ultrapassa o nível freático mas não atinge a camada impermeável. Nessa situação, a geometria ideal deve ser tal que a distância entre o fundo do poço e a camada impermeável é maior que a metade da distância entre o nível freático e o fundo do poço, conforme a expressão:

$$K_o = \frac{4000}{\left(\frac{H}{r} + 20\right) \left(2 - \frac{Y}{H}\right)} \cdot \frac{r \cdot \Delta Y}{Y \cdot \Delta t}$$

sendo:

K_o : condutividade hidráulica do solo saturado, $L.T^{-1}$;

H : profundidade do poço, abaixo do nível freático, L ;

Y : distância entre o nível freático e o ponto médio dos níveis de água no intervalo de tempo Δt , L ;

r : raio do poço, L ;

ΔY : intervalo de altura no tempo Δt , L ;

Δt : intervalo de tempo entre duas leituras, T .

4.3. Permeâmetro de carga constante

A Figura a seguir mostra o esquema de um permeâmetro de carga constante, utilizando-se um frasco de Mariotte para manter a carga hidráulica constante.

O método é a própria experiência de Darcy e deve ser executado, quando se utilizam amostras com estrutura indeformada, seguindo-se as seguintes etapas :

1. Cobrir uma das extremidades da amostra com uma peça circular de pano presa no local com elástico.
2. Conectar um cilindro vazio adicional na outra extremidade por meio de uma fita adesiva à prova d'água.
3. Colocar a amostra com esta parte coberta para baixo numa bandeja com água, de maneira que o nível de água na bandeja fique um pouquinho abaixo do topo da amostra.
4. Deixar assim por um período de 24 horas ou mais, até que a amostra se torne completamente saturada.
5. Colocar uma rodela de papel de filtro no topo da amostra e, vagarosamente, colocar água no cilindro superior até 3/4 de seu volume.
6. Rapidamente, transferir a amostra para um suporte e ativar o frasco de Mariotte.

Atingida a condição de regime estacionário, aplicar a equação de Darcy, lembrando que, no presente caso, o gradiente de potencial total vale $(h+L)/L$;

$$K_o = \frac{V_A \cdot L}{A \cdot t(h + L)}$$

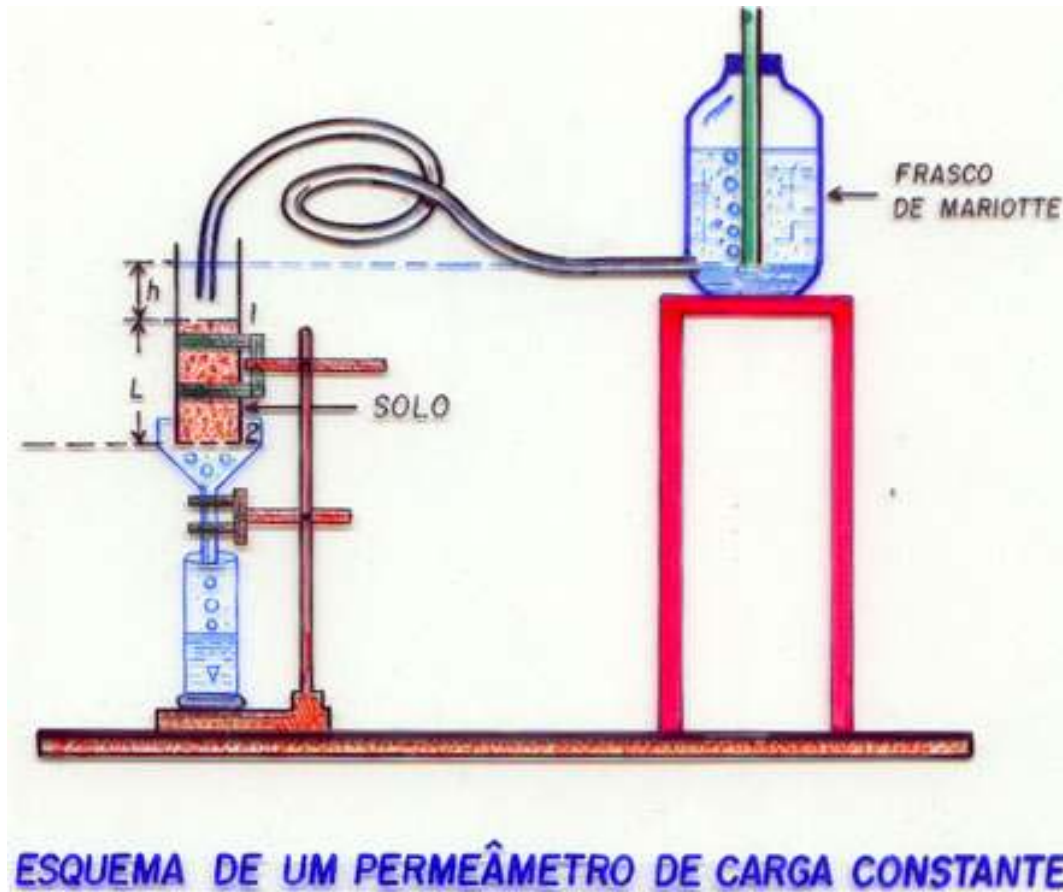
sendo:

V_A : volume de água percolada durante o tempo t ;

A : área da secção transversal da amostra;

L : comprimento da amostra;

h : potencial de pressão (= carga hidráulica) no topo da amostra.



Exemplo proposto: Utilizou-se um cilindro com diâmetro igual a 7,92cm e altura de 8,0cm para coleta de amostras de solo visando a estimativa da condutividade hidráulica do solo saturado através da metodologia do permeômetro de carga constante. Durante a realização do teste em laboratório, utilizou-se um frasco de Mariotte para estabelecer uma carga hidráulica de 6,0cm. Os testes foram realizados em três repetições com duração de 20 minutos cada. Os volumes de água drenada foram de respectivamente 38, 36 e 37 mL respectivamente.

4.4. Porosidade drenável (f)

Porosidade drenável ou porosidade efetiva é o volume de poros drenados por unidade de volume de um solo previamente saturado, quando o teor de umidade cai de saturado (potencial mátrico zero) para um teor de umidade em equilíbrio com um potencial mátrico de -60 a -100cm de coluna de água.

Conforme Skaggs et al. (1973), a porosidade drenável representa a fração do volume de solo drenado durante o rebaixamento do lençol freático. Taylor (1959), propôs a seguinte equação para a estimativa da porosidade drenável:

$$f = \frac{V_a}{A(Z_n - Z_{n-1})}$$

sendo:

A: área da secção transversal do perfil de solo drenado;

Z_n e Z_{n-1} : profundidade final e inicial do nível de água.

Na impossibilidade de estimativa da porosidade drenável, Van Beers sugere estima-la a partir do valor da condutividade hidráulica do solo saturado, conforme a equação:

$$f = \sqrt{K_0 (cm / dia)}$$

05. DIAGNÓSTICO DO PROBLEMA DE DRENAGEM

5.1. Generalidades

Para a elaboração de um projeto de drenagem são necessárias certas investigações a fim de caracterizar o problema existente, o que permite posteriormente dimensionar e instalar o sistema mais adequado à recuperação e exploração da área. Esses estudos incluem o levantamento topográfico, propriedades físicas do solo, estudos hidrológicos quanto a precipitações intensas e sua previsão, escoamento superficial, regime dos cursos d'água, fisiologia vegetal e planejamento do uso da terra. Eles são efetuados tanto em regiões úmidas, como em regiões áridas ou semi-áridas onde é ainda necessário um manejo de água cuidadoso com controle de sua qualidade e estudos de salinidade.

Além dessas investigações comuns em todos os projetos, há outras específicas nos casos em que há necessidade de dimensionar um sistema de drenagem subterrâneo. Para tanto é fundamental e limitante, entre outros, o estudo da água subterrânea cuja caracterização é geralmente feita estudando o comportamento de sua superfície livre no perfil do solo, denominada superfície freática, nível freático ou simplesmente lençol freático.

O sucesso da drenagem artificial do solo depende do diagnóstico correto do problema existente. Problemas complexos exigem estudos mais detalhados do que investigações preliminares superficiais a fim de determinar a fonte de excesso de água subterrânea, como ela atinge a área, qual a direção predominante de seu deslocamento através do solo, enfim as regiões de recarga e saída de área.

5.2. Poços de observação do lençol freático

A profundidade do lençol freático varia constantemente em consequência da percolação dos excessos de água de chuva e irrigação, escoamento proveniente de infiltrações em canais e escoamentos subterrâneos oriundos das partes mais altas (encostas). Em regiões de clima úmido e sub-úmido, os solos das áreas baixas (fundo de vales) apresentam-se saturados durante o período chuvoso devido às freqüentes precipitações sobre a área e ao transbordamento dos rios além dos escoamentos superficial e subterrâneo. Em áreas irrigadas, o lençol freático recebe considerável recarga de água de irrigação devido à percolação profunda e infiltrações de canais, durante a estação de crescimento das culturas.

O acompanhamento da variação da profundidade freática é fundamentalmente importante às regiões de climas úmidos e áridos. Em regiões de clima úmido, este

acompanhamento é relevante para diagnosticar problemas de arejamento na zona radicular enquanto nas regiões semi-áridas e áridas (agricultura irrigada) a elevação freática causa problemas de arejamento no solo podendo, no caso de água freática salina, desencadear os problemas de salinização da área.

O acompanhamento da variação de níveis freáticos é utilizado nos poços de observação, constituídos em vários pontos da área. Um poço de observação de nível freático compreende desde um simples furo de trado aberto no perfil do solo (geralmente utilizado no diagnóstico de problemas de drenagem na área), até furos construídos para leituras permanentes da profundidade freática.

Os poços de observação do lençol freático são perfurações de pequeno diâmetro, da ordem de 2 a 4 polegadas, feitas especialmente para esse tipo de estudo. São facilmente perfuradas a mão com um trado e se aprofundam um pouco além do nível freático (da ordem de 1,0 m ou menos). Devidos os riscos de sofrerem efeitos destrutivos que os inutilizem, em solos instáveis devem ser revestidos e convém que se tome alguns cuidados a fim de preservar a sua funcionalidade por um tempo prolongado.

A Figura a seguir mostra detalhes de um poço de observação confeccionado com tubo de PVC e envoltório de manta de poliéster, para monitoramento do lençol freático.



5.3. Rede de fluxo do lençol freático

A caracterização do comportamento do lençol freático, através da planta de suas curvas de nível, constitui investigação básica para orientar a instalação de um sistema de drenagem subterrânea.

De acordo com Cruciani & Godoy (1980), metodologias que caracterizem o comportamento do lençol freático são as únicas que apresentam eficiência em estudos para áreas com problemas de drenagem.

Costa (1988) avaliou sistema de drenagem constituído de manilhas de barro, em base a rede de fluxo e critério agrônomico. Souza (1991) detectou, através de estudos de avaliação, erros no dimensionamento e na instalação, além de ausência de manutenção em sistemas de drenagem constituído por tubos de PVC liso e parede delgada, no Perímetro de Maniçoba - BA.

Na confecção de uma rede de fluxo, de posse dos dados de profundidade do lençol freático e do nivelamento geométrico da área, calculam-se as cotas do lençol freático para cada poço de observação, conforme Quadro ilustrativo. Em seguida, plota-se a posição dos poços em um mapa planimétrico e interpolando-se as cotas do lençol, confecciona-se a planta de suas curvas de nível, para uma determinada equidistância vertical entre curvas, conforme mostra Figura a seguir.

Concluídos os mapas do lençol freático para diversos períodos, é possível fazer uma avaliação da situação através de sua interpretação, permitindo extrapolar algumas informações de grande interesse. As mais importantes, deduzidas de um mapa do lençol, se referem à direção do fluxo subterrâneo, ao gradiente hidráulico, a identificações de regiões de recarga ou elevações do lençol, depressões do lençol, etc. Assim, no mapa é possível identificar as linhas equipotenciais que são as próprias linhas de contorno do lençol. Desta forma a direção do fluxo subterrâneo pode ser identificada como sendo perpendicular às equipotenciais. O gradiente hidráulico $i = dh/ds$ é indispensável através da fórmula de Darcy para quantificar o fluxo através de uma certa secção do solo. Pelas hipóteses de Dupuit – Forchheimer, o gradiente (i) equivale à declividade do lençol. O gradiente (i) é facilmente deduzido conhecendo-se a distância e o desnível entre as linhas de contorno, numa certa direção.

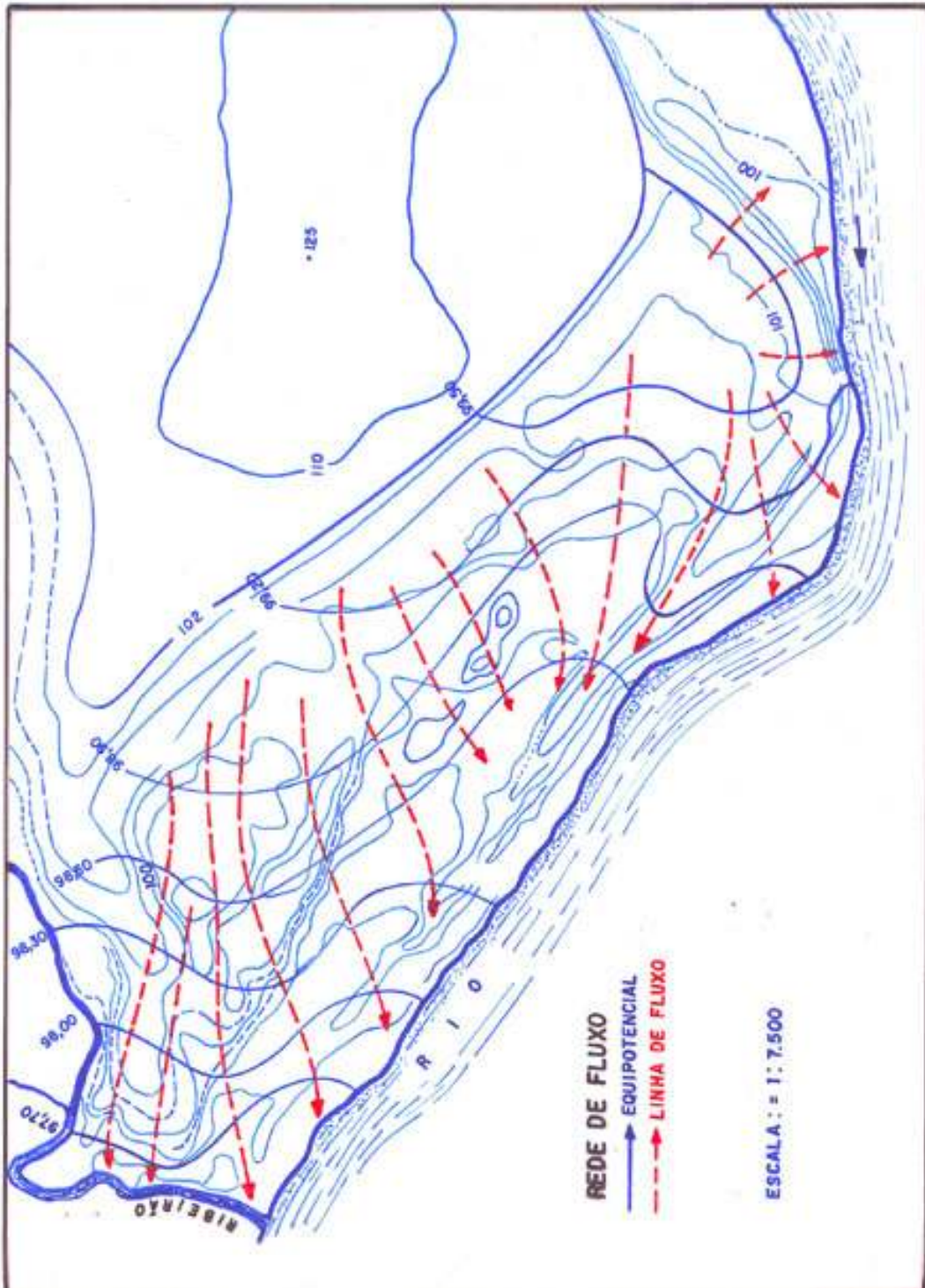
As regiões de recarga podem ser identificadas pelas proveniências das linhas de fluxo a partir de uma determinada região nos limites da área em estudo. Podem também ser identificadas como regiões localizadas dentro da própria área analogamente ao que

ocorre em topografia quando se identifica uma elevação do terreno pelas curvas de nível concêntricas.

MEDIÇÃO DE NÍVEIS FREÁTICOS - LEITURA EM POÇOS DE OBSERVAÇÃO

N ^o Poço	Cota dos poços (m)		Leitura L.F.(m)		Dados calculados (m)	
	Superfície	Topo	Topo do poço	Cota L.F.	P.L.F.N.S.	
A01	99,84	100,14	1,20	98,94	0,90	
A02	99,84	100,14	0,62	99,52	0,32	
A03	99,79	100,09	0,88	99,21	0,58	
A04	99,90	100,2	0,38	99,82	0,08	
A05	99,80	100,1	0,77	99,33	0,47	
A06	99,94	100,24	0,56	99,68	0,26	
A07	100,00	100,3	0,90	99,40	0,60	
A08	99,94	100,24	0,38	99,86	0,08	
A09	99,98	100,28	0,93	99,35	0,63	
A10	100,05	100,35	0,70	99,65	0,40	
A11	100,03	100,33	0,99	99,34	0,69	
A12	100,12	100,42	0,85	99,57	0,55	
A13	100,29	100,59	1,15	99,44	0,85	
A14	100,42	100,72	0,86	99,86	0,56	
A15	100,28	100,58	1,10	99,48	0,80	
B01	99,69	99,99	0,97	99,02	0,67	
B02	99,73	100,03	0,36	99,67	0,06	
B03	99,71	100,01	0,66	99,35	0,36	
B04	99,89	100,19	0,35	99,84	0,05	
B05	99,98	100,28	0,68	99,60	0,38	
B06	100,08	100,38	0,33	100,05	0,03	
B07	100,09	100,39	0,96	99,43	0,66	
B08	100,13	100,43	0,55	99,88	0,25	
B09	100,19	100,49	1,01	99,48	0,71	
B10	100,31	100,61	0,61	100,00	0,31	
B11	100,38	100,68	0,85	99,83	0,55	
B12	100,38	100,68	0,69	99,99	0,39	
B13	100,42	100,72	1,16	99,56	0,86	
B14	100,44	100,74	0,80	99,94	0,50	
B15	100,45	100,75	1,15	99,60	0,85	

P.L.F.N.S. : profundidade do lençol freático ao nível do solo.



06. DIMENSIONAMENTO DE UM SISTEMA DE DRENAGEM SUBTERRÂNEA

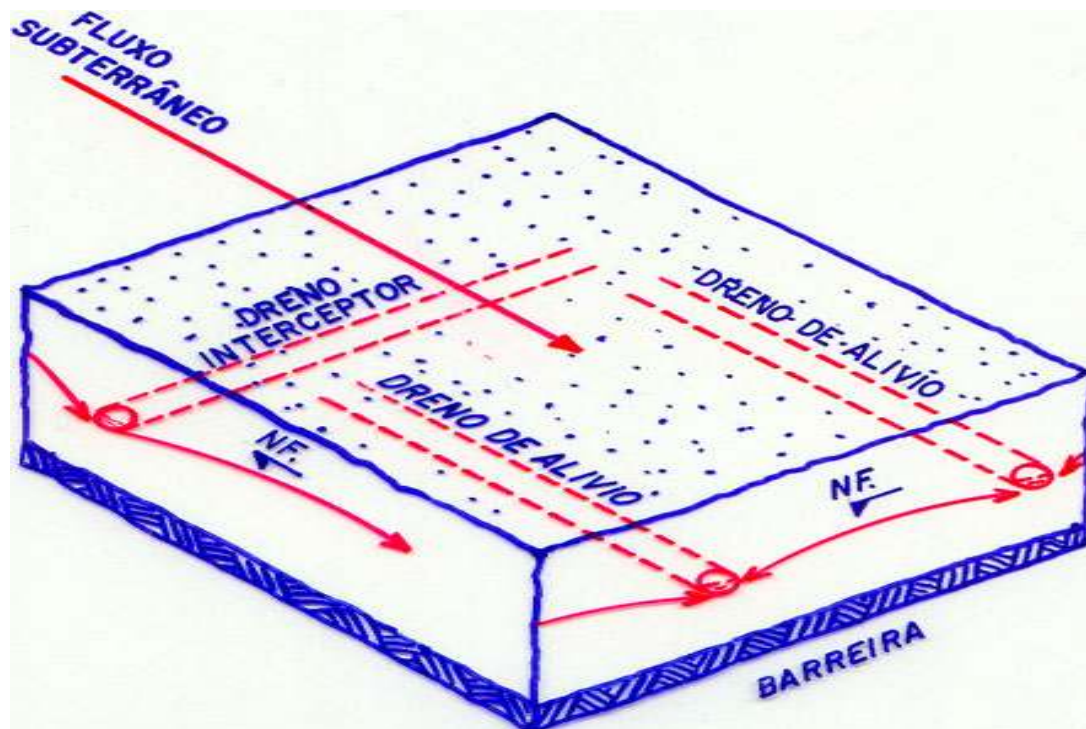
6.1. Tipos de sistemas

A drenagem subterrânea é efetuada mediante dois sistemas distintos, denominados sistema de alívio e sistema de intercepção. Para sua escolha, instalação e desempenho eficiente é imprescindível conhecer a direção predominante do escoamento do lençol freático, seu gradiente hidráulico, e suas flutuações periódicas no perfil do solo. (U.S.D.A. – Soil Conservation Service, 1973).

6.1.1. Sistema de alívio: drenos dispostos paralelamente à direção do fluxo;

6.1.2. Sistema de intercepção: drenos dispostos perpendicularmente à direção do fluxo.

A escolha do sistema mais adequado deve ser feita com base na análise de uma rede de fluxo, a qual consiste na instalação de poços de observação na área em estudo com o intuito de identificar a profundidade do lençol freático. Na condição de gradientes hidráulicos médios menores que 1%, recomenda-se o uso de sistemas de alívio, ao passo que para a condição de gradientes hidráulicos médios maiores que 1% recomenda-se a instalação de sistema do tipo intercepção. A Figura a seguir ilustra a disposição de drenos de alívio e drenos de intercepção.



6.2. Tipos de drenos

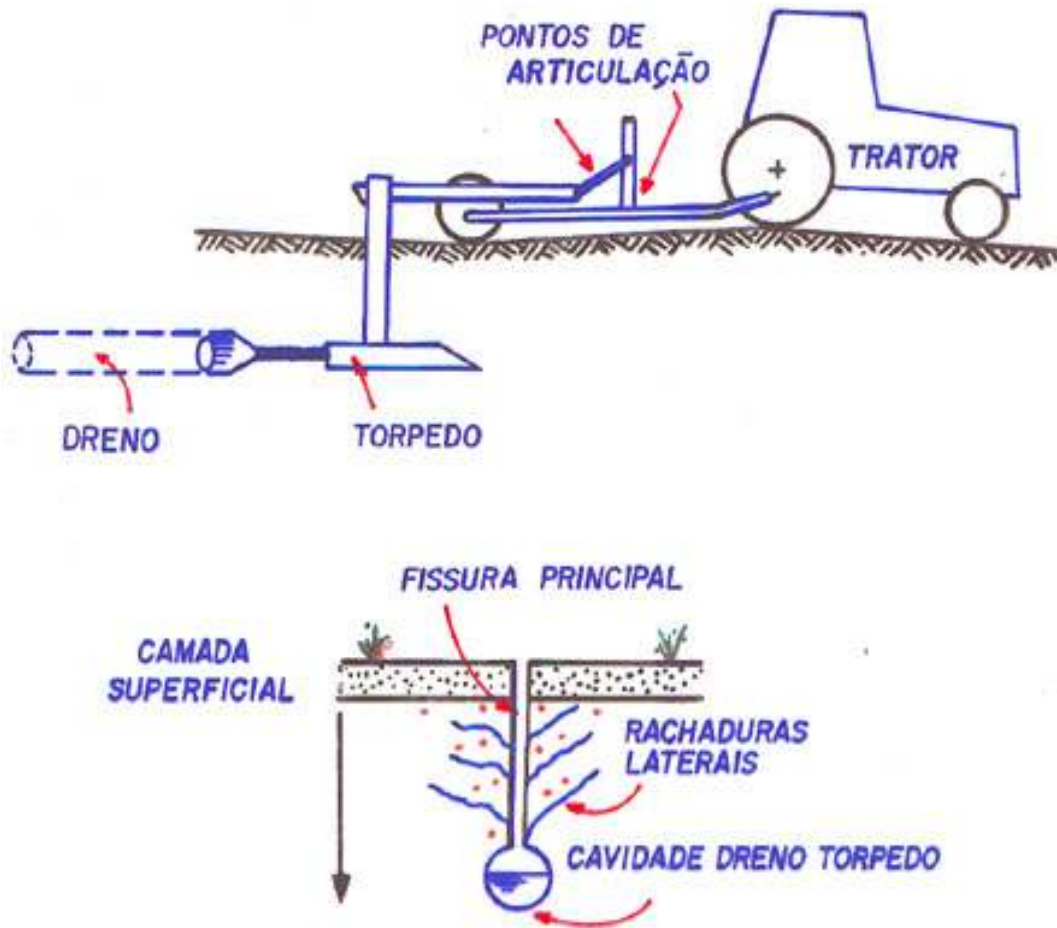
6.2.1. Drenos abertos ou canais de terra;



6.2.2. Drenos tubulares ou condutos fechados.



6.2.3. Drenos tipo torpedo ou toupeira (mole drains);



Ação do subsolador e configuração do dreno torpedo.

6.3. Profundidade dos drenos

Deve-se levar em consideração o grau de sensibilidade da cultura ao excesso de água, presença de camadas de impedimento, região do projeto (úmida ou semi-árida), etc. Em regiões úmidas da Europa e dos Estados Unidos, a profundidade dos drenos varia de 0,70m a 1,30m, ao passo que em regiões irrigadas essa profundidade está na ordem de 2,0m, para evitar salinização próximo ao sistema radicular. A Figura a seguir ilustra um dreno lateral instalado em região úmida na profundidade de 1,0m.



Na prática, em regiões áridas e semi-áridas, a profundidade deve ser aquela que seja limitada por camadas de impedimento, uma vez que necessita-se de um balanço adequado de sais, por conseguinte drenos mais profundos.

Uma vez que na prática, na maioria das vezes a presença da camada impermeável é quem determina a profundidade de instalação, a área deve ser dividida em sub-áreas de acordo com a presença dessa camada, que a rigor é muito irregular quanto à profundidade. A Figura a seguir ilustra um perfil de solo, destacando um impedimento físico.

Em conformidade com a FAO (1980), toda camada do perfil do solo cuja condutividade hidráulica é menor que na camada adjacente, constitui um impedimento para esta e para o fluxo vertical. Entretanto, o conceito de camada impermeável (barreira) está associado ao conceito de resistência hidráulica (R.H.), dada pela relação entre a espessura da camada e a condutividade hidráulica (K_v). Dessa forma, só constitui uma barreira impermeável a camada que tiver uma R.H. maior ou igual a 250 dias e não há barreira alguma quando a R.H. for menor ou igual a 50 dias, constituindo-se em impedimento crescente valores entre 50 e 250 dias. Já a ABNT (1998) considera como camada impermeável ou barreira, a camada de solo cuja condutividade hidráulica vertical saturada é igual ou inferior a 1/10 da média ponderada da condutividade hidráulica saturada das camadas superiores.



6.4. Espaçamento entre drenos

6.4.1. Hipóteses de Dupuit-Forcheimer (D-F)

Várias fórmulas foram desenvolvidas para a estimativa de espaçamento entre drenos, baseadas no movimento da água no solo. A maioria dessas equações são baseadas nas hipóteses simplificadoras de Dupuit-Forcheimer (D-F), a seguir enunciadas:

- a. O gradiente hidráulico pode ser considerado pela declividade do lençol freático;
- b. As linhas de fluxo em direção aos drenos podem ser consideradas horizontais para pequenos declives do lençol freático;
- c. A velocidade de fluxo em uma seção vertical independe da profundidade.

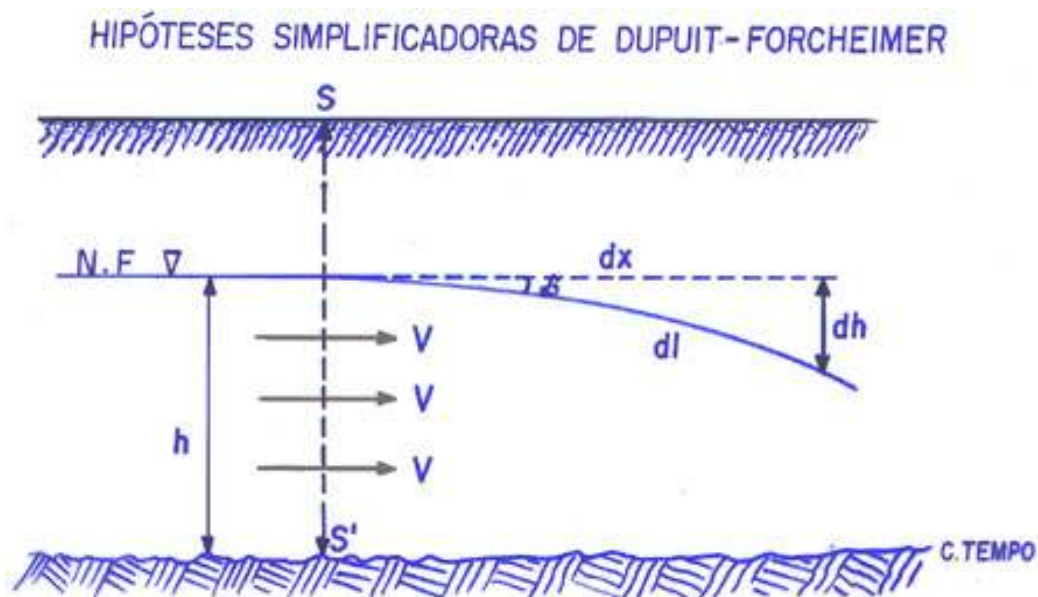
A partir das teorias de D-F foi possível desenvolver equações que descrevem com boa precisão o fluxo de água em direção aos drenos e calcular o seu espaçamento, combinando a equação de Darcy e da continuidade sem usar a de Laplace. Dessa forma, a aplicação das hipótese simplificadoras de D-F apresentam diversas vantagens, tais como as que se seguem (Cruciani, 1989):

1. Tratamento matemático na solução de problemas do fluxo subterrâneo mais simplificado;

2. A altura (h) do nível freático em relação a um plano de referência como única variável dependente;
3. A possibilidade de estimar a posição e a forma do nível freático e a velocidade do fluxo num ponto do sistema;
4. Substituição do sistema tridimensional contido entre uma camada de impedimento e a superfície freática por um sistema unidimensional delimitado por contornos verticais fixos e em que só há curvatura do plano horizontal;
5. O sistema pode ser estudado sem considerar as condições de contorno pelo acréscimo de água através da superfície ou pelo fundo, isto é, não há recarga devido à precipitação, irrigação, fluxo ascendente ou de origem artesianana.

6.4.2. Regime de fluxo em direção aos drenos

Dois situações caracterizam as teorias sobre drenagem. A primeira considera o movimento da água no solo em condições de regime permanente ($\delta\psi_t/\delta t = 0$) e ($\delta\psi_t/\delta x \neq 0$); a segunda considera o movimento em condições de regime não-permanente ou variável ($\delta\psi_t/\delta t \neq 0$) e ($\delta\psi_t/\delta x \neq 0$).



1. V é constante e horizontal em qualquer seção SS'
2. V é constante em qualquer profundidade da mesma seção
3. $i = \frac{dh}{dx}$

Condição de fluxo permanente corresponde ao caso de uma recarga de intensidade constante, baixa e de longa duração. Evidentemente, este não é o caso de regimes pluviométricos de países de clima tropical, como o Brasil. Logo, equações de dimensionamento em condições de fluxo permanente não é aconselhável para as nossas condições. O mesmo ocorre em condições de irrigação, onde o lençol freático além de sofrer flutuações entre irrigações, dificilmente se consegue uma boa uniformidade de distribuição, como estabelece a hipótese do modelo (recarga uniformemente distribuída).

De acordo com Luthin (1973), em condições de campo, tendo em vista $(\delta\psi_v/\delta t \neq 0)$ e $(\delta\psi_v/\delta x \neq 0)$, o dimensionamento de drenagem, baseado na variação do lençol freático, é mais correta. Por outro lado, o International Institute for Land Reclamation and Improvement - ILRI(1973), sugere que quando o tempo utilizado for grande, como é o caso da agricultura, é possível utilizar-se equações de espaçamento entre drenos para regime permanente, baseada na profundidade média do lençol freático e na descarga média para o período em consideração. Esse método pode ser chamado de estado semi-permanente.

6.4.3. Normas e critérios de drenagem

Na condição de fluxo permanente, onde a capacidade de descarga dos drenos é igual a recarga, tem-se a seguinte norma de drenagem: "com uma recarga de R (mm/dia), o lençol freático deve manter-se estabilizado a uma profundidade de A metros abaixo da superfície do solo".

O critério de drenagem para a condição de fluxo permanente tem como base a lâmina a ser drenada em 24 horas (coeficiente de drenagem), que sempre está ligado a um fator econômico, bem como a profundidade a qual o lençol freático deve estabilizar-se.

Na condição de fluxo não-permanente, onde a capacidade de descarga dos drenos não é igual a recarga, tem-se a seguinte norma de drenagem: "o lençol freático deve baixar em um tempo T dias de h_0 para h_t metros abaixo da superfície do solo, supondo que não ocorrerá recarga durante estes T dias". O coeficiente de drenagem (q) pode ser assim estimado:

$$q = \frac{\Delta h \cdot f}{t}$$

sendo:

q : coeficiente de drenagem, $[L.T^{-1}]$;

Δh : $h_0 - h_t$ (rebaixamento do lençol freático), [L];

f: porosidade drenável (adimensional);

t: tempo de rebaixamento [T].

Os critérios de drenagem são distintos para o período de chuvas e período seco (irrigação). O critério de drenagem para o período de irrigação, estabelece que "N dias após a irrigação, o lençol freático deve atingir uma profundidade p", a qual depende da sensibilidade da cultura ao excesso de água.

Já o critério de drenagem para o período chuvoso, estabelece que em consequência das precipitações, o lençol freático se eleva até atingir uma profundidade **p** em relação à superfície do solo, com uma frequência de N vezes por ano. O sistema será dimensionado para uma chuva, provável de ser igualada ou superada cinco vezes ao ano, e não baseado na maior ocorrência de precipitações, que o tornaria anti-econômico. O Quadro a seguir mostra a chuva de projeto ou chuva crítica para a região de Jaguaruana-CE.

Chuva de Projeto ou Chuva Crítica para Jaguaruana - CE

Intervalo de Classe	N_i	$F_i = N_i/\Sigma N_i$	$F_j = M_i/\Sigma N_i$	$T = 1/F_j$	$N = 365/T$
0]	27345	0,8547	1,0000	1,0000	365,0000
(0-5]	1626	0,0508	0,1453	6,8819	53,0376
(5-10]	1040	0,0325	0,0945	10,5835	34,4876
(10-15]	592	0,0185	0,0620	16,1341	22,6228
(15-20]	430	0,0134	0,0435	23,0007	15,8691
(20-25]	252	0,0079	0,0300	33,2924	10,9635
(25-30]	168	0,0053	0,0222	45,1255	8,0885
(30-35]	149	0,0047	0,0169	59,1386	6,1719
(35-40]	85	0,0027	0,0123	81,6173	4,4721
(40-45]	65	0,0020	0,0096	104,2150	3,5024
(45-50]	55	0,0017	0,0076	132,2066	2,7608
(50-55]	54	0,0017	0,0058	171,0909	2,1334
(55-60]	34	0,0011	0,0042	240,5564	1,5173
(60-65]	23	0,0007	0,0031	323,1717	1,1294
(65-70]	25	0,0008	0,0024	420,9737	0,8670
(70-75]	10	0,0003	0,0016	627,3333	0,5818
(75-80]	16	0,0005	0,0013	780,3415	0,4677
(80-85]	3	0,0001	0,0008	1279,7600	0,2852
(85-90]	8	0,0003	0,0007	1454,2727	0,2510
(90-95]	6	0,0002	0,0004	2285,2857	0,1597
(95-100]	1	0,0000	0,0003	3999,2500	0,0913
(100-105]	1	0,0000	0,0002	4570,5714	0,0799
(105-110]	1	0,0000	0,0002	5332,3333	0,0685
(110-115]	1	0,0000	0,0002	6398,8000	0,0570
(115-120]	1	0,0000	0,0001	7998,5000	0,0456
(120-125]	1	0,0000	0,0001	10664,6667	0,0342
(125-130]	0	0,0000	0,0001	15997,0000	0,0228
(130-135]	0	0,0000	0,0001	15997,0000	0,0228
(135-140]	0	0,0000	0,0001	15997,0000	0,0228
(140-145]	0	0,0000	0,0001	15997,0000	0,0228
(145-150]	0	0,0000	0,0001	15997,0000	0,0228
(150-155]	0	0,0000	0,0001	15997,0000	0,0228
(155-160]	1	0,0000	0,0001	15997,0000	0,0228
(165-170]	1	0,0000	0,0000	31994,0000	0,0114
TOTAL	31994				

N_i : Número de observações;

F_i : Frequência das observações;

F_j : Frequência com a qual a precipitação é igualada ou superada;

T : Período de retorno em dias;

N : Número de vezes por ano que a chuva é igualada ou superada;

M_j : Soma do número de observações das precipitações de ordem igual e superiores a i ;

Σi : 31.994 dias.

A Chuva de projeto para drenagem subterrânea é portanto de 40mm.

6.4.4. Concepção das equações de drenagem

O espaçamento entre linhas de drenos laterais paralelos depende da profundidade do dreno abaixo da superfície do solo, da condutividade hidráulica do solo saturado (K_0) e da quantidade de água a ser drenada.

Quando dois drenos são instalados em linhas paralelas, e mesma profundidade, cada um exerce, separadamente, influência sobre o lençol até a metade do espaçamento entre os drenos. Nesse ponto, ocorre a menor distância da superfície do solo até ao lençol freático, profundidade considerada nas teorias de drenagem, e conseqüentemente nos planejamentos de drenagem.

6.5. Equações de Drenagem

6.5.1. Considerando fluxo permanente em direção aos drenos com recarga uniforme.

$$Q_y = Q_x; q = \frac{Q}{A} \quad \therefore Q = q \cdot A \quad \text{e} \quad q_y = R$$

$Q_y = q_y \cdot A$. Considerando a existência de um plano divisor vertical na parte central do espaçamento, assume-se que todo o fluxo da recarga se reparte igualmente em direção aos drenos. Num dado instante, o fluxo que se dirige para o dreno à esquerda da figura, e que atravessa uma dada secção transversal situada à distância X do dreno, é:

$$Q_x = R \left(\frac{S}{2} - x \right) \cdot 1 \quad ; \text{ Considerando comprimento unitário. Área superficial do solo.}$$

Aplicando a equação de Darcy, tem-se que:

$$Q_x = q_x \cdot h \cdot 1 \text{ (comprimento unitário); } q_x = K \cdot \frac{dh}{dx} ;$$

$$Q_x = K \cdot \frac{dh}{dx} \cdot h. \text{ Tratando-se do mesmo fluxo, tem-se que:}$$

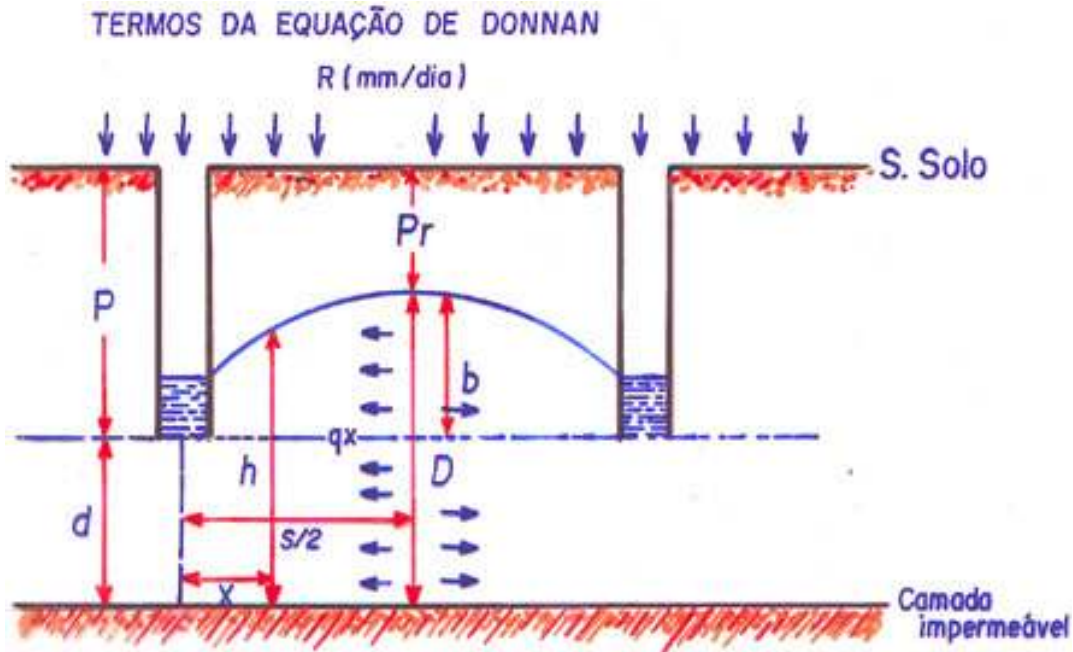
$$R \left(\frac{S}{2} - x \right) = K \cdot h \cdot \frac{dh}{dx} \quad \therefore R \left(\frac{S}{2} - x \right) dx = Kh \cdot dh \quad \therefore$$

$$\frac{RS}{2} \int_0^{S/2} dx - R \int_0^{S/2} x dx = K \int_d^D h dh \quad \therefore$$

$$\frac{RS}{2} \cdot \frac{S}{2} - \frac{R}{2} \left(\frac{S}{2} \right)^2 = \frac{K}{2} h^2 \Big|_d^D \quad \therefore$$

$$\frac{RS^2}{4} - \frac{RS^2}{8} = \frac{K}{2} (D^2 - d^2) \quad \therefore \frac{RS^2}{8} = \frac{K}{2} (D^2 - d^2) \quad \therefore$$

$S^2 = \frac{4K(D^2 - d^2)}{R}$. Equação de Donnan (1946), baseado nas suposições de fluxo horizontal R unidirecional com lençol freático em forma elíptica.



Exemplo:

⇒ calcular o espaçamento entre drenos, utilizando-se a equação de Donnan com as seguintes informações:

- profundidade dos drenos = 1,50m
- $Pr = 0,90m$
- Prof. camada impermeável. = 4,50m
- $K_0 = 1,0m/dia$
- $Cd (R) = 12mm/dia$

≡ SOLUÇÃO ≡

$$\text{Se } P + d = 4,50m \text{ e } P = 1,50m \therefore d = 3,00m$$

$$D = (P + d) - Pr = 4,50m - 0,90m = 3,60m$$

$$S^2 = \frac{4,0 \times 1,0}{0,012} (3,6^2 - 3,0^2) \therefore S \approx 36,4m$$

* Caso os drenos fossem assentados sobre a camada de impedimento, teríamos:

$$b = P - Pr = 0,6m$$

$$S^2 = \frac{4,0 \times 1,0 \times 0,6^2}{0,012}$$

* Hooghoudt (1936), utilizando as mesmas suposições de Donnan, incluiu, além do fluxo horizontal, o fluxo radial para os drenos.

Donnan: $S^2 = \frac{4K(D^2 - d^2)}{R}$; como $D = d + b$, tem-se que: $S^2 = \frac{4K[(d+b)^2 - d^2]}{R} \therefore$

$$S^2 = \frac{4K(d^2 + 2bd + b^2 - d^2)}{R} = \frac{4K(b^2 + 2bd)}{R}$$

Considerando-se um solo estratificado em dois horizontes de condutividades K_1 e K_2 , com os drenos na interface dos dois horizontes, conforme figura abaixo, tem-se que:

$$S^2 = \frac{4K_1 b^2}{R} + \frac{8K_2 b d}{R}$$

→ camada abaixo dos drenos
→ camada acima dos drenos

Obs.: Drenos não atingem a camada impermeável → presença de fluxo radial.

Correção de Hooghoudt: introduziu o conceito de “estrato equivalente ou camada equivalente”, reduzindo a profundidade “d” a um valor equivalente e menor “ d_e ”, tornando o fluxo essencialmente horizontal.

$$d_e = \frac{d}{2,55 \left(\frac{d}{S} \right) \cdot \ln \left(\frac{d}{P} \right) + 1}$$

Hooghoudt corrigida: $S^2 = \frac{4K_1 b^2}{R} + \frac{8K_2 b d_e}{R}$

Solução pelo método de tentativas.

- 1) $d_e \longrightarrow S_{est.}$
- 2) $S_{est.}$ e $d \longrightarrow d_e$
- 3) $d_e \longrightarrow S_{cal.}$
- 4) Compara-se $S_{est.}$ e $S_{cal.}$ e repete-se o processo até aproximar os valores de $S_{est.}$ e $S_{cal.}$

* Correção de Van Beers para eliminar o processo de tentativas:

$$S = S_0 - C; C = d \cdot \ln \left(\frac{d}{P} \right); P = \pi \cdot r_0$$

Calcular S_0 pela equação do fluxo horizontal.

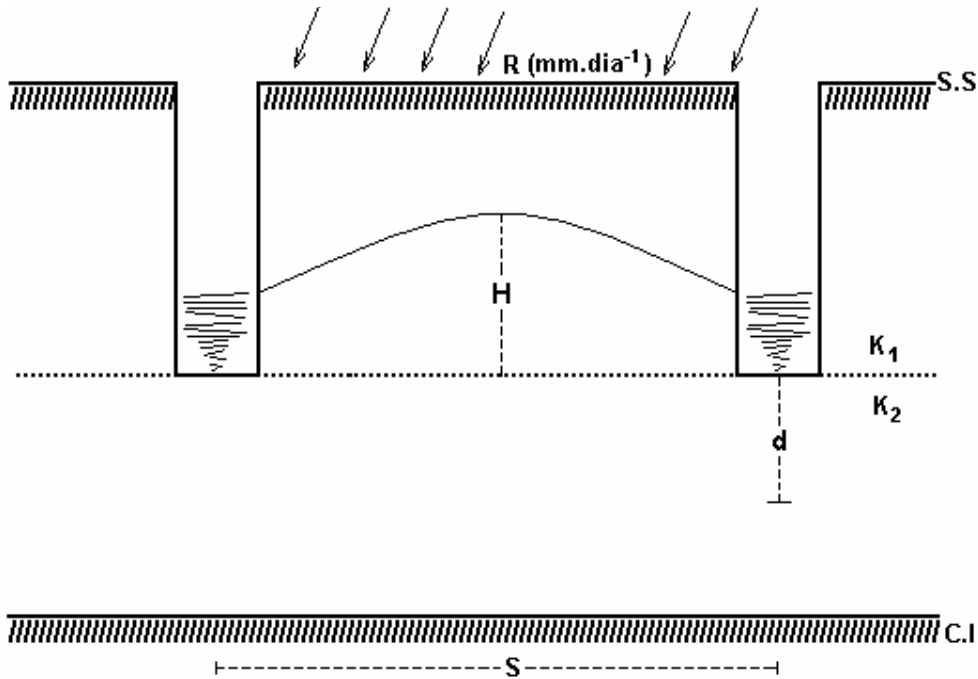


Ilustração dos termos da equação de Hooghoudt.

Exemplo:

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 0,30\text{m/dia} \\ K_2 = 1,20\text{m/dia} \\ P = 1,20\text{m} \\ D_0 = 2,00\text{m} \\ Pr = 0,80\text{m} \\ R = 12\text{mm/dia} = 0,012\text{m/dia} \\ r = 0,05\text{m (50mm)} \\ h = P - Pr = 0,40\text{m} \end{array} \right.$$

$$S_0^2 = \frac{4 \times 0,3 \times 0,4^2}{0,012} + \frac{8 \times 1,20 \times 0,4 \times 2,0}{0,012} \therefore$$

$$S_0 = 25,6\text{m}$$

$$C = d \cdot \ln\left(\frac{d}{P}\right)$$

$$C = 2,0 \cdot \ln\left(\frac{2,0}{\pi \times 0,05}\right)$$

$$C = 5,0\text{m}$$

$$S = S_0 - C$$

$$S = 20,0\text{m}$$

6.5.2. Condição de fluxo não-permanente

Predição de rebaixamento do lençol freático (Glover - Dumm):

$$ht = C \cdot h_0 \sum \left(\frac{1}{n} \right) \cdot e^{-n^2 \cdot \alpha t}$$

C: fator de correção da forma do L.F. Considerando inicialmente parabólico, seu valor é igual a 1,16.

α : fator de reação [T^{-1}]. Função das propriedades do solo e do espaçamento entre drenos.

$\alpha = \frac{\pi^2 K d}{f \cdot S^2}$. É um índice direto da intensidade com a qual a taxa de descarga do dreno responde às mudanças nas taxas de recargas. Valores geralmente entre 0,1 e 0,3 indicam uma fraca resposta do sistema, enquanto valores entre 2,0 e 5,0 indicam uma resposta rápida do sistema.

* Van Beers (1965) sugeriu uma solução aproximada para a equação de Glover - Dumm considerando só o 1º termo da série ($n = 1$).

Portanto para $n = 1$, tem-se que:

$$ht = 1,16 \cdot h_0 \cdot e^{-\alpha t} \quad \text{ou} \quad \frac{ht}{1,16 \cdot h_0} = e^{-\alpha t} \quad \therefore$$

$$\ln\left(\frac{ht}{1,16 h_0}\right) = -\alpha t \quad \therefore \ln ht - \ln(1,16 h_0) = -\alpha t \quad \therefore$$

$$\ln(1,16 h_0) - \ln ht = \alpha t \quad \therefore \alpha t = \ln\left(1,16 \frac{h_0}{ht}\right) \quad \therefore$$

Substituindo α , tem-se que:

$$\frac{\pi^2 K d t}{f \cdot S^2} = \ln\left(1,16 \frac{h_0}{ht}\right) \quad \therefore S^2 = \frac{\pi^2 K d t}{f \cdot \ln\left[1,16 \frac{h_0}{ht}\right]}$$

Correção em razão do fluxo radial: $S = S_0 - C \quad \therefore C = d \cdot \ln\left(\frac{d}{P}\right)$

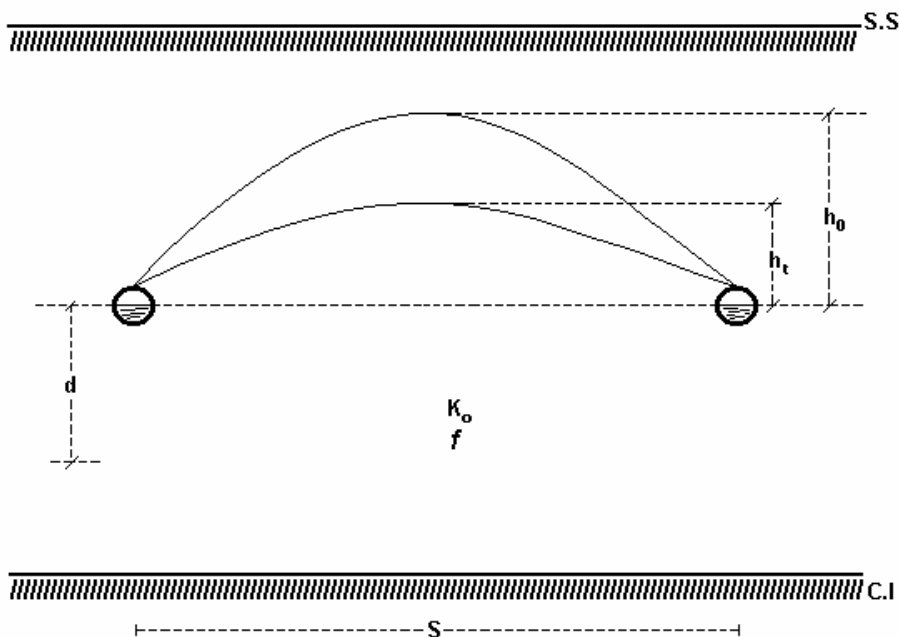


Ilustração dos termos da equação de Glover-Dumm.

Exemplo:

Considerando uma área de 400m x 1.200m situada na região onde as irrigações são necessárias e freqüentes; portanto não havendo condições de steady state ou equilíbrio entre a recarga e a descarga do solo. Isso é válido em qualquer situação em que a recarga do solo promove uma oscilação freqüente do lençol freático. Para esses casos a equação de Glover-Dumm é a indicada.

Deseja-as que o rebaixamento do lençol freático ocorra em 3 dias entre os níveis de 40cm e 80cm da superfície do solo. A condutividade hidráulica do solo saturado é de 4cm/h e sua porosidade drenável de 9%. Os drenos laterais serão instalados a uma profundidade de 1,30m e a camada impermeável encontra-se a 1,70m do nível dos drenos.

$$S^2 = \frac{\pi^2 K d t}{f \cdot \ln \left[1,16 \frac{h_0}{h_t} \right]}$$

Como essa equação é para fluxo horizontal, o espaçamento deverá ser corrigido pelo método de Van Beers:

$$S = S_0 - C$$

$$C = d \ln \left(\frac{d}{p} \right)$$

$$S^2 = \frac{\pi^2 \cdot 0,96 \cdot 1,70 \cdot 3}{0,09 \ln \left(1,16 \cdot \frac{0,9}{0,5} \right)} \therefore S = 27m$$

sendo:

$$h_0 = 0,9m$$

$$h_t = 0,5m$$

$$K_o = 0,96m/dia$$

$$d = 1,70m$$

$$t = 3 \text{ dias}$$

$$f = 0,09$$

Esse é então o espaçamento S_0 a ser corrigido

$$C = d \ln\left(\frac{d}{P}\right) \quad P = \pi r_0$$

Adotando o diâmetro de 3" tem-se que:

$$P = \pi \cdot 0,0375 = 0,118\text{m}$$

$$C = 1,7 \ln \frac{1,7}{0,118} = 4,5\text{m}$$

Logo o espaçamento correto será: $S = 27 - 4,5 = 22,5\text{m}$.

* Equação de Van Schilfgarde (Curvatura inicial do L.F. na forma elíptica)

$$S^2 = \frac{9Kdt}{f \cdot \ln\left[\frac{h_0(2d + ht)}{ht(2d + h_0)}\right]}$$

6.6. Cálculo da vazão de um dreno lateral

$$q = \frac{V}{A \cdot t} \text{ ou } q = \frac{Q}{A} \therefore Q = q \cdot A \text{ ou } Q = R \cdot A$$

$$Q = R \cdot C \cdot L \text{ (Fluxo permanente).}$$

$$q = \frac{\Delta h \cdot f}{t} \therefore Q = \left(\frac{\Delta h \cdot f}{t}\right) \cdot C \cdot L \text{ (fluxo não-permanente)}$$

sendo:

Q: vazão do dreno [$L^3 \cdot T^{-1}$];

q: coeficiente de drenagem [$L \cdot T^{-1}$];

C: comprimento do dreno [L];

L: espaçamento entre drenos [L];

R: intensidade de drenagem [$L \cdot T^{-1}$];

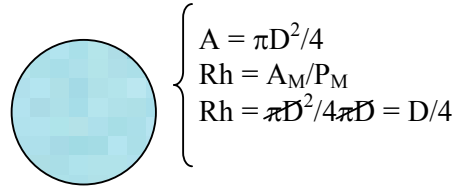
6.7. Vazão de um coletor (Q)

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i = Q_i \times n$$

Q_i : vazão de um dreno lateral.

6.8. Cálculo do diâmetro dos tubos

$$V = \frac{1}{n} \cdot Rh^{0,667} \cdot I^{0,5} \text{ e } Q = VA \therefore Q = \frac{I^{0,5}}{n} \cdot Rh^{0,667} \cdot A;$$



☞ Considerando seção de descarga totalmente cheia:

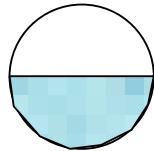
Portanto:

$$Q = \frac{I^{0,5}}{n} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{0,667} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \therefore Q = \frac{I^{0,5}}{n} \cdot \frac{D^{0,667}}{2,521} \cdot 0,785 D^2 \therefore Q \cdot n = I^{0,5} \cdot D^{2,667} \cdot 0,311$$

$$D = \left[\frac{Q \cdot n}{I^{0,5} \times 0,311} \right]^{0,375}$$

☞ Considerando descarga a meia seção tem-se que:

$$D = \left[\frac{Q \cdot n}{I^{0,5} \times 0,156} \right]^{0,375}$$

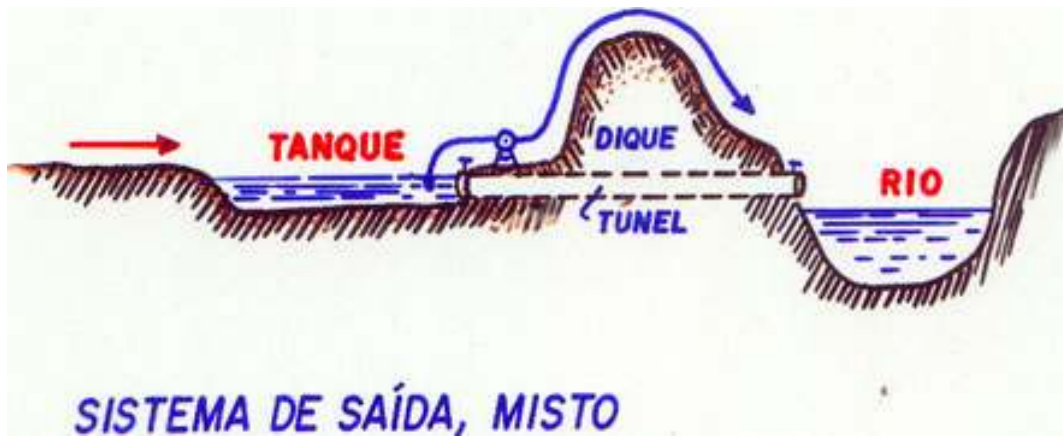


6.9. Sistema de saída

Sempre que possível, a saída por gravidade deve ser a opção preferencial por ser mais simples e mais econômica. Para o seu funcionamento normal e prolongado é preciso, porém, que haja um gradiente razoável entre o dreno principal e a fonte desaguadora. Tratando-se de descarga em um curso-d'água natural, pode ocorrer que em um certo período anual a cota do nível de água poderá superar a do dreno principal impedindo assim a operação do sistema. Essa situação deve ser prevista e ponderada de modo a encontrar uma alternativa.

Em áreas baixas recuperadas para a agricultura, circundadas por diques de proteção contra enchentes de um rio dificilmente a saída será exclusivamente por gravidade. No caso de um rio há contudo certos períodos em que seu nível é suficientemente baixo para permitir uma descarga livre. A água de drenagem é recebida

num reservatório escavado à montante do dique de onde é descarregada para o rio. Durante a época das cheias a saída só poderá se processar por bombeamento como mostra a Figura a seguir. Esse é portanto um sistema de saída misto.



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- COSTA, R. N. T. Avaliação de um Sistema de Drenagem e Tratamentos Mecânicos na Recuperação de um Solo Sódico no Vale do Curú-CE. Fortaleza, 1988. 75p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará.
- CRUCIANI, D.E.; Godoy, R. Estudos do lençol freático em problemas de drenagem. Revista de Agricultura, 115-126, 1980.
- CRUCIANI, D.E. Caracterização de coeficientes de drenagem com base nos parâmetros de produção das culturas. Piracicaba, 1981. 99p. (Livre-docência - Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz"/USP).
- CRUCIANI, D.E. A drenagem na agricultura. 4 ed. São Paulo, Nobel, 1989. 337p.
- CURI, N.; RESENDE, M.; SANTANA, O. P. Solos de várzea de Minas Gerais, In: Informe agropecuário, Belo Horizonte, 13(152): p. 3-9, 1986.
- ILRI. Drainage principles and application. Pub. 16 Vol. I-IV. International Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen. 1973.
- KANWAR, R.S.; BAKER, J.I.; MUKHTAR, S. Excessive soil water effects at various stages of development on the growth and yield of corn. Transaction of the ASAE, St. Joseph, 31(1): 133-41, 1988.
- LAMSTER, E. C. Programa nacional de aproveitamento racional de várzeas - PROVÁRZEAS nacional. Informe Agropecuário, Belo Horizonte, 6(65): 3-8, 1980.
- MULVANEY, T. J. Trans. Inst. Civil Engrs. Ir. (Dublin), 1851.
- LIMA, C. A. S.; FERREIRA, P. A.; CAIXETA, T. J.; LOUREIRO, B. T. Efeito de seis profundidades do lençol freático sobre o comportamento da cultura do feijão (*Phaseolus vulgaris*, L.) Revista Ceres, Viçosa, 33(186): 99 – 107, 1986.
- LUTHIN, J.N. Drainage Engineering. 3 ed. New York, 1973, 250p.
- SAUNDERS, L. C. U.; COELHO, M. A.; FERREYRA, H. F. F. Drenagem e Salinidade. "Encontro para Definição de um Programa de Ciência e Tecnologia em Irrigação no Nordeste". Petrolina-PE. 1982.
- SOUZA, J.B. Avaliação e eficiência do sistema de drenos subsuperficiais e tratamentos mecânicos na melhoria das condições de drenabilidade dos solos do perímetro Maniçoba-Ba. Fortaleza, 1991. 112p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Ceará.
- TAYLOR, G. S. Drainable porosity evaluation from outflow measurements and its use in drawdown equations. Soil Science, Ohio, 90(6): 338-43, 1960.