

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**DETERMINAÇÃO DA RECARGA NATURAL DE AQUÍFEROS ATRAVÉS
DE UM MODELO DE FLUXO NA ZONA NÃO-SATURADA**

JAVIER TOMASELLA

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia

Porto Alegre, Outubro de 1992

*A mis padres, por el apoyo,
a pesar de la distancia.*

APRESENTAÇÃO

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do Professor Nelson Luna Caicedo a quem apresento meus agradecimentos.

Agradeço ainda, aos professores, colegas e funcionários do Setor de Irrigação e Drenagem do Instituto de Pesquisas Hidráulicas pelas inestimáveis sugestões e auxílio no desenvolvimento do trabalho.

Faço extensivo este agradecimento aos colegas e professores do IPH que de uma forma ou outra contribuíram à realização desta dissertação.

Agradeço ao Instituto Riograndense de Agricultura (IRGA), que gentilmente forneceu as informações meteorológicas indispensáveis para o avanço do trabalho.

Meu reconhecimento à valiosa colaboração de Jussara Silva pelas oportunas correções de português e das referências bibliográficas.

Finalmente, meu agradecimento à Coordenação do Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) bem como ao Conselho Nacional de Pesquisa (CNPq) que contribuíram com o apoio financeiro.

RESUMO

Este trabalho teve como objetivo o desenvolvimento e implementação de um modelo de recarga natural baseado no balanço na zona não saturada.

O modelo foi validado comparando seus resultados com medições obtidas de uma coluna de solo em laboratório.

O modelo também foi implementado com os dados da Estação Experimental do Arroz do Instituto Riograndense do Arroz em Cachoeirinha/RS, com a finalidade de estimar a recarga natural nesse local.

Os resultados do modelo mostram que, durante os meses de inverno, a recarga natural é pouco importante na área do estudo. Deve-se salientar que estas conclusões têm validade apenas a nível pontual e, considerando que o período de simulação limitou-se a 70 dias, não se podem fazer projeções a longo prazo.

ABSTRACT

The scope of this work was the development and application of a natural groundwater recharge model based on the balance of the unsaturated zone.

The model was validated comparing its results with measurements data from a soil column in laboratory.

The model was applied using field information obtained from Rice Experimental Station, at Cachoeirinha, RS, to estimate the natural groundwater recharge in that area.

Model's results show that, in winter time, natural recharge is not important in the study area. These conclusions are valid only for the study area. The simulation period was 70 days, therefore it is impossible to make long-term forecasts.

SUMÁRIO

	página
1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	3
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
3.1 Descrição do processo de recarga	5
3.2 Modelos de recarga natural	6
3.2.1 Métodos baseados na equação de balanço	6
3.2.2 Métodos baseados em aproximações da lei de Darcy	12
3.3 Propriedades hidráulicas dos meios porosos	20
3.3.1 Modelação da curva de retenção	21
3.3.2 Modelos de condutividade hidráulica não saturada	23
3.4 Modelos de fluxo não saturado	30
3.4.1 Soluções da equação de Richards	30
3.4.2 Modelos de extração radicular	35
4 MATERIAL E MÉTODOS	47
4.1 Descrição do modelo adotado	47
4.1.1 Condição de contorno superior	53
4.1.2 Condições de contorno inferiores	55
4.1.3 Cálculo do intervalo de tempo	60
4.1.4 Descrição do processo de cálculo	61
4.2 Região em estudo	63
4.2.1 Descrição do solo e clima	63
4.2.2 Informações disponíveis	65
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO	69
5.1 Validação do modelo	69
5.2 Aplicação do modelo à área de estudo	72
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	79
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	82

SUMÁRIO (continuação)

8 ANEXOS

88

A: Figuras *A1* a *A26*

B: Listagem do programa

C: Dados observados e calculados

LISTA DE FIGURAS

	página
3.1 Representação esquemática do sistema solo-água-planta	6
3.2 Formas das relações entre evapotranspiração real e potencial para diferentes modelos de balanço	10
3.3 Curva de retenção de água no solo	17
3.4 Curva característica de condutividade hidráulica	17
3.5 Definição do volume de controle.	18
3.6 Comparação do modelo de Van Genuchten com o de Brooks-Corey	28
3.7 Variação da extração radicular com o conteúdo de água	39
4.1 Discretização da equação (8) mostrando a posição das variáveis da equação (41)	49
4.2 Índice de tensão como função da saturação efetiva	51
4.3 Transpiração real como função da transpiração potencial	52
4.4 Condição de contorno inferior determinada pela posição do freático	55
4.5 Balanço hídrico para o perfil do solo	57
4.6 Curvas de retenção medida e ajustada	67
5.1 Perfis do conteúdo de água medidos e ajustado	70
5.2 Cálculo da recarga natural no local do estudo	73
A1, A2, A3 e A4 Perfis de umidade para o ensaio RUN-5	A1
A5 Perfil de umidade para o ensaio RUN-5	A2
A6 e A7 Perfis de umidade para o ensaio RUN-17	A2
A8, A9, A10 e A11 Perfis de umidade para o ensaio RUN-17	A3
A12 e A13 Valores de recarga para o ensaio RUN-17	A4
A14 e A15 Valores de recarga para o ensaio RUN-17	A5
A16 Valores de recarga para o ensaio RUN-17	A6
A17 e A18 Perfis de umidade em 12/05 e 26/05	A7
A19 e A20 Perfis de umidade em 09/06 e 24/06	A7
A21 e A22 Perfis de umidade em 07/07 e 21/07	A8
A23 Evolução das variáveis meteorológicas e da recarga desde 13/05 até 16/06	A8

LISTA DE FIGURAS (continuação)

	página
A24 Variação da precipitação e do freático desde 13/05 até 16/06	A9
A25 Evolução das variáveis meteorológicas e da recarga desde 17/06 até 21/07	A9
A24 Variação da precipitação e do freático desde 17/06 até 21/07	A10

LISTA DE TABELAS

	página
4.1 Conteúdos volumétricos de água medidos no local	66
4.2 Valores dos pontos da curva de retenção	66
C1 Dados do conteúdo de água das figuras <i>A1</i> e <i>A2</i>	C1
C2 Dados do conteúdo de água das figuras <i>A3</i> e <i>A4</i>	C2
C3 Dados do conteúdo de água da figura <i>A5</i>	C3
C4 Dados do conteúdo de água das figuras <i>A6</i> e <i>A7</i>	C4
C5 Dados do conteúdo de água das figuras <i>A8</i> e <i>A9</i>	C5
C6 Dados do conteúdo de água das figuras <i>A10</i> e <i>A11</i>	C6
C7 Dados de recarga das figuras <i>A12</i> a <i>A16</i>	C7
C8 Dados do conteúdo de água das figuras <i>A18</i> e <i>A19</i>	C10
C9 Dados do conteúdo de água das figuras <i>A20</i> e <i>A21</i>	C11
C10 Dados do conteúdo de água da figura <i>A22</i>	C12
C11 Dados de precipitação, evapotranspiração e recarga das figuras <i>A23</i> e <i>A25</i>	C13
C12 Dados de precipitação e nível do aquífero das figuras <i>A24</i> e <i>A26</i>	C14

LISTA DE SÍMBOLOS

- g : aceleração gravitatória;
- L_a : calor latente de vaporização da água;
- W : armazenamento de água no solo;
- C : capacidade específica de água;
- L : comprimento de raízes por unidade de volume de solo;
- K : condutividade hidráulica não saturada;
- K_r : condutividade hidráulica relativa;
- K_{sat} : condutividade hidráulica saturada;
- γ : constante psicrométrica;
- θ : conteúdo volumétrico de água;
- θ_{pm} : conteúdo volumétrico de água no ponto de murcha;
- θ_{sat} : conteúdo volumétrico de água na saturação natural;
- θ_r : conteúdo volumétrico residual de água;
- z : coordenada vertical, profundidade, cota do ponto em relação ao plano de referência;
- Δ : declividade da curva de saturação do vapor;
- $R(z)$: densidade efetiva de raízes, relação entre o comprimento de raízes na profundidade z e o comprimento de raízes na profundidade radicular;
- ρ : massa específica do fluido;
- D : difusividade hidráulica;
- QS : escoamento superficial;
- ETP : evapotranspiração potencial;
- ETR : evapotranspiração real;
- $S(\varphi)$: extração radicular por unidade de tempo e espaço;
- $QSUP$: fluxo potencial na superfície do solo;
- $QSUP^*$: fluxo real na superfície do solo;
- IAF : índice de área foliar;

LISTA DE SÍMBOLOS (continuação)

- N : insolação astronômica;
- n : insolação efetiva;
- $ESUP$: máxima evaporação na superfície do solo;
- ϕ : porosidade;
- φ : potencial matricial, sucção;
- φ_b : potencial matricial à pressão de borbulhamento, tensão de entrada do ar;
- ω : potencial total de água no solo;
- ω_p : potencial de água no talho da planta;
- ω_r : potencial de água na raiz da planta;
- PRE : precipitação na unidade de tempo;
- pb : pressão de borbulhamento;
- pc : pressão capilar;
- PR : profundidade radicular;
- RAE : radiação extraterrestre;
- RS : radiação incidente na superfície;
- RN : radiação líquida;
- QM : recarga natural;
- S : saturação;
- S_e : saturação efetiva;
- S_r : saturação residual;
- t : tempo;
- TP : transpiração potencial;
- TR : transpiração real.

1 INTRODUÇÃO

A abundância de águas superficiais na maior parte da superfície do planeta foi até recentemente fator determinante de sua utilização como principal fonte de suprimento. O crescimento populacional ocorrido nas últimas décadas, a elevação do nível de vida, a expansão agrícola e o desenvolvimento industrial não planejado provocaram um brusco crescimento da demanda desses recursos. Atualmente, o esgotamento e/ou escassez de recursos hídricos superficiais em algumas regiões, somado à crescente deterioração da qualidade ambiental desses sistemas pela ação antrópica, obriga à busca de novas fontes de suprimento de água.

Com exceção das calotas polares, a água subterrânea constitui o maior volume de água armazenado nas áreas continentais. Estimativas preliminares indicam que esse volume excede em duas vezes a soma dos volumes armazenados em lagos, reservatórios, rios, zona não-saturada, plantas e atmosfera. Esta preponderância numérica aplica-se tanto a zonas úmidas como áridas, destacando a importância das águas subterrâneas como reserva de água.

As características mais importantes dos aquíferos são as velocidades pequenas e os tempos de renovação altos. A estabilidade inerente aos sistemas subterrâneos os fazem atrativos como fonte de suprimento de água para consumo humano, irrigação e usos industriais.

Por outro lado, os sistemas subterrâneos são menos vulneráveis, a curto prazo, a processos de contaminação. Em situações de emergência, provocadas por catástrofes naturais ou pela ação antrópica, os sistemas superficiais são imediatamente atingidos, resultando serem então os aquíferos a única fonte econômica e segura de fornecimento de água.

A exploração racional dos sistemas subterrâneos exige o estudo do processo de alimentação natural desses corpos de água, tecnicamente denominada recarga natural.

A quantificação da recarga natural é um pré-requisito básico para o correto aproveitamento e alocação dos recursos hídricos subterrâneos, sendo de vital

importância em zonas áridas e semi-áridas onde tais recursos são a chave para o desenvolvimento econômico, e constitui uma ferramenta de valor na definição de políticas de exploração que assegurem a preservação dos recursos tanto em quantidade como em qualidade. A determinação da recarga natural é um dos fatores de mais difícil obtenção na avaliação do potencial de recursos hídricos subterrâneos.

2 OBJETIVOS

A grande maioria dos fenômenos que regem os sistemas subterrâneos podem ser representados por equações diferenciais geralmente sem solução analítica. Esta restrição determinou que o estudo das variáveis hidrológicas fosse feito por modelação física e/ou analógica. As desvantagens destas formas de modelagem são, freqüentemente, limitações de escala (ou da própria teoria de semelhança) que dificultam o estudo do fenômeno bem como seu custo, o qual é geralmente elevado. Em determinados casos é mais conveniente utilizar fórmulas empíricas ou semi-conceituais, deduzidas a partir de medições da variável ou por hipóteses simplificativas do fenômeno em estudo. Outra alternativa é o emprego de modelos matemáticos, que reproduzem a história da variável através de resolução numérica aproximada das equações diferenciais ajustadas ao fenômeno.

Nas últimas décadas registraram-se avanços significativos na área da eletrônica, permitindo desenvolver computadores de grande velocidade e precisão de cálculo com custo unitário decrescente. Esses fatores determinaram uma forte valorização dos modelos matemáticos de complexidade e precisão cada vez maiores. A vantagem dos modelos matemáticos sobre os modelos físicos e analógicos é seu menor custo, aliado à facilidade e rapidez para simular o sistema sob estímulos diferentes, permitindo um conhecimento aprofundado do mesmo em um tempo menor. No entanto, deve-se salientar que os modelos matemáticos apresentam limitações devido a que as equações diferenciais apenas "imitam" à natureza, pelas próprias simplificações adotadas na resolução numérica e ao erro envolvido nessa resolução resultante da discretização de um fenômeno que conceitualmente é contínuo. Estas restrições, na maioria dos casos práticos, não representam uma limitação importante já que os desvios dos resultados em relação à solução exata são relativamente pequenos.

O objetivo deste trabalho é implementar um modelo de recarga natural que cumpra, de maneira mais satisfatória possível, os seguintes requisitos:

- apoio no conhecimento conceitual do processo de transferência de água para a

- zona saturada e dos mecanismos que regem o fluxo na zona não-saturada;
- realização de um balanço hídrico a fim de reduzir a chance de super ou subestimar a recarga natural;
 - que o modelo não seja sensível a parâmetros de difícil estimativa;
 - facilidade de uso e que não exija dados de campo de difícil medição;
 - que permita extrapolações considerando que nos estudos de reservas de água subterrâneas, às vezes, são necessárias estimativas a longo prazo. Neste sentido, são preferíveis os métodos que realizam predições usando informações facilmente monitoráveis como, por exemplo, precipitação.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Descrição do processo de recarga

Denomina-se recarga natural direta à quantidade de água que deslocando-se através da zona não saturada do solo sob os efeitos da capilaridade e da gravidade, atinge eventualmente o freático. O fluxo de água é fortemente influenciado pelo processo de evaporação e pelo efeito de sucção provocado pelas raízes. Esses dois processos ocorrem na camada do perfil vertical onde se desenvolvem as raízes que é denominada zona da água no solo (BEAR, VERRUIJT, 1987). Por baixo desta zona, estende-se uma zona denominada gravitacional na qual o movimento predominante é o descendente (figura 3.1). A água que alcança uma camada impermeável acumula-se preenchendo totalmente os poros do solo, constituindo a zona saturada, ficando limitada superiormente pela superfície freática. A superfície freática é uma superfície imaginária na qual a pressão é a atmosférica. Na realidade, a zona saturada se estende a uma certa distância acima da superfície freática, chamada orla capilar (ou zona capilar). A distribuição de água na zona radicular não é afetada pela posição do freático quando a zona saturada está suficientemente afastada da superfície do solo. As zonas saturada e de aeração constituem sistemas dinâmicos governados pela mesma equação.

De acordo com LERNER et al. (1990) os métodos de cálculo da recarga podem ser agrupados em:

- Métodos diretos (estimam a recarga a partir de medições realizadas por lisímetros);
- Técnicas de traçadores radioativos;
- Métodos empíricos;
- Métodos baseados no balanço de água no solo;
- Aproximações da lei de Darcy (resolvem a equação de fluxo no meio poroso).

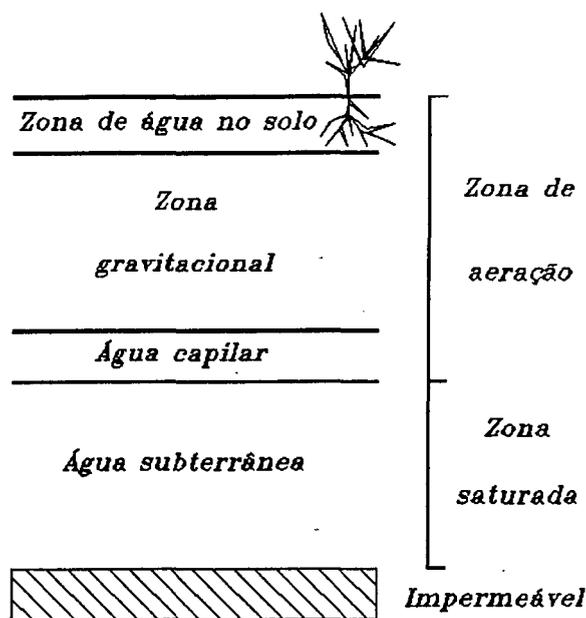


Figura 3.1: Representação esquemática do sistema solo-água-planta (Fonte: BEAR, VERRUJT, 1987).

3.2 Modelos de recarga natural

Considerando que as três primeiras formas de cálculo escapam aos objetivos desta pesquisa, a revisão bibliográfica foi orientada às duas últimas metodologias expostas.

3.2.1 Métodos baseados na equação de balanço

Os métodos baseados no balanço de água no solo estimam a recarga como o resíduo das outras entradas e saídas do sistema solo-planta. Este grupo de métodos parte do princípio que os outros fluxos podem ser mais facilmente medidos que a própria recarga. A equação de balanço de água no solo para um sistema fechado pode ser escrita como:

$$PRE - QS - ETR - QM = \Delta W \quad (1)$$

onde: PRE é a precipitação;

QS é o escoamento;

ETR é a evapotranspiração real;

QM é a recarga;

ΔW é a variação de armazenamento de água no solo.

O método convencional de cálculo de recarga (RUSHTON, WARD, 1979) está baseado nos estudos de PENMAN (1949) e GRINDLEY (1967). Estes autores não estavam na realidade interessados na recarga senão na determinação da evapotranspiração real e os déficits de água no solo. O passo de tempo nos cálculos é comumente diário, porém, seus resultados são mais precisos a nível sazonal. A precisão do método depende, em grande parte, da qualidade da estimativa da evapotranspiração real (RUSHTON, WARD, 1979). A evapotranspiração pode ser obtida por medições diretas de tanques de evaporação ou lisímetros, ou através de fórmulas empíricas que usam dados meteorológicos. Estas fórmulas estimam o valor da evapotranspiração potencial que, devido à falta de água livre na superfície, é freqüentemente maior que a evapotranspiração real. Para cálculos de recarga, LERNER et al. (1990) aconselham usar, se possível, as fórmulas de PENMAN (1949) ou PENMAN-MONTEITH (MONTEITH, 1965) para estimar a evapotranspiração potencial. A taxa na qual a evapotranspiração real e potencial diferem é função do tipo de solo, da vegetação e do conteúdo de água. PENMAN (1949) explica essa diferença em função de uma constante de raiz que é uma medida da quantidade de água disponível na zona radicular, expressa em precipitação equivalente.

A maior limitação da teoria clássica está na incapacidade de prever recarga natural quando existe déficit de água no solo, estando restrita simplesmente aos meses de inverno (RUSHTON, WARD, 1979). Os estudos de balanço mais recentes, utilizando medições de campo, mostram evidências que o método convencional subestima a recarga. KITCHING e BRIDGE (1974) demonstram que para um período de três anos, a recarga medida por lisímetros foi de até 175 % do valor estimado pelo método

convencional. Em zonas áridas ou semi-áridas, LERNER (1990) afirma que o método convencional tende também a subestimar os valores de recarga.

Diversas modificações do método convencional têm sido sugeridas: FOX e RUSHTON (1976), aconselham calcular a recarga como uma proporção da precipitação efetiva; KITCHING et al. (1977) propõem utilizar uma constante de raiz reduzida.

Os modelos baseados na equação de balanço utilizam diferentes métodos de separação de precipitação em precipitação efetiva, geralmente modelos simples de natureza empírica. Os outros modelos de balanço diferem do método convencional de Penman-Grindley na forma da relação entre evapotranspiração potencial e real.

RUSHTON e WARD (1979) analisaram diversos modelos empíricos de recarga natural a fim de determinar quais deles geram valores precisos. Baseados em dados de campo, os autores estimaram que, em certos solos, 15 % da precipitação efetiva é transportada pelo sistema de fendas do solo, constituindo recarga direta. O restante pode ser analisado pelo método convencional.

Outra suposição é que uma percentagem da precipitação total contribui diretamente para a recarga, refletindo o fato de que a evapotranspiração é bem menor durante a chuva. Seguramente essa hipótese está restrita à ocorrência de fortes precipitações, pelo que a recarga direta ocorre nos eventos que superam um certo valor de precipitação. Neste caso, a utilização de dados diários não reflete a intensidade da tormenta.

RUSHTON e WARD (1979) propõem considerar recarga direta uma certa percentagem da precipitação e o restante da chuva é analisado pelo método convencional. Os autores analisaram diferentes formas de subdivisão da precipitação considerando diferentes percentagens da precipitação total (ou a efetiva) como recarga direta e o volume restante foi analisado pelo método de Penman-Grindley.

Analisando os métodos através de medições de campo, os autores concluíram que:

- A recarga pode ocorrer ainda em períodos com déficits de água no solo.
- Não é possível concluir qual das aproximações empíricas é a melhor.
- Muitos trabalhos têm mostrado que um valor menor da constante de raiz permite

estimações de recarga mais perto da realidade e que, quanto maior a precipitação, mais reduzida deve ser a constante de raiz.

SKAGGS (1982) desenvolveu o modelo DRAINMOD, que executa o balanço para uma coluna unitária de solo que se estende desde a camada impermeável até a superfície. O modelo foi originalmente desenvolvido para simular a drenagem artificial do solo incorporando um termo adicional na equação (1) que considera o fluxo escoado através do sistema de drenos. A infiltração é quantificada usando a fórmula de Green-Ampt. A evapotranspiração potencial, calculada pelo método de THORNWAITE (1948), é distribuída durante o dia em forma uniforme durante 12 h e é considerada nula durante as horas de chuva. O modelo calcula evapotranspiração real em função da quantidade de água disponível no solo, incorporando uma fórmula empírica que permite o fluxo de água desde o freático para a zona não-saturada em função da distância da zona radicular até a superfície do freático nesse instante. O modelo foi ajustado a uma situação real dando bons resultados.

CALDER et al. (1983) testaram trinta e cinco modelos para o cálculo de disponibilidade de água no solo, correspondentes a cinco fórmulas de determinação de evapotranspiração potencial (*ETP*) e sete funções diferentes para a relação entre evapotranspiração real e potencial. As equações de cálculo da *ETP* baseiam-se na expressão de PENMAN (1949). As fórmulas utilizadas foram:

- *ETP* constante e igual ao valor médio anual;
- O valor médio climatológico de *ETP* incorporando uma função senoidal para considerar o efeito sazonal;
- PRIESTLEY TAYLOR (1972);
- PENMAN (1949);
- THOM-OLIVER (1977).

As diferentes constantes de raiz são mostradas na Figura (3.2), podendo ser agrupadas em dois tipos, segundo tenham parâmetros fixos ou otimizados a partir de observações.

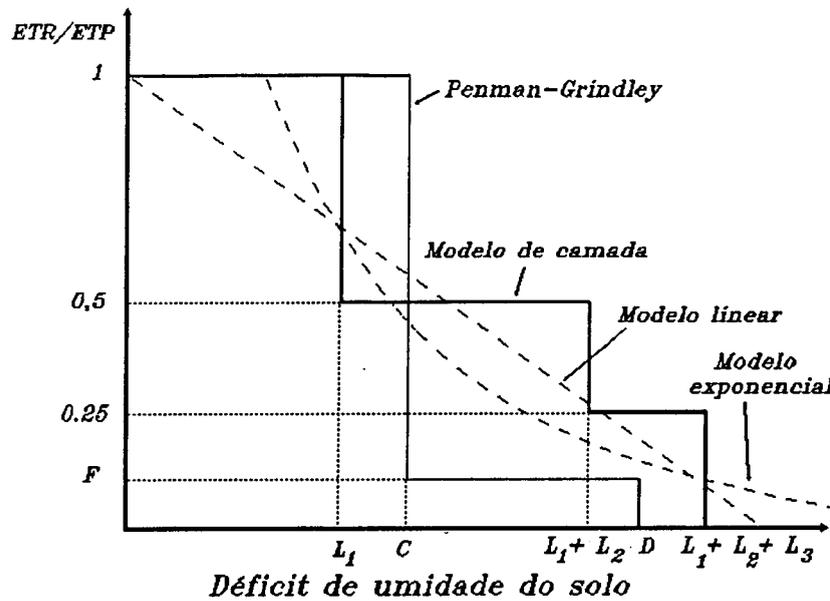


Figura 3.2: Formas das relações entre evapotranspiração real e potencial para diferentes modelos de balanço de água no solo. (Fonte: CALDER et al., 1983).

A constante de raiz de camada múltipla considera o perfil do solo sub-dividido em três reservatórios de diferente capacidade de armazenamento. O valor da evapotranspiração real (ETR) depende do conteúdo de água desses compartimentos:

- $ETR = ETP$ se os três reservatórios contêm água;
- $ETR = 0,5 ETP$, se somente o reservatório superior está vazio;
- $ETR = 0,25 ETP$, se somente o reservatório inferior tem água;
- $ETR = 0$, se os três reservatórios estão vazios;
- A precipitação ingressa pelo reservatório superior e a transferência de água para os reservatórios inferiores ocorre só quando o primeiro está cheio. Neste caso, $ETR = ETP$.

Nos modelos de camada otimizados, a capacidade de armazenamento de cada reservatório é ajustada em função de dados observados.

CALDER et al. (1983) aplicaram os modelos a cinco locais diferentes da Inglaterra e concluíram que:

- Os modelos que melhor se ajustaram aos dados observados foram os que permitiram

- otimização de parâmetros;
- Os modelos que incorporam a função reguladora de camada deram resultados mais precisos;
 - As equações de cálculo de *ETP* que incorporam dados climatológicos forneceram estimativas de maior qualidade;
 - As equações de Priestley-Taylor e Thom-Oliver produziram piores ajustes dos perfis de umidade;
 - A utilização da *ETP* média anual, considerando a correção por sazonalidade, produziu em alguns casos ajustes tão bons quanto os obtidos por fórmulas mais sofisticadas;
 - A utilização de funções não lineares na relação *ETR/ETP*, em lugar de lineares, não produziram melhoras significativas nos resultados. Por simplicidade conclui-se que é melhor usar funções lineares.

Segundo SHARMA (1986) a análise do processo chuva-recarga através dos métodos de balanço requer um estudo criterioso de fatores tais como ar preso, variações de pressão atmosférica ou a influência hidrológica da área que podem levar a conclusões equivocadas.

LERNER (1990) destaca as seguintes desvantagens nos métodos de balanço no cálculo da recarga natural:

- São modelos conceituais muito simples do processo de precipitação-recarga e podem não ser corretos em muitas situações;
- A essência destes modelos é a relação entre evapotranspiração potencial e real, fator de difícil determinação prática;
- As estimativas são para zonas com propriedades uniformes pelo qual em algumas situações têm valor pontual.
- A desvantagem principal é que a recarga resulta, normalmente, da diferença de valores grandes, sendo assim, os erros podem ser grandes no caso que a estimativa dos outros fluxos não seja precisa.

As vantagens dos modelos baseados na equação de balanço é que utilizam dados

facilmente disponíveis, são simples de aplicar e preservam a continuidade do sistema.

3.2.2 Métodos baseados em aproximações da lei de Darcy

As aproximações da lei de Darcy se fundamentam no fato de que o movimento da água no meio poroso está governado pela lei de Darcy. Estes métodos determinam a recarga natural através da resolução numérica das equações de fluxo. A introdução da lei de Darcy na equação de continuidade de um fluido compressível resulta na equação generalizada de fluxo em um meio poroso:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\rho K(x,y,z,\varphi) \frac{\partial \bar{\omega}}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\rho K(x,y,z,\varphi) \frac{\partial \bar{\omega}}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\rho K(x,y,z,\varphi) \frac{\partial \bar{\omega}}{\partial z} \right] = \rho \frac{\partial \theta}{\partial t} + \theta \frac{\partial \rho}{\partial t} \quad (2)$$

onde: ρ é a massa específica do fluido;

t é o tempo;

θ é o conteúdo volumétrico de água;

K é a condutividade hidráulica;

z é a cota do ponto em relação ao plano de referência;

$\bar{\omega}$ é carga hidráulica expressa por:

$$\bar{\omega} = z + \varphi$$

sendo φ o potencial matricial (conhecida como sucção na zona não-saturada).

Os termos a direita representam a perda da água de um cubo elementar de solo devido às variações no conteúdo de água e às variações na massa específica do fluido.

Sob condições naturais, a água pode ser considerada um fluido incompressível, ou seja, $\rho = \text{cte}$, $\partial\rho/\partial t = 0$. No meio poroso saturado a condutividade hidráulica varia com a posição apenas em solos não homogêneos. No entanto, em fluxos não-saturados, K varia ainda em solos homogêneos devido ao efeito de variação da condutividade hidráulica com a tensão matricial.

Nestes métodos, a recarga natural pode ser estimada a partir de dados de variação dos níveis da superfície freática (resolvendo a equação de fluxo saturado bidimensional) ou através dos conteúdos de água no solo (KRISHNAMURTHI et al., 1977).

A utilização dos níveis do freático na estimativa da recarga requer uma avaliação precisa do efeito de bombeamento, da filtração devido à irrigação, da drenagem desde ou para aquíferos adjacentes e das variações da pressão barométrica na superfície freática.

A utilização de dados de umidade para estimar a recarga natural exige medições do conteúdo de água em função do tempo e do espaço.

Os modelos que utilizam níveis do freático para determinar a recarga introduzem um maior número de variáveis que controlam o processo, dificultando sua aplicação em estudos de longo prazo. No entanto, a utilização de modelos da zona não-saturada exigem apenas dados de precipitação desde que o modelo seja ajustado a dados observados. Tais fatores tornam, muitas vezes, preferível o uso de modelos que operam na zona não-saturada. Esta revisão limitar-se-á a essa classe de modelos.

Para fluxo transitório, não saturado, considerando solo homogêneo (K é apenas função de φ) e fluxo uni-dimensional na direção vertical, a equação (2) se transforma na equação de RICHARDS (1931):

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(K(\varphi) \frac{\partial \omega}{\partial z} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3)$$

Geralmente, a direção predominante do movimento do fluxo na zona não-saturada é na vertical, permitindo trabalhar com a equação unidimensional com um grau de precisão suficiente.

Sabendo que $\varpi = z + \varphi$, a equação (3) fica expressa em função de θ :

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[K(\varphi) \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z} + 1 \right) \right] = C(\varphi) \frac{\partial \varphi}{\partial t} \quad (4)$$

onde: $C(\varphi)$ é a capacidade específica de água,

$$C(\varphi) = (d\theta/d\varphi)$$

Definindo a difusividade hidráulica como:

$$D(\theta) = K(\theta) \frac{d\varphi}{d\theta} \quad (5)$$

Substituindo na equação (3), obtém-se a equação de RICHARDS (1931) em função de θ :

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} + K(\theta) \right] = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (6)$$

A equação de Richards não tem solução analítica. Têm sido propostas soluções analíticas (aproximadas ou para condições de contorno muito especiais) e soluções numéricas.

MOLZ e REMSON (1970) modificaram a equação de Richards adicionando o termo de extração radicular:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(K(\varphi) \frac{\partial \varpi}{\partial z} \right) + S(z,t) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (7)$$

onde $S(z,t)$ representa a extração radicular por unidade de tempo e de profundidade. A equação (7) também pode ser expressa em função de θ ou φ resultando:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[K(\varphi) \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z} + 1 \right) \right] + S(z,t) = C(\varphi) \frac{\partial \varphi}{\partial t} \quad (8)$$

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} + K(\theta) \right] + S(z,t) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (9)$$

A expressão utilizada para calcular o termo de extração radicular $S(z,t)$ dá origem a diferentes modelos de extração radicular.

KAFRI e ASHER (1978) propuseram um modelo para o cálculo de recarga que resolve a equação de fluxo utilizando a técnica de diferenças finitas. O modelo simula eventos chuvosos individuais considerando a distribuição de umidade, evapotranspiração e drenagem profunda como condições iniciais e de contorno. O modelo resolve a equação (9) dividindo o perfil de solo em três zonas principais: a zona de água no solo, onde tem influência a evapotranspiração; a zona de transição e a zona de recarga que corresponde à condição de contorno inferior do modelo. O fluxo que passa pelo limite inferior constitui a recarga e está controlado somente pela gravidade. A velocidade do fluxo na superfície depende da capacidade de infiltração instantânea, que é a condição de contorno superior do modelo.

Em relação à evapotranspiração, este modelo supõe que a taxa de extração das raízes por unidade de área e de tempo, $S(z,\theta,t)$ está dada por:

$$S(z,\theta,t) = f(\theta) R(z) \alpha(t)$$

onde: $f(\theta)$ depende das características hidráulicas do solo;

$R(z)$ é a função de densidade das raízes, depende da profundidade z ;

$\alpha(t)$ é a capacidade evaporativa da atmosfera e depende da hora do dia.

A integração de $S(z,\theta,t)$ sobre todo o perfil permite o cálculo da evapotranspiração real.

O modelo assume a distribuição de raízes proposta por GARDNER (1964): 60, 30 e 10 % para o primeiro, segundo e terceiro terço do perfil do solo respectivamente. A zona de transição (ou gravitacional) e a de recarga não têm raízes. Neste modelo, $f(\theta)$ varia como uma função salto unitário, sendo igual a 0 se o conteúdo de água é

menor que o ponto de murcha é igual a I , no caso contrário.

A intensidade da fonte, $\alpha(t)$, é considerada igual a zero durante as chuvas quando a umidade relativa é igual a 100% e na noite subsequente ao evento chuvoso. O parâmetro $\alpha(t)$ deve ser ajustado a partir de medições.

A grande limitação deste modelo é que foi desenvolvido para simular eventos chuvosos isolados, fazendo com que os cálculos dependam fortemente das condições iniciais do perfil do conteúdo de água. A simulação contínua tem custo elevado para mais de alguns dias já que os passos de tempo são muito pequenos produzindo um grande consumo de CPU (KAFRI, ASHER, 1978).

KRISHNAMURTHI et al. (1977) descrevem um modelo matemático para simular recarga natural que calcula a distribuição do conteúdo de água na zona gravitacional. Os autores supuseram que o conteúdo de água do solo varia linearmente com o potencial matricial e com a condutividade hidráulica, como mostrado nas figuras (3.3) e (3.4) e que ficam expressas por:

$$-pc/\rho g = \alpha (\phi - \theta) + pb/\rho g$$

$$K(\theta) = C_5 \theta - C_8$$

onde: θ é o conteúdo volumétrico de água;

θ_r é o conteúdo de água residual;

$K(\theta)$ é a condutividade hidráulica;

pc é a pressão capilar;

pb é a pressão de borbulhamento;

ϕ a porosidade;

α é um parâmetro de ajuste e;

C_5 e C_8 são coeficientes que caracterizam o solo.

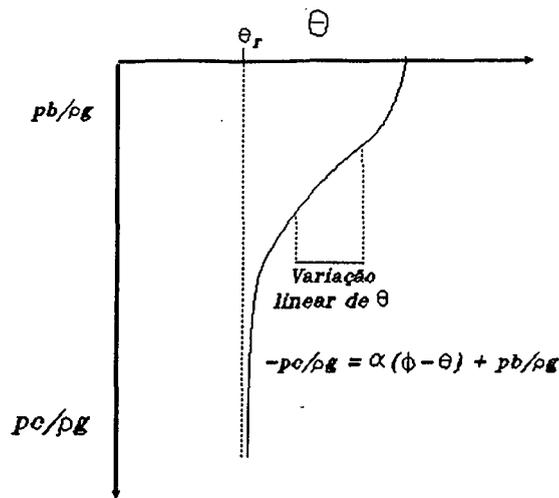


Figura 3.3: Curva de retenção de água no solo.

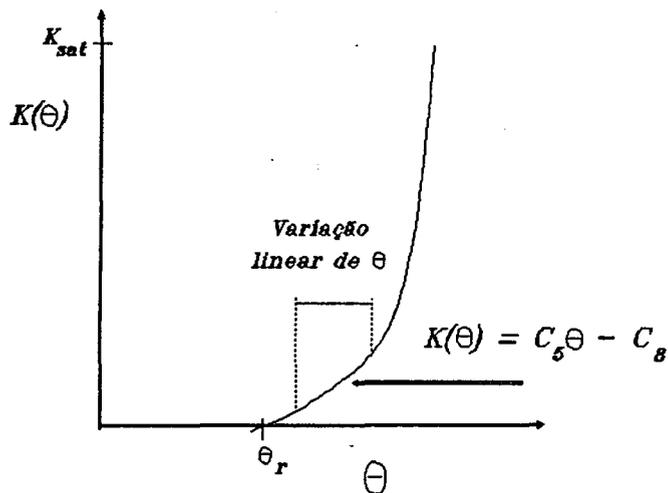


Figura 3.4: Curva característica de condutividade hidráulica.

Introduzindo as relações anteriores na equação de RICHARDS (1931), linearizando a expressão e desprezando o termo $(\partial\theta/\partial z)^2$ obtém-se:

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = C_1\theta \frac{\partial^2\theta}{\partial z^2} + C_2\theta \frac{\partial\theta}{\partial z} - C_3 \frac{\partial^2\theta}{\partial z^2} - C_{45} \frac{\partial\theta}{\partial z} - C_6\theta + C_7 \quad (10)$$

onde: $C_1 = -C_5 \alpha$;

$$C_2 = \frac{\partial C_1}{\partial z} ;$$

$$C_3 = - C_8 \alpha ;$$

$$C_{45} = \frac{\partial C_3}{\partial z} + C_5 ;$$

$$C_6 = \frac{\partial C_5}{\partial z} e ;$$

$$C_7 = \frac{\partial C_8}{\partial z}$$

A equação (10) é um modelo matemático que simula o fluxo descendente na zona gravitacional. Os coeficientes C_1 , C_2 , C_3 , C_{45} , C_6 e C_7 são constantes para um ponto na vertical, mas variam em função de z . Para estimar esses parâmetros, pode-se usar mínimos quadrados calculando $\partial\theta/\partial t$, $\partial\theta/\partial z$ e $\partial^2\theta/\partial z^2$ a partir dos dados do conteúdo de água medidos em um ponto da vertical.

Para calcular a recarga natural, KRISHNAMURTHI et al. (1977) definiram um volume de controle (Figura 3.5) de área unitária e profundidade igual à distância entre o limite inferior da zona de influência da evapotranspiração e o limite superior de ascensão capilar.

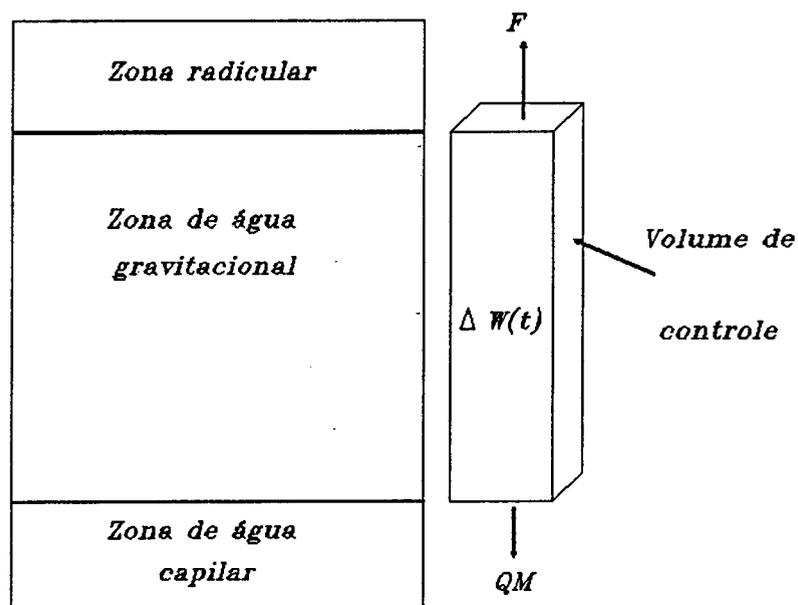


Figura 3.5: Definição do volume de controle.

A recarga pode ser quantificada como:

$$QM(t) = F(t) - \Delta W(t)$$

onde: $F(t)$ é o fluxo de água no topo do volume de controle,

$\Delta W(t)$ é a variação de armazenamento.

O valor de $F(t)$ é calculado pela lei de Darcy e $\Delta W(t)$ é obtido resolvendo a equação (10). A equação (10) é aproximada por diferenças finitas usando um esquema do tipo Crank-Nicholson. O modelo foi verificado com a solução analítica de PARLANGE (1971) com bons resultados. A vantagem deste modelo é a de poder ser utilizado em solos não homogêneos, já que seus parâmetros têm validade pontual.

A limitação mais importante do modelo é que o freático deve estar a uma profundidade suficiente para que não influencie na zona de água no solo. Outra restrição é que a estimação de parâmetros exige avaliações precisas das derivadas na equação (10) a partir do perfil do conteúdo de água observado, já que o modelo é especialmente sensível às derivadas segundas (MARCO, 1979).

Segundo SHARMA (1986), as maiores limitações dos modelos baseados na equação de Richards são a necessidade de dados mais específicos e a impossibilidade de descrever a variabilidade espacial dos parâmetros.

A principal vantagem dos métodos baseados na lei de Darcy é que tentam reproduzir o processo físico real. Às vezes, este fator não resulta relevante pela necessidade de simplificações para reduzir o esforço computacional. A desvantagem desta metodologia, além da maior demanda de CPU, está no requerimento de dados na fase de ajuste do modelo.

A revisão dos métodos matemáticos de cálculo de recarga mostra sérias restrições aos modelos de balanço, baseados na metodologia desenvolvida por Penman-Grindley na simulação do processo físico real. Tal motivo, torna preferível a utilização de

modelos que resolvem numericamente a equação de fluxo, baseados na aproximação de Darcy, para estimar a recarga natural. Neste tipo de modelos o esforço computacional é maior, mas suas características fortemente conceituais os fazem mais válidos como ferramenta de pesquisa. Os modelos de fluxo não saturado utilizam passos de tempo muito pequenos para a resolução da equação de Richards, razão pela qual a eficiência do esquema numérico é um fator importante na escolha da metodologia de cálculo. No entanto, estas restrições tendem a ser minimizadas como consequência da disponibilidade de computadores de alta velocidade de cálculo.

3.3 Propriedades hidráulicas dos meios porosos

A solução das equações (4), (6), (8) e (9) exige o conhecimento das variações de C , D e K com θ . Sendo as medições diretas de condutividade hidráulica difíceis de fazer, muitos pesquisadores têm usado modelos para calcular a condutividade hidráulica não saturada a partir da curva de retenção de água no solo.

A curva de retenção define a relação entre θ e φ , sendo uma determinação de laboratório de rotina, simples e não requer equipamento sofisticado. Os modelos de condutividade hidráulica estabelecem expressões matemáticas gerais que vinculam a condutividade hidráulica (K) com o conteúdo de água (θ) e/ou o potencial matricial (φ) para qualquer tipo de solo. Dado um modelo da curva de retenção de água, $\theta(\varphi)$, introduzindo esta relação em um modelo de condutividade hidráulica do tipo $K(\varphi, \theta)$, ter-se-á uma expressão do tipo $K=g(\varphi)$ ou $K=f(\theta)$ que permitirá resolver as equações (4) e (8) ou (6) e (9) respectivamente.

As relações entre difusividade com conteúdo de água ou tensão de sucção podem ser facilmente obtidas a partir dos modelos de condutividade hidráulica através da utilização da relação (5).

3.3.1 Modelação da curva de retenção

A partir de dados experimentais, BROOKS e COREY (1964) encontraram a seguinte expressão:

$$S_e = \begin{cases} (pb/pc)^\lambda & \text{para } pc \leq pb \\ 1 & \text{para } pc > pb \end{cases} \quad (11)$$

onde: pb é um parâmetro conhecido como pressão de borbulhamento (ou tensão de entrada de ar) e indica a aparição de gás quando o solo está drenando;

λ é um parâmetro que representa a estrutura do meio e é chamado índice de distribuição de tamanho de poros. Para solos coesivos λ tende a diminuir;

S_e é a saturação efetiva definida como:

$$S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r}$$

sendo: S a saturação, $S = \theta/\phi$, onde ϕ é a porosidade efetiva; e

S_r a saturação residual

A saturação residual representa o conteúdo de água que não pode ser removido sob condições normais em um solo. Este valor é assintótico a medida que diminui o potencial matricial. Para $S < S_r$ a fase úmida é descontínua e o fluxo cessa.

BROOKS e COREY (1966) advertem que este modelo se aplica a solos que apresentem a curva $\theta(\varphi)$ com forma de S típica. MUALEM (1978a) afirma que esta função não pode reproduzir a totalidade da forma da curva $\theta(\varphi)$ e seu uso está restrito.

Van GENUCHTEN (1980) adota a seguinte função para expressar a relação $\theta(\varphi)$:

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_{sat} - \theta_r}{[1 + (\alpha\varphi)^a]^b} \quad (12)$$

onde: θ_{sat} é o conteúdo de água na saturação natural;

θ_r é o conteúdo de água residual e;

α , a e b são parâmetros desconhecidos (φ é positivo nesta equação). Uma expressão similar, com $b = 0$, foi utilizada por AHUJA e SWARTZENDRUBER (1972).

MILLY (1987) expressa a fórmula de BROOKS e COREY (1964) na forma:

$$\theta = \begin{cases} \phi (\varphi_b/\varphi)^\lambda & \varphi \leq \varphi_b \\ \phi & \varphi > \varphi_b \end{cases} \quad (13)$$

sendo φ_b a tensão de entrada de ar correspondente à tensão pb .

A fórmula (13) se diferencia da fórmula original de Brooks-Corey em que estes autores utilizam a saturação efetiva. Segundo MILLY (1987), a expressão (11) de Brooks-Corey melhora o ajuste aos dados observados quando o intervalo de variação de φ é limitado, no entanto não satisfaz que $\theta \rightarrow 0$ quando $\varphi \rightarrow \infty$, dando ajustes ruins para baixos valores de θ . Por outra parte, para solos com tensão de entrada de ar não bem definida, os pontos não caem numa reta fazendo difícil o ajuste gráfico sugerido por BROOKS e COREY (1964).

MILLY (1987) assinala os seguintes problemas no ajuste de dados experimentais à fórmula (13):

- Os métodos de ajuste tipo log-log dão peso maior às menores tensões, o que introduz tendenciosidade no ajuste. O autor demonstra que quando todos os valores de φ medidos são maiores que φ_b os métodos log-log são apropriados. No caso contrário, o conjunto de parâmetros determinado não satisfaz o critério de minimizar a soma dos quadrados dos desvios dos logaritmos e, o parâmetro φ_b ajustado, pode gerar valores de conteúdo volumétrico de água maiores que a porosidade. Aconselha o autor utilizar métodos quadráticos de ajuste para evitar estas distorções.

- Tanto nos procedimentos de ajuste tipo log-log como nos métodos diretos de mínimos quadrados, o autor referenciado anteriormente observou que podem aparecer mínimos locais que produzem valores ótimos dos parâmetros diferentes dependendo do ponto de partida do ajuste.
- O autor analisou os mínimos globais de cada ajuste e observou que os valores de ϕ_b ajustados dependem do valor das sucções aos quais foram medidos os conteúdos volumétricos de água. Portanto, esse parâmetro supostamente característico de cada tipo de solo, é influenciado pelas posições dos pontos de medição.

Devido a estas dificuldades, MILLY (1987) aconselha evitar utilizar, quando for possível, o método de BROOKS e COREY (1964), e recomenda o uso do método de Van GENUCHTEN (1980).

3.3.2 Modelos de condutividade hidráulica não saturada

AVERJANOV (1950), a partir de curvas $K(\theta)$ obtidas de medições, propôs calcular a condutividade hidráulica relativa como uma potência da saturação efetiva.

$$K_r = \frac{K(\theta)}{K_{sat}} = S_e^\alpha \quad (14)$$

onde: K_r é a condutividade hidráulica relativa;

$K(\theta)$ é a condutividade hidráulica ao conteúdo de água θ ;

K_{sat} é a condutividade hidráulica saturada.

O autor sugeriu utilizar $\alpha = 3,5$ que, segundo BROOKS e COREY (1964) é o valor que fornece o melhor ajuste com os dados observados na maioria dos solos.

CHILDS e COLLIS GEORGE (1950) (referência em CHILDS, 1969) analisaram uma coluna de solo de seção transversal unitária e sugeriram calcular a condutividade hidráulica a partir da curva de retenção do solo usando a seguinte equação:

$$K_r(\theta_l) = S_e^\beta \sum_{i=1}^l \frac{[2(l-i)+1]}{\varphi_i^2} / \sum_{i=1}^n \frac{[2(n-i)+1]}{\varphi_i^2} \quad (15)$$

onde: n é o número total de intervalos em que é definido o domínio de θ ;

l é o número de intervalos até o valor prescrito de θ ;

β é um coeficiente empírico.

CHILDS e COLLIS-GEORGE (1950) sugeriram usar $\beta = 0$, KUNZE et al. (1968) $\beta = 4/3$ e MILLINGTON e QUIRK (1961) $\beta = 1$. BRUCE (1972) afirma que este último valor apresenta um melhor ajuste com os dados observados que os outros valores de β .

Para solos isotrópicos e não coesivos podem-se fazer algumas suposições. BURDINE (1953), utilizando a equação de Navier-Stokes para fluxo unidimensional em um conduto de seção transversal irregular, a lei capilar e, fazendo simplificações a partir de observações experimentais, obteve a seguinte expressão:

$$K_r(S) = \left(\frac{S-S_r}{I-S_r} \right)^2 \frac{\int_0^S \frac{dS}{pc^2}}{\int_0^1 \frac{dS}{pc^2}} \quad (16)$$

$$\text{onde: } K_r = \frac{K(S)}{K_{sat}}$$

$K(S)$ é a condutividade hidráulica à saturação S .

GARDNER (1958), a partir de dados experimentais sugeriu:

$$K_r = e^{\gamma\varphi} \quad (17)$$

onde γ é uma constante empírica. O mesmo autor afirma que uma expressão mais geral de condutividade hidráulica é:

$$K = \frac{a}{|\varphi|^n + b} \quad (18)$$

onde: a , b e n são constantes. Para solos de textura mais grossa, o valor de n aumenta. Geralmente, $2 \leq n \leq 3$.

Usando a equação (11), BROOKS e COREY (1964) integraram a equação (16) e obtiveram:

$$K_r = S_e^{2/\lambda+3} \quad (19)$$

Ou em função da pressão capilar:

$$K_r(pc) = \begin{cases} (pb/pc)^{2+3\lambda} & \text{para } pc \leq pb \\ 1 & \text{para } pc > pb \end{cases}$$

BROOKS e COREY (1966) estabeleceram a equação (19) utilizando valores medidos de φ no intervalo 0, -200 cm. Segundo MUALEM (1978), nos problemas de irrigação, evaporação e extração de água pelas raízes, a parte inferior da curva de retenção (até 15 bares) pode ter importância significativa em solos limosos e/ou pesados. Esse autor propõe uma metodologia para extrapolar a curva de retenção quando não se mediram valores do conteúdo de água até 15 bares.

Mc CUEN et al. (1981) fizeram uma análise estatística dos parâmetros da equação (19) para diferentes texturas de solo. Esses autores analisaram 1085 solos e concluíram que os parâmetros da equação de BROOKS e COREY (1964) apresentam variações significativas para as diferentes classes texturais. Porém os valores médios de cada classe mostraram pequeno desvio padrão. Os valores médios de $\ln pb$, $\ln \sqrt{\lambda}$, $\ln \theta_r$ e ϕ para cada classe textural obtidos podem ser utilizados com estimativa preliminar.

MUALEM (1976) utilizando uma função de distribuição de poros, considerando a correlação entre poros de diferentes raios e a tortuosidade do fluxo, obteve um novo modelo para o cálculo da condutividade hidráulica:

$$K_r(\theta) = S_e^n \left[\frac{\int_0^\theta d\theta/\varphi}{\int_0^{\theta_{sat}} d\theta/\varphi} \right]^2 \quad (20)$$

Esta expressão é muito similar à obtida por BURDINE (1953). A diferença está no expoente n que depende da correlação entre poros e da tortuosidade do meio. A vantagem deste modelo é que foi desenvolvido levando em consideração o efeito dos poros maiores.

MUALEM (1976) comparou os valores de condutividade hidráulica preditas pelas fórmulas de AVERJANOV (1950), WYLLIE e GARDNER (1958), CHILDS e COLLIS-GEORGE (1950) modificada por MILLINGTON e QUIRK (1961) e a fórmula (20) com valores medidos de condutividade hidráulica para 45 solos e concluiu que a expressão (20) é mais segura que os modelos existentes e melhora as predições de condutividade hidráulica. O parâmetro n da equação (20) variou entre $-0,1$ e $0,8$ com um valor médio de $0,5$. O modelo de AVERJANOV (1950) produziu os piores resultados especialmente para solos com textura fina.

MUALEM (1976) introduziu a equação (11) de Brooks-Corey na equação (20) e obteve:

$$K_r(S_e) = S_e^{n+2+2/\lambda} \quad (21)$$

$$K_r(pc) = \begin{cases} (pb/pc)^{2+\lambda(2+n)} & \text{para } pc \leq pb \\ 1 & \text{para } pc > pb \end{cases}$$

MUALEM e DAGAN (1978) demonstram que os modelos de CHILDS e COLLIS-GEORGE (1950), WYLLIE e GARDNER (1958) e MUALEM (1976) podem ser deduzidos a partir de uma análise probabilística usando os mesmos princípios básicos e denominam estes modelos de *estatísticos*.

RUSSO (1988) afirma que na equação (20), n deve ser considerado um parâmetro desconhecido e não uma constante como no modelo de BROOKS e COREY (1964). Analisando

dois solos diferentes, RUSSO (1988) demonstra que o ajuste é em grande parte melhorado quando n é considerado um parâmetro desconhecido.

MUALEM (1978), a partir de uma análise estatística de 50 solos, sugeriu a seguinte expressão:

$$K_r = S_e^{0,015} \eta^{+3,0} \quad (22)$$

$$\text{onde: } \eta = \int_{\varphi=-\infty}^{\varphi=0} \gamma_w \varphi \, d\theta$$

sendo γ_w o peso específico da água.

η representa o trabalho necessário para drenar um volume unitário do solo que está completamente saturado. O autor ainda propõe usar o valor de φ igual a 15 bares como extremo inferior da integral.

Introduzindo a equação (12) na equação (20) com $n = 1/2$ e, fazendo transformações, Van GENUCHTEN (1980) obteve:

$$K_r(\varphi) = \frac{[1 - (\alpha\varphi)^{a-1} [1 + (\alpha\varphi)^a]^{-b}]^2}{[1 + (\alpha\varphi)^a]^{b/2}} ; \quad b = 1 - 1/a \quad (23)$$

Substituindo a equação (12) na expressão (16) de BURDINE (1953), deriva-se outro modelo de condutividade hidráulica. Segundo Van GENUCHTEN (1980), as expressões de condutividade hidráulica baseadas nas equações de BURDINE (1953) apresentam pior ajuste com dados experimentais. Consequentemente, a equação (23) é a mais apropriada.

Na figura (3.6) mostram-se as diferenças entre este modelo e o de BROOKS e COREY (1964). Pode-se observar que as maiores discrepâncias ocorrem perto da saturação. Na curva de retenção, o modelo de Van GENUCHTEN (1980) tende a θ_{sat} em forma assintótica. Já com relação à condutividade hidráulica, os desvios mais importantes se produzem perto da pressão de borbulhamento. As curvas de difusividade mostram que

os maiores desvios ocorrem para valores do conteúdo de água médios e altos.

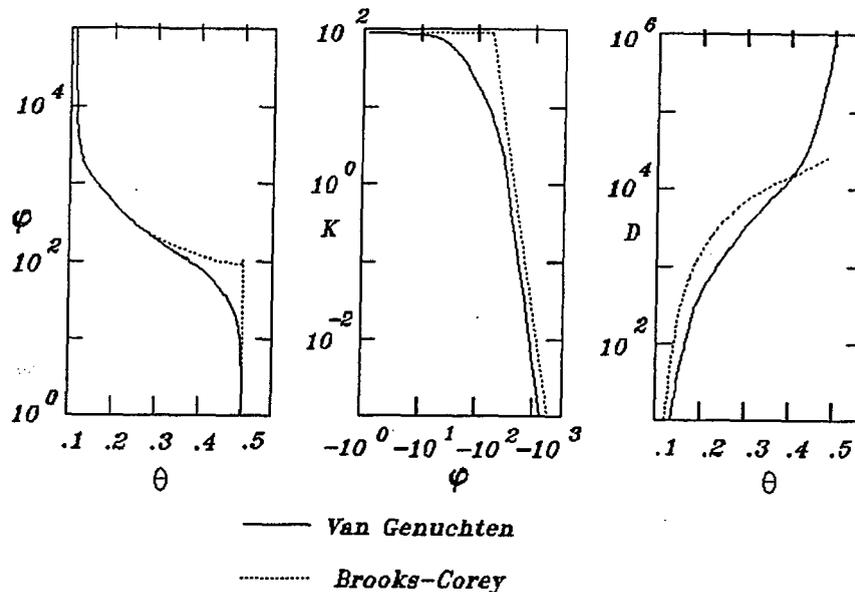


Figura 3.6: Comparação do modelo de Van Genuchten com o de Brooks-Corey (Fonte: Van Genuchten, 1980).

STEPHENS e REHFELDT (1985) fizeram uma análise de sensibilidade dos parâmetros da equação de Van GENUCHTEN (1980) e testaram a qualidade do ajuste a dados de campo correspondentes a um solo arenoso fino. As conclusões são:

- A aproximação de Van Genuchten é versátil, simples e suficientemente precisa para propósitos práticos;
- A qualidade do método depende de uma estimativa física razoável de θ_r e θ_{sat} e um número de medições suficientes que permitam uma boa definição da relação $\theta(\varphi)$;
- No caso de solos arenosos, pode-se obter uma melhor aproximação da curva $K(\varphi)$ usando o valor de θ_r obtido de medições de laboratório para uma sucção bem menor que as registrada sob condições naturais;
- Um ajuste visual da curva $\theta(\varphi)$ não garante a precisão da curva $K(\varphi)$ para todo o intervalo de valores;
- É recomendável algumas medições de campo da relação $K(\varphi)$ a fim de dar suporte às predições do modelo, principalmente sob condições de baixo conteúdo de

água.

HOPMANS e OVERMARS (1986) mostram que os parâmetros α e a da equação de Van GENUCHTEN (1980) permitem uma grande flexibilidade nas formas das relações $\theta(\varphi)$ e $K(\varphi)$. Estes autores estabeleceram correlações múltiplas da condutividade hidráulica saturada (K_{sat}) com θ_{sat} , α e a .

SAKELLARIOU-MAKRANTONAKI et al. (1987) analisaram a sensibilidade do parâmetro α e concluíram que o modelo de Van GENUCHTEN (1980) é razoavelmente preciso na estimativa da relação $K(\varphi)$ e que o valor do parâmetro α pode ser usado como indicativo da presença de histerese na relação $\theta(\varphi)$.

RUSSO (1988) modificou o modelo de Van Genuchten utilizando a equação de permeabilidade hidráulica de MUALEM (1976) com a diferença que, na formulação original, Van GENUCHTEN (1980) adota $n = 1/2$ na equação (20), no entanto para RUSSO (1988) n é mais um parâmetro.

$$K_r(\varphi) = \frac{\{1 - (\alpha\varphi)^{a-1} [1 + (\alpha\varphi)^a]^{-b}\}^2}{[1 + (\alpha\varphi)^a]^{b-n}} \quad (24)$$

RUSSO (1988) também introduziu a expressão (17) de GARDNER (1958) na equação (20) e mediante transformações obteve:

$$S_e = [e^{-0,5\gamma|\varphi|} (1 + 0,5 \gamma |\varphi|)]^{2/(n+2)} \quad (25)$$

Esta equação pode ser ajustada à curva de retenção do solo e sua vantagem é que possui um parâmetro menos que as equações de BROOKS e COREY (1964) e de Van GENUCHTEN (1980). O autor analisou estes dois modelos e a expressão (25) e concluiu que o ajuste é melhorado quando se utiliza n como parâmetro e não como constante ($n = 1/2$). O autor ainda analisou dois solos de características diferentes e os três modelos mostraram bom ajuste, mas o modelo de Van GENUCHTEN (1980) (equação 24) foi mais preciso e consistente.

A partir desta revisão, pode-se concluir que quando não se conhece a relação $K(\phi)$ de medições de campo, é recomendável a utilização do modelo de Van GENUCHTEN (1980). Este modelo não apresenta as limitações da fórmula de BROOKS-COREY (1964) assinaladas por MILLY (1987) e sua utilização encontra-se sustentada por verificações experimentais para diferentes tipos de solo. Outra vantagem da fórmula de Van GENUCHTEN (1980) em relação a expressão de BROOKS-COREY (1964) reside no fato de que se trata de uma função contínua, o que implica maior facilidade de programação para seu uso em modelos matemáticos.

3.4 Modelos de fluxo não saturado

3.4.1 Soluções da equação de Richards

Este ítem tem por objetivo a revisão dos principais modelos de fluxo não saturado, originalmente concebidos para estudos do processo de infiltração ou da disponibilidade de água na zona de aeração para fins agronômicos. Ainda que a finalidade deste trabalho não vise a quantificação desses processos, esta revisão é importante na medida que o valor da recarga natural encontra-se diretamente influenciado pelos fenômenos físicos e biológicos que se desenvolvem na zona não saturada do solo.

As experiências obtidas a partir da aplicação destes modelos a situações reais, auxiliam na escolha do melhor método de solução numérica sob o ponto de vista da precisão e eficiência. Por outro lado, alguns modelos de disponibilidade hídrica podem ser facilmente adaptados para o cálculo da recarga natural.

HANKS e BOWERS (1962) desenvolveram uma solução numérica da equação (4) em diferenças finitas aplicando o método da Crank-Nicholson na discretização das derivadas. A solução numérica assume uma relação única entre ϕ e θ . A condutividade hidráulica K é calculada em função do conteúdo de água no início do intervalo de tempo. A capacidade específica de água é quantificada a partir do conteúdo de água

estimado no final do intervalo de tempo usando os valores de θ nos intervalos de tempo anteriores. Os autores (1962) calibraram este modelo para os problemas de infiltração em solos francos e argilosos.

FREEZE (1969) apresentou uma solução unidimensional em diferenças finitas que resolvia a equação de movimento tanto na zona saturada como na não saturada. A maioria dos modelos fornece soluções apenas da zona não saturada utilizando uma condição de contorno inferior de tipo estática. As flutuações de nível freático supõem uma condição de contorno dinâmica, portanto é preferível uma simulação conjunta dos dois sistemas.

A solução deste modelo é do tipo $\varphi(z,t)$, os valores de φ são positivos por baixo do lençol freático e negativos por cima. O modelo prediz as variações de tensão para uma coluna de solo que vá desde a superfície do solo até o nível da base do aquífero ou até um ponto do sistema subterrâneo.

O modelo pode simular histereses, mas se deve fornecer as curvas $K(\varphi)$, $C(\varphi)$, $\theta(\varphi)$ e as curvas de umedecimento e dessecação principal assim como as principais curvas intermediárias (scanning curves).

HANKS et al. (1969) apresentam um método numérico para estimar evaporação, redistribuição, infiltração e drenagem de um solo a partir da resolução da equação (6). O esquema numérico é similar ao de HANKS e BOWERS (1962) mas inclui histereses na relação $\varphi(\theta)$. O fluxo potencial na superfície em função do tempo é uma informação de entrada ao modelo. O modelo estima o fluxo real na superfície usando o gradiente de pressão de sucção entre o nó da superfície e o primeiro nó entre t e $t+\Delta t$. A tensão na superfície pode variar entre limites (geralmente saturação e ponto de murcha), e o fluxo pode ser positivo (infiltração) ou negativo (evaporação). Como não se conhece φ_0^{t+1} e φ_1^{t+1} no tempo t , a solução é iterativa: o perfil do conteúdo de água é recalculado até que a diferença entre o fluxo superficial obtido de duas iterações sucessivas seja menor que um erro prescrito.

GIESEL et al. (1973) descrevem um modelo que resolve a equação (4) utilizando o método de diferenças finitas. O esquema é centrado e a solução do sistema de equações

é feito pelo método iterativo de Jacobi. O modelo pode analisar histerese. Os autores aplicaram esta solução a um problema de infiltração com bons resultados.

BRUCH e ZYVOLOSKI (1974) resolveram a equação de fluxo vertical (6) aplicando elementos finitos através da aproximação de Galerkin. Os autores utilizaram elementos triangulares e retangulares com funções forma lineares no espaço e no tempo. As relações $K(\theta)$ e $\varphi(\theta)$ foram aproximadas mediante funções polinomiais.

KLUTE e HEERMANN (1974) propõem uma solução da equação de Richards utilizando um esquema em diferenças finitas, com histereses na relação $C(\varphi)$ e com condição de contorno superior de tipo periódica. Os autores analisaram duas condições de contorno inferiores para um solo arenoso: Uma, solo inicialmente seco com profundidade infinita; a outra, um solo com lençol freático a 300 cm.

HAVERKAMP et al. (1977) testaram 6 diferentes formas de discretização da equação (4) para o problema da infiltração em uma coluna de areia em laboratório. Os métodos foram avaliados sob o ponto de vista do tempo de execução, precisão e facilidade de programação. Os autores concluíram que:

- Todos os modelos dão bons ajustes aos perfis do conteúdo de água observados na coluna de areia;
- Os modelos explícitos consomem 5 a 10 vezes mais tempo de CPU que os modelos implícitos;
- Os resultados obtidos com modelos que usam a transformação integral de Kirchoff não produziram melhores resultados que os obtidos com modelos implícitos;
- Os modelos implícitos com avaliação implícita ou explícita da condutividade hidráulica e da capacidade específica de água se adaptam melhor a diferentes condições de contorno tanto na zona saturada como na não saturada.

A fim de testar a validade dos modelos implícitos para condições de contorno e tipo de solos diferentes, os autores compararam os resultados obtidos dos modelos implícitos com a solução quase-analítica de Philip, no processo de infiltração em argila, obtendo resultados de boa qualidade.

CUSHMAN e KIRKHAM (1978) estudaram o escoamento vertical e horizontal, saturado e não saturado, de um meio poroso homogêneo e isotrópico. Estes autores resolveram as equações (4) e (6) utilizando o método de Galerkin com elementos triangulares, lineares, com $D(\theta)$ e $C(\theta)$ constantes em cada elemento.

DANE e MATHIS (1981) resolveram a equação de movimento de água no solo numericamente usando um esquema em diferenças finitas. Os autores reformularam a equação (4) como um sistema de equações diferenciais de primeira ordem com as incógnitas $\varphi(z,t)$ e $q(z,t)$.

HAVERKAMP e VAUCLIN (1981) compararam três modelos em diferenças finitas, baseados em diferentes formas da expressão (4), com a solução quase-analítica de Philip e com resultados experimentais de dois tipos de solo. As condições de contorno superiores dos ensaios são de fluxo constante (Dirichlet) e de carga constante (Neumann). As formas da equação de fluxo testadas são:

- A forma (4) da equação de Richards, que HAVERKAMP e VAUCLIN (1981) denominam equação de Richards local;
- A forma decomposta, que consiste em desenvolver explicitamente na equação (4) os termos difusivos e convectivos;
- Introdução da transformação integral de Kirchoff na equação (4).

Os três métodos são resolvidos usando o método implícito com linearização explícita, que a critério dos autores é a que melhor se adapta à resolução da equação (4). Os autores concluíram que:

- O uso do modelo baseado na decomposição da equação de Richards não deve ser utilizado pois é fortemente influenciado por erros de arredondamentos, e seu intervalo de aplicação é muito limitado;
- O modelo baseado na transformação integral de Kirchoff leva a resultados mais precisos que o modelo na forma local. Este último modelo é um pouco mais sensível na geração de erros de arredondamentos, porém o primeiro modelo consome mais tempo de processamento.

Os mesmos autores recomendam usar o modelo baseado na transformação integral de

Kirchoff quando sejam necessários resultados precisos. No entanto, para a predição de eventos chuvosos, deve-se utilizar o modelo baseado no balanço local já que o tempo de CPU requerido é a metade que ao do modelo de Kirchoff.

BELMANS et al. (1983) apresentaram o modelo SWATRE (Soil Water and Actual Transpiration Rate). Este modelo resolve a equação (8) utilizando um esquema implícito que aplica a linearização proposta por HAVERKAMP et al. (1977). A condição de contorno superior corresponde ao valor de precipitação ou evaporação potencial em 24 h. Para solo não saturado, as condições de contorno inferiores podem ser de três tipos: pressão nula, fluxo nulo e drenagem livre. Quando a parte inferior do sistema está saturada, deve-se fornecer como dado de entrada, o nível subterrâneo ou o fluxo na base do sistema. Este modelo é de ampla utilização na Europa.

WORKMANN e SKAGGS (1989) compararam os resultados deste modelo com os de modelo DRAINMOD (SKAGGS, 1982) para uma região de Carolina do Norte. Os resultados do modelo DRAINMOD foram levemente superiores. No entanto, os autores concluem que a falta de dados afetou a qualidade do ajuste em ambos os modelos e que no caso de não existir esta restrição, o modelo SWATRE fornece uma simulação mais precisa do fluxo de água no solo.

RAPER e SHARMA (1989) aplicaram o modelo SWATRE para predição da recarga natural em um aquífero arenoso supondo que a recarga subterrânea estava dada pelo fluxo que atravessava por baixo da zona radicular. A condutividade hidráulica foi estimada usando a equação de Brooks-Corey. Os autores apresentam uma análise de sensibilidade do parâmetro λ da equação (11) mostrando que para um solo arenoso, de baixa capacidade de armazenamento, a forma da curva de condutividade hidráulica tem efeito pequeno sobre a recarga natural.

O modelo SHE (Système Hydrologique Européen) (ABBOTT et al., 1982), é um modelo matemático capaz de simular os diferentes componentes do ciclo hidrológico incluindo o fluxo não saturado. O modelo SHE resolve a equação (8) para uma coluna de solo cuja condição de contorno superior é fornecida pelos modelos de interceptação, evaporação e escoamento superficial; a condição de contorno inferior é calculada pelo próprio

modelo não saturado, conjuntamente com o modelo de escoamento subterrâneo. Os cálculos na zona não saturada se estendem por baixo do lençol freático e, na base dessa coluna, o valor da pressão de poros φ é determinada pelo modelo de zona saturada e introduzido como condição de contorno. Este valor de φ é transformado em conteúdo de água por interpolação na curva φ - θ . O modelo SHE utiliza uma formulação baseada em φ porque é a formulação que mais se adapta para descrever a influência de diferentes tipos de solos (anisotropia) já que φ é contínua na interface. As condutividades hidráulicas são representadas no programa pela fórmula empírica de AVERJANOV (1950).

SMITH (1983) apresentou soluções da equação de movimento de água no solo utilizando características cinemáticas e estudou a evolução da frente de onda como resultado de um pulso e de um salto de vazão.

3.4.2 Modelos de extração radicular

Para um correto balanço da zona não saturada é necessário considerar a remoção de água por parte das raízes, expressa pela taxa de extração radicular S na equação (7). Neste ítem analisam-se as principais fórmulas que permitem quantificar este termo.

Segundo MOLZ e REMSON (1970) e HILLEL (1976) existem duas formas alternativas de estimar o termo de extração radicular:

- A aproximação de escala microscópica (por ex. GARDNER, 1960) que analisa o fluxo radial da água em direção às raízes individuais. As raízes individuais podem ser assimiladas a tubos estreitos regularmente espaçados no solo e;
- a aproximação macroscópica (por ex. MOLZ e REMSON, 1970; NIMAH e HANKS, 1973) que considera o sistema radicular como uma fonte de intensidade não necessariamente constante atuando ao longo da profundidade radicular. O fluxo para raízes individuais é ignorado e a totalidade do sistema radicular extrai água da zona radicular a uma certa taxa S . Esta taxa depende da posição, do

conteúdo de água e do tempo e é incorporada na equação de movimento de água no solo.

A desvantagem dos estudos microscópicos é a determinação das condições de contorno (MOLZ e REMSON, 1970). Os métodos microscópicos consideram o fluxo de uma raiz típica, já que é muito difícil e complexo simular as variações geométricas da totalidade do sistema. Os resultados são logo multiplicados pela densidade radicular média a fim de generalizar a resposta a todo o sistema radicular.

Um dos primeiros estudos quantitativos da extração de água pelas raízes foi o de GARDNER (1960), que considera a raiz como um cilindro com propriedades absorptivas uniformes e supõe que a taxa de absorção de água pela raiz é proporcional à diferença entre a energia livre do sistema radicular e a do solo. O modelo despreza efeitos osmóticos.

$$S(z,t) = B K L (\bar{\omega}_r - \bar{\omega} - z) \quad (26)$$

sendo: z a profundidade por baixo da superfície;

$\bar{\omega}_r$ o potencial de água nas raízes;

L o comprimento das raízes por unidade de volume de solo;

B uma constante empírica.

MOLZ e REMSON (1970) propõem distribuir a demanda de transpiração na zona radicular em função do produto entre a difusividade $D(\theta)$, e a densidade efetiva de raiz $R(z)$:

$$S(z,t) = \frac{T R(z) D(\theta)}{\int_0^{PR} R(z) D(\theta) dz} \quad (27)$$

$$\text{sendo } \int_0^{PR} S(z,\theta) dz = T$$

MOLZ e REMSON (1970) aplicaram este modelo à equação (9) utilizando o esquema proposto por DOUGLAS e JONES (1973) com resultados aceitáveis.

NIMAH e HANKS (1973) definem o termo de extração radicular como:

$$S(z,t) = \frac{[\bar{\omega}_p + (RRES \ z) - \omega_o(z,t)] \text{RDF}(z) \text{K}(\theta)}{\Delta x \ \Delta z} \quad (28)$$

sendo $\bar{\omega}_p$ o potencial efetivo da raiz na superfície do solo;

$RRES$ o termo de resistência da raiz, $RRES = 1 + Rc$ onde Rc é o coeficiente de escoamento do sistema radicular, aproximadamente igual a 0,5 e corresponde ao coeficiente de perda de carga para fluxo longitudinal no xilema da raiz;

$\omega_o(z,t)$ o potencial de sais (ou potencial osmótico);

$\text{RDF}(z)$ a proporção de raízes ativas à profundidade z

No modelo de NIMAH e HANKS (1973) as equações (28) e (8) são aproximadas numericamente por um esquema em diferenças finitas, similar ao de HANKS e BOWER (1962). O valor de $\bar{\omega}_p$ varia entre 0 para solo saturado e $\bar{\omega}_p = \bar{\omega}_{pm}$, que corresponde ao ponto de murchamento permanente, quando o solo está totalmente seco. O modelo estima o valor de $\bar{\omega}_p$ a cada passo de tempo em forma iterativa de maneira que, o somatório de $S(z,t)$ ao longo da profundidade radicular seja menor ou igual à transpiração potencial. A evaporação do real do solo (ES) é calculada aplicando a equação de Darcy entre a superfície do solo e o primeiro nó. Como não se conhece ϕ_1^{t+1} e ϕ_0^{t+1} , é necessário uma solução iterativa. Os valores de transpiração e evaporação potencial são dados de entrada do modelo. NIMAH e HANKS (1973) calcularam a evapotranspiração potencial usando a fórmula de PENMAN (1949) e estimaram a evaporação máxima na superfície do solo como 10 % da evapotranspiração potencial.

FEDDES et al. (1974), baseados na analogia com a lei de Darcy, propuseram calcular a extração radicular como:

$$S(z) = -K(\theta) \left[\bar{\omega}_r(z) - \omega(z) \right] / b(z) \quad (29)$$

onde: $\bar{\omega}_r$ é o potencial na interfase solo-raiz,

$b(z)$ é um parâmetro empírico que representa a geometria do fluxo.

FEDDES et al. (1974) consideraram $\bar{\omega}_r(z)$ constante com a profundidade. Em relação a $b(z)$ os autores adotaram a seguinte expressão obtida dos estudos de FEDDES (1971):

$$b'(z) = 1/b(z) = b'(0) e^{-\alpha z}$$

O valor de $b'(0)$ está tabelado para cada tipo de solo. Este modelo foi aplicado a dados de campo fornecendo bons ajustes com os perfis do conteúdo de água observados. Para calcular a evapotranspiração potencial, FEDDES et al. (1974) utilizam a fórmula de MONTEITH (1965) desprezando a resistência estomatal. A taxa máxima de evaporação do solo é estimada utilizando a fórmula proposta por RITCHIE (1972):

$$ESUP(t) = \frac{\Delta}{(\Delta + \gamma) L_a} RN e^{-0.39 IAF}$$

sendo RN a radiação líquida;

L_a o calor latente de vaporização da água;

Δ a declividade da curva de saturação do vapor;

γ a constante psicrométrica;

IAF o índice de área foliar.

NEUMAN et al. (1975) apresentaram uma versão em elementos finitos do modelo de FEDDES et al. (1974) usando o método de Galerkin.

FEDDES et al. (1976a) propõem calcular o termo de extração radicular como função única do conteúdo de água no solo, como mostrado na figura 3.7:

$$S(\theta) = \alpha(\theta) S_{max} \quad (30)$$

$$\alpha(\theta) = \begin{cases} 0 & 0 \leq \theta \leq \theta_{pm} \\ [(\theta - \theta_{pm}) / (\theta_{c1} - \theta_{pm})] & \theta_{pm} \leq \theta \leq \theta_{c1} \\ 1 & \theta_{c1} \leq \theta \leq \theta_{c2} \\ [(\theta_{sat} - \theta) / (\theta_{sat} - \theta_{c2})] & \theta_{c2} \leq \theta \leq \theta_{sat} \end{cases}$$

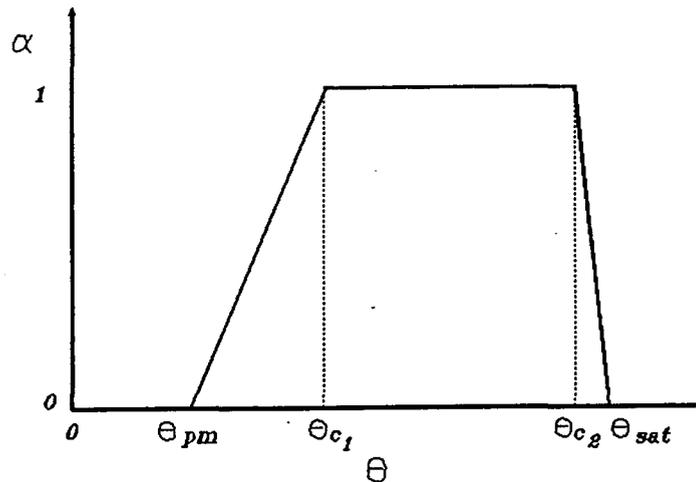


Figura 3.7: Variação da extração radicular com o conteúdo de água (Fonte FEDDES et al., 1976a)

Este modelo supõe que para condições mais secas que o ponto de murcha e mais úmidas que o chamado *ponto de anaerobiose*, a extração radicular é nula. O ponto de murcha varia segundo a pressão osmótica da planta entre -10000 a -20000 cm, mas para propósitos práticos pode-se adotar um valor médio de -15000 . O *ponto de anaerobiose*, no qual o crescimento da raiz é seriamente afetado pelo déficit de aeração é de difícil definição. Esse ponto pode ser estimado através do coeficiente de difusão de gás nos poros do solo ou por meio da taxa de difusão de oxigênio no solo. Baseado em estudos de outros autores, FEDDES et al. (1976) concluem que para um solo franco arenoso, com um volume poroso de $0,5$; este ponto corresponde a um valor de sucção de -50 cm.

A partir de estudos em vegetais, FEDDES (1971) conclui que a tensão a partir da qual o conteúdo de água no solo começa a restringir o crescimento dos cultivos

corresponde aproximadamente a -400 cm . Portanto, a extração radicular é máxima entre $\varphi = -400 \text{ cm}$ e $\varphi = -50 \text{ cm}$ e decresce linearmente entre $\varphi = -400 \text{ cm}$ e $\varphi = -15000 \text{ cm}$. S_{max} pode ser estimado a partir da transpiração potencial TP por:

$$S_{max} = \frac{2 TP}{PR}$$

Substituindo na equação (30) obtém-se:

$$S(z,t) = \alpha(\theta) \frac{2 TP}{PR} \quad (31)$$

O modelo resolve a equação (9) utilizando um esquema em diferenças finitas. FEDDES et al. (1976a) compararam os resultados deste modelo com os de FEDDES et al. (1974) obtendo valores similares. A vantagem da equação (31) é a simplicidade. Embora estes dois modelos não forneçam resultados tão precisos nos perfis do conteúdo de água, o fluxo total é simulado de maneira correta.

FEDDES et al. (1976b) aplicaram os modelos de FEDDES et al. (1974) e FEDDES et al. (1976a) usando esquemas de diferenças finitas e elementos finitos para problemas uni e bidimensionais. Ambas as aproximações numéricas fornecem resultados aceitáveis, dentro da margem de erro experimental.

HILLEL et al. (1976) desenvolveram um modelo conceitual baseado nos mecanismos físicos de transporte de água e sólidos através do perfil do solo e no sistema radicular. O modelo resolve a equação (8) estimando o termo de extração radicular como:

$$S = \frac{\bar{\omega} - \bar{\omega}_p}{R_s - R_r} \quad (32)$$

sendo $\bar{\omega}$ o potencial total de água no solo igual a soma do potencial matricial (φ), o gravitacional (φ_g) e o osmótico (φ_o);

$\bar{\omega}_p$ o potencial da planta na base do talho;

R_s a resistência ao fluxo de água desde o solo para as raízes, calculado seguindo o critério de GARDNER (1964):

$$R_s = \frac{I}{B K L}$$

onde: B é uma constante empírica;

L o comprimento total das raízes ativas na unidade de volume de solo;

R_r é a resistência hidráulica das raízes, calculada para cada camada de solo como a soma da resistência à absorção mais a resistência à condução, através de uma aproximação empírica:

$$R_{r_i} = R_{r_s} (A + C z_i/PRTL_i)$$

sendo $PRTL_i$ a fração de comprimento de raiz na camada i em relação ao comprimento total;

R_{r_s} a resistência hidráulica das raízes por unidade de comprimento;

C o coeficiente de absorção da raiz e A o coeficiente de eficiência de absorção da raiz;

z_i a profundidade da camada i .

Conhecidos os valores de R_{r_i} , ω_{s_i} , R_{s_i} e o valor de transpiração potencial, ω_p é calculado de forma iterativa fazendo com que a soma das contribuições de todas as camadas seja igual à transpiração real.

AFSHAR e MARINO (1978), combinando a equação (9) com a expressão (27) de MOLZ e REMSON (1970) derivaram a seguinte equação:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial D}{\partial z} \frac{\partial \theta}{\partial z} + D \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} - \frac{\partial K}{\partial z} - \frac{T R(z) D(\theta)}{\int_0^{PR} R(z) D(\theta) dz} \quad (33)$$

AFSHAR e MARINO (1978) resolveram numericamente esta equação por um esquema em diferenças finitas usando a técnica do corretor-preditor de DOUGLAS e JONES (1963). A integral é aproximada pela regra de Simpson. Os autores ajustaram este modelo aos dados de FEDDES et al. (1976) e NIMAH e HANKS (1973).

FEDDES e ZARADNY (1978) afirmam que este modelo não considera a redução de extração radicular quando o conteúdo de água no solo é limitante, fazendo que essa taxa seja sempre igual à transpiração potencial, o que resulta em perfis do conteúdo de água muito secos. O modelo de AFSHAR e MARINO (1978) utiliza passos de tempo muito pequenos, $\Delta t = 0.05$ h, o que não é econômico para períodos de simulação longos.

BELMANS et al. (1979) apresentaram uma versão modificada da equação (32) de Hillel et al. (1976). Neste modelo, a componente axial da resistência e os efeitos dos solutos são desprezados.

Este modelo estima a evapotranspiração diária assinalando 20 % da evapotranspiração potencial como evaporação direta do conteúdo de água no solo quando o potencial matricial no nó superior é maior que -5000 cm; caso contrário a evaporação do solo é igual ao fluxo do compartimento superior calculado conforme a lei de Darcy. R_s é estimado de maneira similar ao modelo de HILLEL et al. (1976). R_r é calculado como:

$$R_r = ru/L$$

sendo ru a resistência hidráulica específica do córtex, calculada como parâmetro de ajuste. Desta forma a componente axial da resistência (condutiva) ao fluxo é ignorada e é necessário assumir valores para a resistência radial (absortiva).

O potencial de água na planta (ω_p) na coroa da raiz é calculado em cada passo de tempo de maneira a igualar a taxa de extração total à transpiração observada.

Os autores compararam este modelo com o de MOLZ e REMSON (1970) e com resultados experimentais. Embora apresente bons ajustes nos tramos médio e superior do perfil do conteúdo de água, o modelo apresenta desvios nos valores próximos à superfície.

BELMANS et al. (1979) afirmam que estas discrepâncias se devem ao fato desta equação desprezar a resistência à condução e de supor um valor constante no tempo para a absorvidade da raiz.

De JONG e CAMERON (1979) descrevem um modelo de simulação do conteúdo de água no solo baseado na equação (9), resolvida numericamente por uma aproximação explícita. Para estimar a extração radicular, os autores usam uma aproximação empírica:

$$S_i = TP \frac{R_i}{\sum_{i=1}^n R_i} \frac{2}{\Delta z_1 + \Delta z_2} \quad (34)$$

$$\text{sendo: } \Delta z_1 = z_i - z_{i-1}$$

$$\Delta z_2 = z_{i+1} - z_i$$

A transpiração real é também estimada por uma expressão empírica em função da fração de água da camada i indicada como AR_i :

$$TR = TP (1 - e^{-6 AR_i})$$

MOLZ (1981) apresenta uma revisão detalhada dos principais modelos de extração radicular. O autor afirma que a principal limitação de muitos modelos está em assumir tacitamente que a resistência dominante no fluxo de água no sistema radicular reside no próprio solo, em um entorno da raiz, em lugar do corpo da raiz. No entanto, existem evidências teóricas e práticas que indicam que a resistência hidráulica do sistema radicular normalmente domina à resistência do solo (até 75 % do intervalo de variação do conteúdo de água no entorno imediato da raiz e sob condições radiculares normais).

Propõe o autor citado a seguinte função de extração radicular que em parte é consistente com a afirmação anterior:

$$S(z,t) = \frac{T \theta L [\bar{\omega} - \bar{\omega}_p]}{\int_0^{\text{PR}} \theta L [\bar{\omega} - \bar{\omega}_p] dz} \quad (35)$$

onde: $\bar{\omega}_p$ o potencial de água no xilema da raiz;

T a taxa de transpiração por unidade de área.

PROTOPAPAS e BRAS (1987) desenvolveram um algoritmo capaz de simular a variação de concentração de sais no perfil, o movimento de água no solo e o crescimento radicular. O modelo resolve a equação (8) e a equação de transporte de solutos no solo incluindo efeitos de adsorção, advecção, dispersão e da atividade química. A taxa de extração radicular no tempo t é calculada como:

$$U^t = \sum_i U_i^t = \sum_i (\varphi_{s_i}^t - \varphi_p^t) \frac{ROOY_i^t + p ROOTO_i^t}{K_R} f_T^t f_{\varphi_{s_i}^t}^t \quad (36)$$

sendo: U_i^t a extração da camada i do solo [$\text{g}/\text{m}^2\text{seg}$];

$\varphi_{s_i}^t$ o potencial efetivo de água no solo [bar];

φ_p^t a tensão na raiz [bar];

$ROOY_i^t$ o peso das raízes jovens à camada i ;

$ROOTO_i^t$ o peso das raízes velhas na camada i ;

K_R a condutividade hidráulica relativa do sistema radicular por unidade de peso das raízes;

f_T^t o efeito da temperatura do solo;

$f_{\varphi_{s_i}^t}^t$ o efeito da sucção do solo e;

p a proporção de raízes velhas ainda ativas em unidades de extração de água ($1 \text{ cm} = 0.9804 \cdot 10^{-3} \text{ bar}$).

O potencial efetivo de água no solo φ_s é a soma do osmótico φ_o e o potencial

matricial φ .

PERROCHET (1987) descreve um modelo que resolve a equação (8) no qual a extração radicular é calculada usando uma expressão baseada no modelo de FEDDES et al. (1976a):

$$S(\bar{\omega}, z) = \alpha(\varphi) R(z) TP \quad (37)$$

onde: $\alpha(\varphi)$ é um fator de redução que depende da sucção do solo e da planta:

$$\alpha(\varphi) = \begin{cases} \frac{K(\varphi) (\varphi_p - \varphi)}{K(\varphi_0) (\varphi_p - \varphi_0)} & |\varphi| > |\varphi_0| \\ 1 & |\varphi| \leq |\varphi_0| \end{cases}$$

sendo: φ_p a sucção gerada pela planta;

φ_0 a sucção do solo no entorno da raiz a partir da qual a taxa de transpiração começa a diminuir.

O valor de φ_0 depende da taxa de transpiração TP e pode variar de 2 a 10 m. O autor considera que a sucção da raiz depende da sucção média na zona radicular. Este fenômeno é modelado por uma função do seguinte tipo:

$$\varphi_p = (a - \bar{\varphi}^*) (1 - \exp[b - (\bar{\varphi} - \bar{\varphi}^*)]) + \bar{\varphi}^* \quad |\bar{\varphi}| > |\bar{\varphi}^*|$$

onde: a e b são parâmetros fisiológicos, a representa a máxima sucção que a planta pode gerar sob condições de seca e b simula a sensibilidade da raiz às mudanças de φ . Geralmente, $a \cong 100 \text{ m}$ e $b \cong 0,04 \text{ m}^{-1}$;

$\bar{\varphi}$ é o potencial médio exercido pelo solo sobre as raízes;

$\bar{\varphi}^*$ é o potencial médio por cima do qual ocorre anaerobiose e a transpiração cessa.

$R(z)$ é a distribuição de raízes, variando linearmente com a profundidade.

A sucção média da zona radicular é calculada por:

$$\bar{\varphi} = \int_0^{PR} R(z) \varphi(z) dz$$

A equação (8) é resolvida por um esquema de elementos finitos.

4 MATERIAL E MÉTODOS

4.1 Descrição do modelo adotado

A revisão bibliográfica do capítulo anterior mostrou que existem muitos modelos confiáveis sob o ponto de vista da precisão dos resultados. O modelo descrito a seguir baseia-se no modelo SWATRE (Soil Water and Actual Transpiration Rate), descrito por BELMANS et al. (1983), na parte referente ao esquema de resolução numérica e na adoção das condições de contorno. O algoritmo destinado ao cálculo de extração radicular é similar ao modelo proposto por JARVIS (1989). A seleção destas metodologias fundamentaram-se nos seguintes critérios:

- Os modelos foram testados satisfatoriamente em situações reais. Portanto, espera-se que os resultados sejam suficientemente precisos para os objetivos do presente trabalho;
- Os modelos são simples, podendo ser facilmente adaptados a diferentes condições de contorno do sistema;
- Os modelos têm poucos parâmetros com relativa facilidade de estimação.

O modelo aqui descrito é aplicável tanto a aquíferos rasos (com o freático próximo à superfície) bem como a aquíferos profundos. No caso dos aquíferos rasos a condição de contorno inferior pode variar com o tempo, e seu valor é determinado pela posição do freático. Já nos aquíferos profundos, a condição de contorno inferior é governada pelo escoamento gravitacional.

Um aquífero é considerado profundo quando a flutuação do freático não altera a distribuição do conteúdo volumétrico de água no perfil de solo modelado. Matematicamente, a condição de contorno inferior não deve ser afetada pela variação da profundidade do freático, que é dependente do tipo de solo.

O modelo resolve a equação (8) utilizando um esquema implícito com linearização explícita (HAVERKAMP et al., 1977), que consiste em calcular os valores de ϕ no tempo $t+1$ usando os valores de $C(\phi)$ e $K(\phi)$ correspondentes ao tempo t .

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[K(\varphi) \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z} + I \right) \right] + S(z,t) = C(\varphi) \frac{\partial \varphi}{\partial t} \quad (8)$$

Discretizando a equação (8) segundo o esquema mostrado na Figura (4.1) obtém-se para a camada i a seguinte expressão:

$$\begin{aligned} \frac{\varphi_i^{t+1} - \varphi_i^t}{\Delta t} = & \frac{1}{C_i^t} \frac{1}{\Delta z_i} [K_{i-1/2}^t \{(\Delta\varphi/\Delta z_u)_{i-1/2}^{t+1} + I\} \\ & - K_{i+1/2}^t \{(\Delta\varphi/\Delta z_l)_{i+1/2}^{t+1} + I\}] - S_i^t/C_i^t \end{aligned} \quad (38)$$

onde: $(\Delta\varphi/\Delta z_u)_{i-1/2}^{t+1} = (\varphi_{i-1}^{t+1} - \varphi_i^{t+1})/\Delta z_u$

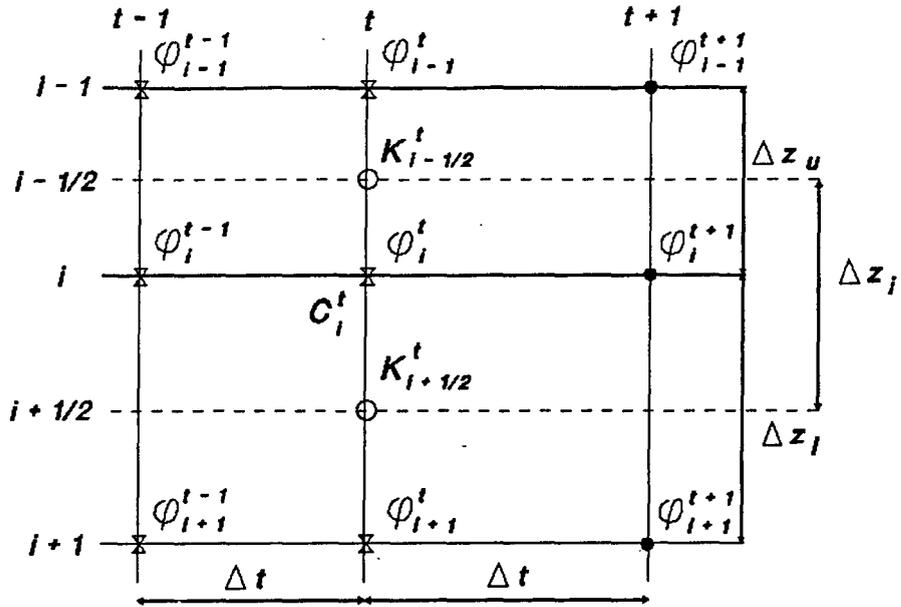
$$(\Delta\varphi/\Delta z_l)_{i+1/2}^{t+1} = (\varphi_i^{t+1} - \varphi_{i+1}^{t+1})/\Delta z_l$$

sendo: $\Delta z_u = \frac{\Delta z_{i-1} + \Delta z_i}{2}$

$$\Delta z_l = \frac{\Delta z_i + \Delta z_{i+1}}{2}$$

O índice i indica o número de nó e o índice t o tempo. Os valores de condutividade hidráulica, K , e da capacidade específica de água, C , são estimados em $i+1/2$ e $i-1/2$, correspondentes ao bordo superior e inferior do elemento de nó i . Substituindo $(\Delta\varphi/\Delta z_u)_{i-1/2}^{t+1}$ e $(\Delta\varphi/\Delta z_l)_{i+1/2}^{t+1}$ na equação (38) tem-se:

$$\begin{aligned} \varphi_i^{t+1} - \varphi_i^t = & \frac{\Delta t}{C_i^t \Delta z_i \Delta z_u} K_{i-1/2}^t (\varphi_{i-1}^{t+1} - \varphi_i^{t+1}) - \frac{\Delta t}{C_i^t \Delta z_i \Delta z_l} K_{i+1/2}^t (\varphi_i^{t+1} - \varphi_{i+1}^{t+1}) + \\ & \frac{\Delta t}{C_i^t \Delta z_i} K_{i-1/2}^t - \frac{\Delta t}{C_i^t \Delta z_i} K_{i+1/2}^t - \frac{\Delta t}{C_i^t} S_i^t \end{aligned} \quad (39)$$



X Valor conhecido O Valor estimado • Valor calculado

Figura 4.1: Discretização da equação (8) mostrando a posição das variáveis da equação (41).

Agrupando termos na equação (39), resulta em:

$$\left(\frac{\Delta t}{C_i^t \Delta z_i \Delta z_1} K_{i+1/2}^t \right) \varphi_{i+1}^{t+1} + \left(I + \frac{\Delta t}{C_i^t \Delta z_i \Delta z_u} K_{i-1/2}^t + \frac{\Delta t}{C_i^t \Delta z_i \Delta z_1} K_{i+1/2}^t \right) \varphi_i^{t+1} - \left(\frac{\Delta t}{C_i^t \Delta z_i \Delta z_u} K_{i-1/2}^t \right) \varphi_{i-1}^{t+1} = \varphi_i^t - \frac{\Delta t}{C_i^t \Delta z_i} K_{i+1/2}^t + \frac{\Delta t}{C_i^t \Delta z_i} K_{i-1/2}^t - \frac{\Delta t}{C_i^t} S_i^t \quad (40)$$

A mesma que pode ser reduzida a:

$$A_i \varphi_{i+1}^{t+1} + B_i \varphi_i^{t+1} + D_i \varphi_{i-1}^{t+1} = E_i \quad (41)$$

$$\text{onde: } A_i = - (\Delta t K_{i+1/2}^t) / (C_i^t \Delta z_i \Delta z_1) \quad (42)$$

$$B_i = I + (\Delta t K_{i-1/2}^t) / (C_i^t \Delta z_i \Delta z_u) + (\Delta t K_{i+1/2}^t) / (C_i^t \Delta z_i \Delta z_1) \quad (43)$$

$$D_i = - (\Delta t K_{i-1/2}^t) / (C_i^t \Delta z_i \Delta z_u) \quad (44)$$

$$E_i = \varphi_i^t - (\Delta t K_{i+1/2}^t) / (C_i^t \Delta z_i) + (\Delta t K_{i-1/2}^t) / (C_i^t \Delta z_i) - (\Delta t S_i^t) / C_i^t \quad (45)$$

A equação (41) escrita para N nós constitui um esquema de $N-2$ equações com N incógnitas. As outras duas equações são fornecidas pelas condições de contorno. Este sistema pode ser facilmente resolvido usando o algoritmo de Thomas (REMSON et al., 1971).

Os valores da condutividade hidráulica internodal ($K_{i-1/2}^t$ e $K_{i+1/2}^t$) são calculados pela média geométrica, que é a forma de estimação que melhor se adapta a este esquema de resolução numérica (HAVERKEMP e VAUCLIN, 1979; SCHNABEL e RICHIE, 1984):

$$K_{i-1/2}^t = \sqrt{K_{i-1}^t K_i^t} \quad (46)$$

$$K_{i+1/2}^t = \sqrt{K_{i+1}^t K_i^t} \quad (47)$$

O termo de extração radicular $S(\varphi)$ é estimado usando o modelo proposto por JARVIS (1989). Neste modelo, o perfil do solo é dividido em p camadas, coincidentes com a discretização da equação (41) até a profundidade radicular. Este fato possibilita a definição do índice de tensão ponderado, $\bar{\alpha}$, como segue:

$$\bar{\alpha} = \sum_{i=1}^p R_i \alpha_i \quad (48)$$

sendo: R_i a relação entre o comprimento das raízes na camada i e o comprimento total na profundidade radicular [];

α_i índice de tensão da camada i []; e

p o número de camadas entre a superfície e a profundidade radicular

O índice de tensão é função da saturação efetiva S_{e_i} , calculada segundo as equações propostas por FEDDES et al. (1976), conforme mostrado na figura 4.2:

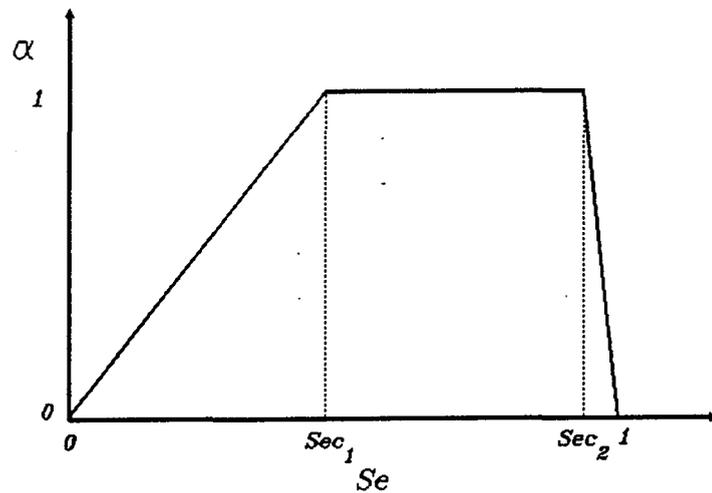


Fig. 4.2: Índice de tensão como função da saturação efetiva.

$$\alpha_i = \begin{cases} \frac{1 - S_{e_i}}{1 - Sec_2} & Sec_2 < S_{e_i} \leq 1 \\ 1 & Sec_1 \leq S_{e_i} \leq Sec_2 \\ \frac{S_{e_i}}{Sec_1} & 0 \leq S_{e_i} \leq Sec_2 \end{cases} \quad (49)$$

onde: Sec_1 e Sec_2 são valores críticos da saturação efetiva com o mesmo significado físico do modelo de Feddes et al. (1976);

S_{e_i} é calculado por:

$$S_{e_i} = \frac{\theta_i - \theta_{pm}}{\theta_{sat} - \theta_{pm}}$$

sendo: θ_{pm} o conteúdo de água no ponto de murcha e;

θ_{sat} o conteúdo de água na saturação natural.

A distribuição de raízes é estimada por uma função exponencial, que integrada na camada i resulta em:

$$R_i = \left[e^{-\frac{f}{PR} z_{i-1/2}} - e^{-\frac{f}{PR} z_{i+1/2}} \right]; i = 1, p \quad (50)$$

sendo: $z_{i-1/2}$ e $z_{i+1/2}$ as profundidades desde a superfície do solo ao bordo superior e inferior da camada i [cm];

PR a profundidade radicular [cm], medida diretamente do perfil do solo;

f um parâmetro empírico de distribuição de raízes, $f \cong 3,67$ assegura a distribuição de raízes proposta por GARDNER (1964); e

p o número de intervalos Δz até a profundidade PR .

Supondo que a transpiração real, TR [cm/h], seja proporcional à transpiração potencial, TP [cm/h] e ao índice de tensão ponderado, $\bar{\alpha}$, como se mostra na Figura (4.3):

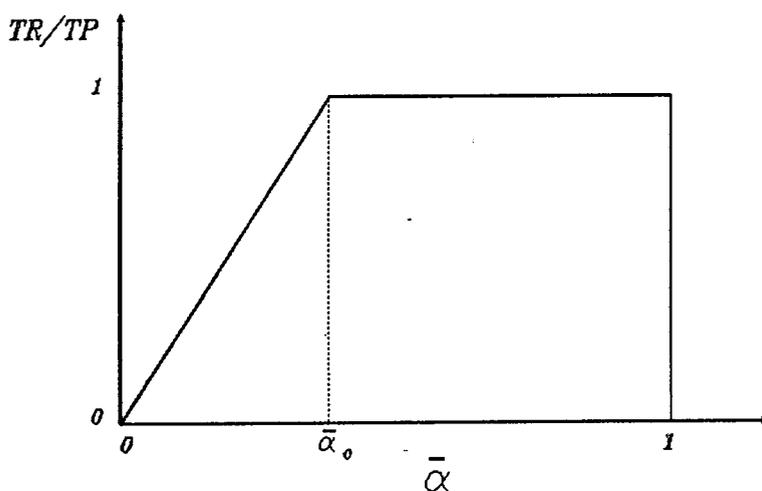


Fig 4.3: Transpiração real como função da transpiração potencial e do índice de tensão ponderado.

$$TR = TP f(\bar{\alpha}) \quad (51)$$

$$f(\bar{\alpha}) = \begin{cases} 1 & \bar{\alpha}_c \leq \bar{\alpha} \leq 1 \\ \frac{\bar{\alpha}}{\bar{\alpha}_c} & 0 \leq \bar{\alpha} \leq \bar{\alpha}_c \end{cases}$$

sendo $\bar{\alpha}_c$ um valor crítico do índice de tensão ponderado, considerado um parâmetro de ajuste.

A transpiração real é distribuída na profundidade radicular, a partir do índice de ponderação e da proporção de raízes em cada camada:

$$S_i = \frac{TR}{\Delta z_i} \left(\frac{R_i \alpha_i}{\bar{\alpha}} \right) \quad (52)$$

A profundidade na qual a extração radicular afeta a distribuição de água, dependerá do valor da condutividade hidráulica do perfil.

4.1.1 Condição de contorno superior

As condições de contorno são, em geral, similares às utilizadas no modelo SWATRE (BELMANS et al., 1983) com ligeiras modificações.

O fluxo máximo (potencial) que pode receber o nó superior do perfil do solo, está determinado pela seguinte equação de balanço:

$$QSUP = PRE - ESUP \quad (53)$$

onde: PRE é a precipitação [cm/h] e;

$ESUP$ é a evaporação máxima da superfície do solo [cm/h] calculada pela expressão proposta por BELMANS et al. (1983)

$$ESUP = ETP e^{-0,6 IAF} \quad (54)$$

onde: IAF é o índice de área foliar []; e

ETP a evapotranspiração potencial [cm/h]

O índice de área foliar, IAF , é obtido a partir de medições no local, ou de estimativas fornecidas por tabelas especializadas.

A solução da equação (41) está condicionada ao conhecimento da tensão capilar na superfície, no tempo $t+1$, φ_0^{t+1} . Este valor é calculado em forma iterativa de maneira a maximizar o valor de $QSUP^*$ [cm/h]:

$$QSUP^* = K_{1/2}^t \left(\frac{\varphi_0^{t+1} - \varphi_1^{t+1}}{\Delta z} + 1 \right) \quad (55)$$

A equação (55) fica sujeita às seguintes condições:

$$-15000 \text{ cm} \leq \varphi_0^{t+1} \leq 0 \text{ cm}$$

$$QSUP^* \leq QSUP$$

A primeira restrição equivale a admitir que φ_0^{t+1} pode variar entre o ponto de murcha e a saturação. Por baixo do limite inferior deste intervalo, a transpiração vegetal é considerada desprezível.

Escrevendo os coeficientes da equação (41) para o primeiro nó, tem-se que:

$$A_1 = - (\Delta t K_{1+1/2}^t) / (C_1^t \Delta z_1 \Delta z_1) \quad (56)$$

$$B_1 = 1 + (\Delta t K_{1+1/2}^t) / (C_1^t \Delta z_1 \Delta z_1) \quad (57)$$

$$D_1 = 0 \quad (58)$$

$$E_1 = \varphi_1^t - (\Delta t K_{1+1/2}^t)/(C_1^t \Delta z_1) + (\Delta t K_{1/2}^t)/(C_1^t \Delta z_1) - (\Delta t S_1^t)/C_1^t + \varphi_0^{t+1}(\Delta t K_{1/2}^t) / (C_1^t \Delta z_1 \Delta z_u) \quad (59)$$

4.1.2 Condições de contorno inferiores

As condições de contorno inferiores variam em função da profundidade do freático.

4.1.2.1 Quando o freático encontra-se próximo à superfície, a condição de contorno inferior está dada pelo valor da sucção do nó N , localizado logo acima do nível de água e indicada como φ_N^{t+1} (Figura 4.4).

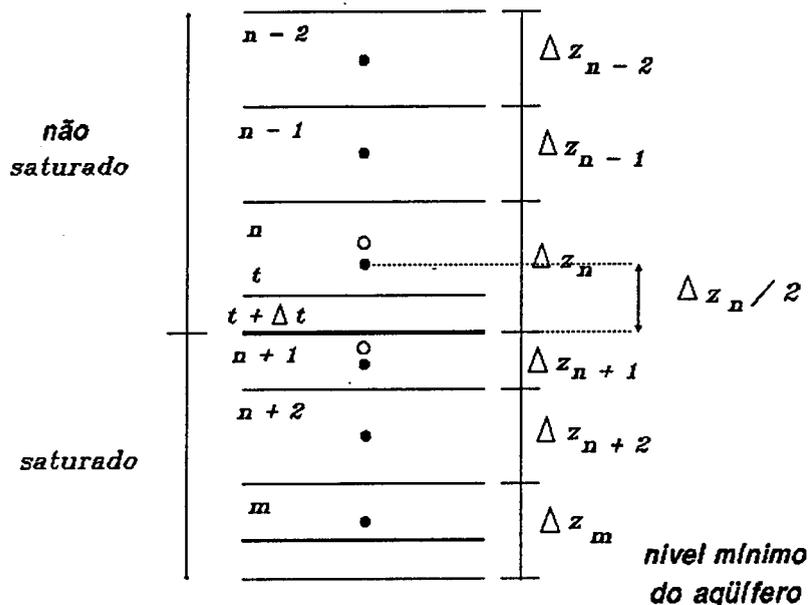


Fig 4.4: Condição de contorno inferior determinada pela posição do nível freático.

A espessura da camada N depende da posição do freático, sendo sempre igual à distância entre o nível de água e a base do elemento superior. Assume-se que a sucção no elemento N encontra-se em equilíbrio estático com o nível subterrâneo, ou seja:

$$\varphi_N^{t+1} = - \frac{\Delta z_N^{t+1}}{2} \quad (60)$$

Esta simplificação é válida já que o nó inferior está próximo ao freático e portanto sujeito à influência direta da tensão capilar. Esta aproximação assegura também uma maior estabilidade à solução numérica.

A forma de cálculo seguida pelo modelo depende do tipo de informação disponível:

(a) Se a posição do freático for conhecida ao longo do tempo, o cálculo do potencial matricial do nó N é feito de forma direta. Durante o passo de tempo Δt , o nível do freático é mantido constante e igual ao seu valor no tempo $t+1$. Desta maneira, a equação (41) escrita para o nó $N-1$ fica:

$$A_{N-1} = 0 \quad (61)$$

$$B_{N-1} = 1 + (\Delta t K_{N-3/2}^t) / (C_{N-1}^t \Delta z_{N-1} \Delta z_{u-1}) \quad (62)$$

$$D_{N-1} = (\Delta t K_{N-3/2}^t) / (C_{N-1}^t \Delta z_{N-1} \Delta z_{u-1}) \quad (63)$$

$$E_{N-1} = \varphi_{N-1}^t - (\Delta t K_{N-1/2}^t) / (C_{N-1}^t \Delta z_{N-1}) + (\Delta t K_{N-3/2}^t) / (C_{N-1}^t \Delta z_{N-1}) \\ + \varphi_N^{t+1} (\Delta t K_{N-1/2}^t) / (C_{N-1}^t \Delta z_{N-1} \Delta z_{l-1}) \quad (64)$$

O balanço de todo o perfil do solo para o passo de tempo Δt (Figura 4.5) está dado por:

$$\Delta W = (QSUP^* - TR - QM) \Delta t \quad (65)$$

onde: QM [cm] é o fluxo através do m -ésimo elemento (recarga natural), e

ΔW [cm] é a variação de armazenamento na coluna do solo, que pode ser calculada por:

$$\Delta W = W^{t+1} - W^t = \sum_{i=1}^M \theta_i^{t+1} \Delta z_i^{t+1} - \sum_{i=1}^M \theta_i^t \Delta z_i^t \quad (66)$$

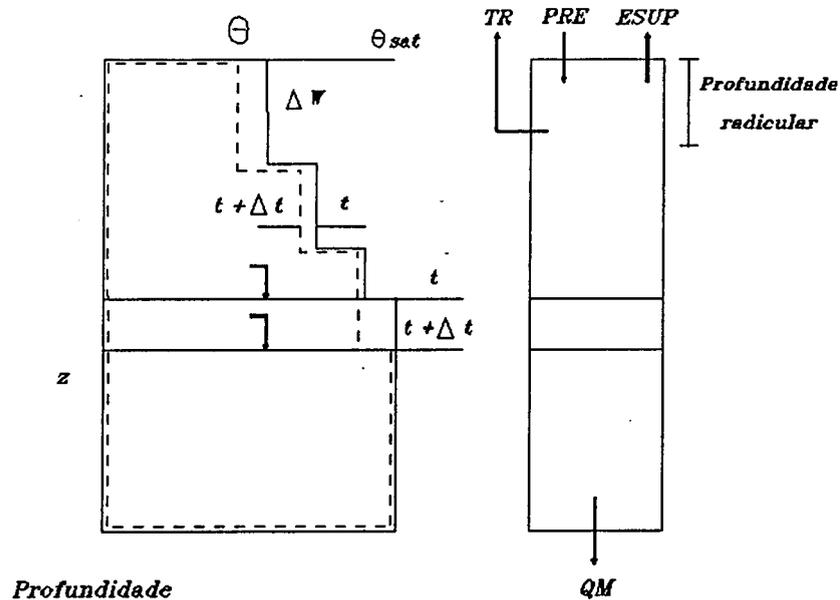


Fig. 4.5: Balanço hídrico para o perfil do solo.

O nó M pode ser coincidente com o nível mínimo atingido pelo freático, ou uma barreira física de menor condutividade hidráulica, que produziria a formação de uma zona saturada.

A partir da equação (66) calcula-se ΔW , permitindo, desta maneira, a determinação da própria recarga QM a partir da equação (65).

(b) Se a variação do freático não for conhecida ao longo do tempo, há necessidade de determinar o valor da recarga QM para poder determinar a posição do freático. Como esse valor é geralmente desconhecido, ERNST e FEDDES (1979) propuseram a utilização da seguinte equação, que é aplicável a maioria dos solos:

$$QM = \beta \exp(\gamma PF) \quad (67)$$

sendo PF a profundidade do freático [cm] e β e γ parâmetros de ajuste.

No caso em que a área, cuja recarga quer-se estimar, tiver sistema de drenagem artificial, deve-se calcular o fluxo escoado pelos drenos utilizando, por exemplo, a equação de Ernst e adicioná-lo ao valor de QM na equação (67).

A posição do freático em cada intervalo de tempo, muda como resultado de dois processos diferentes, que supostamente atuam de forma independente:

- Transferência de água da zona não-saturada à zona saturada, QN , que pode ser positiva ou negativa;
- Transferência de água da zona saturada para fora do sistema, QM , que pode ser positiva ou negativa.

A primeira aproximação da recarga natural é obtida mantendo o freático com o nível igual ao do começo do intervalo. No tempo $t+1$, ter-se-á um erro de armazenamento no perfil do solo, ϵ^t , devido ao fato de ter mantido constante o nível do freático, quando o mesmo devia ter variado pela ação dos dois processos acima indicados. O erro de balanço é dado pela seguinte expressão:

$$\epsilon^t = \epsilon_N^t - \epsilon_M^t \quad (68)$$

$$\text{onde: } \epsilon_M^t = QM \Delta t \quad (69)$$

$$\epsilon_N^t = QN \Delta t \quad (70)$$

sendo: QN o fluxo através do freático, calculado por:

$$QN = (W^{t+1} - W^t)/\Delta t + QSUP^* - TR$$

onde: $(W^{t+1} - W^t)$ é estimado pela equação (66)

ϵ_N^t representa o volume de recarga natural simulado pelo modelo, e ϵ_M^t é o volume de recarga natural estimado pela equação (67). A condição de continuidade do sistema exige que ambos volumes, ϵ_N^t e ϵ_M^t , sejam iguais.

Se ϵ^t for positivo, existe um excesso de água no perfil, sendo necessário diminuir W^{t+1} através da redução do freático. Caso contrário, ϵ^t negativo, deve-se aumentar o nível do mesmo.

Em princípio, esta correção do balanço deve ser feita ao final de cada intervalo de tempo. Geralmente, os desvios no balanço para um único Δt são pequenos. Consequentemente, o procedimento empregado pelo modelo consiste em acumular o erro em sucessivos passos de tempo até que $|\epsilon_{ac}| \geq \epsilon_{ac}^{max}$. A seguir, o freático é ajustado até que $|\epsilon_{ac}| \leq \epsilon_{ac}^{min}$, prosseguindo o cálculo da maneira descrita.

O ajuste do freático é realizado em vários passos:

- (1) Modifica-se o nível de água em um Δ pré-fixado, positivo ou negativo segundo corresponda.
- (2) Ajusta-se a espessura do N -ésimo elemento e calcula-se ϕ_N^{t+1} como descrito no item (a)
- (3) Recalcula-se o diagrama de tensões dos 4 nós por cima do freático usando a condição de contorno inferior calculada no item (2), e como condição de contorno superior o valor de ϕ_N^{t+1} . Este procedimento tem por objetivo suavizar a forma do perfil.
- (4) Calcula-se ΔW e o valor ϵ_{ac} .
- (5) Se $|\epsilon_{ac}| \leq \epsilon_{ac}^{min}$ o processo de ajuste é detido, caso contrário volta para o ponto (1).

4.1.2.2 Se o nível do freático está sempre por baixo da zona radicular, na zona gravitacional, pode-se supor que a percolação ocorre unicamente no sentido descendente devido à ação da gravidade (KRISHNAMURTHI et al., 1977). Consequentemente, a condição de contorno inferior será a do escoamento livre. Os coeficientes da equação (41) para o nó M ficam:

$$A_M = 0 \quad (71)$$

$$B_M = 1 + (\Delta t K_{M-1/2}^t) / (C_M^t \Delta z_M \Delta z_u) \quad (72)$$

$$D_M = - (\Delta t K_{M-1/2}^t) / (C_M^t \Delta z_M \Delta z_u) \quad (73)$$

$$E_M = \varphi_M^t - K(\varphi_M^t) (\Delta t) / (C_M^t \Delta z_M) + (\Delta t K_{M-1/2}^t) / (C_M^t \Delta z_M) - (\Delta t S_M^t) / C_M^t \quad (74)$$

4.1.3 Cálculo do intervalo de tempo

O intervalo de tempo Δt [h] é calculado explicitamente segundo a expressão:

$$\Delta t^{t+1} = \frac{\Delta \theta_{\max}}{(\Delta \theta / \Delta t)_{\max}^t} \quad (75)$$

onde: $\Delta \theta_{\max}$ é um parâmetro, e

$$(\Delta \theta / \Delta t)_{\max}^t = \text{Max}_{i=1, N} \left[S_i^t + |(\Delta q / \Delta z)_i^t| \right] \quad (76)$$

sendo: $\Delta q = q_{i_u} - q_{i_l}$ [cm/h]; onde q_{i_u} e q_{i_l} são os fluxos através dos lados superior e inferior do elemento i da coluna de solo, estimados pela lei de Darcy:

$$q_{i_u} = K_{i-1/2}^t (\varphi_{i-1}^t - \varphi_i^t) / \Delta z_u$$

$$q_{i_l} = K_{i+1/2}^t (\varphi_i^t - \varphi_{i+1}^t) / \Delta z_l$$

A equação (75) fica sujeita à condição:

$$\Delta t^{t+1} \leq 1,2 \Delta t^t$$

$$\Delta t^{t+1} \leq 12 \text{ h.}$$

BELMANS et al. (1983) recomendam que $\Delta \theta_{\max}$ esteja dentro do intervalo

(0,002;0,03). Os valores de $\Delta\theta_{\max}$ compreendidos dentro deste intervalo fornecem balanços com precisão suficiente sem aumentar significativamente o tempo de cálculo. A equação (75) reduz o intervalo de tempo quando ocorrem variações bruscas de fluxo (por exemplo o avanço de uma frente úmida), e aumenta o intervalo de tempo quando as oscilações do conteúdo de água são suaves. Desta maneira consegue-se boa precisão na resolução numérica e minimiza-se o tempo de CPU.

4.1.4 Descrição do processo de cálculo

O processo de cálculo utilizado pelo modelo pode ser dividido em várias etapas:

(a) **Leitura de dados:** Nesta etapa são lidos dados de precipitação, dados meteorológicos, parâmetros característicos do solo, parâmetros próprios do modelo e o perfil inicial do conteúdo de água. A seqüência de leitura é a seguinte:

(a.1) Parâmetros da curva de retenção: θ_r , a e α da equação (12), e K_{sat} [cm/h].

(a.2) Espaçamento Δz [cm], perfis do conteúdo volumétrico de água observados (indicando a profundidade de medição e o tempo) e perfil inicial de simulação.

(a.3) Dados diários dos seguintes parâmetros meteorológicos:

- Temperatura do ar [°C];
- Umidade relativa [%];
- Total precipitado em 24 h [mm];
- Radiação incidente [cal/cm²];
- Velocidade do vento [Km/dia];
- Insolação efetiva [h];
- Tempo de duração da chuva para os dias com precipitação [h];

(a.4) Coeficiente de Albedo e latitude do local. Caso não exista registro de radiação incidente para um dia qualquer, o modelo determinará esse

valor usando uma relação linear em função da radiação extraterrestre e da relação entre insolação astronômica e efetiva. Os coeficientes dessa relação dependem do local e devem ser fornecidos ao modelo.

- (a.4) Parâmetros que controlam a extração radicular: profundidade radicular (PR), índice de área foliar (LAI) e os parâmetros Sec_1 , Sec_2 e $\bar{\alpha}_c$.
- (a.5) Condições de contorno do modelo.
- (b) Inicialização de variáveis: Com os valores dos parâmetros do solo é calculada a distribuição de raízes usando a equação (50). O perfil inicial de conteúdo de água permite determinar os valores iniciais da pressão capilar.
- (c) Cálculo da evapotranspiração potencial: Os valores de ETP são calculados a nível diário pelo método de Penman (1949). Como os intervalos de tempo do modelo são variáveis e sempre inferiores a 24 horas, o modelo verifica durante cada passo de tempo se não há mudança de dia. Caso isto aconteça, é calculado um novo valor de ETP . Simultaneamente é determinado o valor da intensidade de precipitação média, PRE , para o dia em questão, usando o total precipitado e o tempo de duração do evento.
- (d) Sequência de cálculo em cada intervalo de tempo: No início de cada intervalo de tempo são conhecidos os valores de θ_i^t e φ_i^t , obtidos no intervalo de tempo anterior, e PRE e ETP conforme explicado na etapa anterior. Esta etapa pode ser subdividida em vários passos:

(d.1) Cálculo do termo de extração radicular, S_i^t :

- De posse dos valores do conteúdo de água no tempo t , θ_i^t , calcula-se a saturação efetiva de cada camada, Se_i , usando:

$$Se_i = \frac{\theta_i^t - \theta_{pm}}{\theta_{sat} - \theta_{pm}} \quad i = 1, p$$

- Calcula-se α_i usando a equação (49), $i = 1, p$.
- Determina-se $\bar{\alpha}$ com a equação (48).

- Estima-se a evaporação máxima do solo, $ESUP$, com a equação (54), obtendo-se a transpiração potencial, $TP = ETP - ESUP$.
- Estima-se a transpiração real TR com a equação (51).
- Distribui-se a transpiração real, TR , ao longo da profundidade radicular, PR , usando a equação (52).

(d.2) Cálculo do intervalo de tempo Δt :

- Estimam-se as condutividades hidráulicas não saturadas correspondentes ao tempo t , K_p^t , com a equação de Van GENUCHTEN (1980), e as condutividades hidráulicas internodais com as expressões (46) e (47).
- Determinam-se os fluxos, q_i , que entram e saem de cada intervalo Δz aplicando a fórmula de Darcy.
- Determina-se o intervalo de tempo, Δt , com as equações (75) e (76).

(d.3) Montagem e resolução do sistema de equações: A partir das equações (41) a (45), conforma-se um sistema que é resolvido pelo algoritmo de Thomas. A resolução é iterativa, até obter o valor de $QSUP^*$ na equação (53) que satisfaça a condição de contorno superior, conforme foi mostrado no item 4.1.1.

(d.4) Ajuste das condições de contorno inferiores: Nesta etapa, o modelo segue os passos indicados no item 4.1.2.

(e) O cálculo prossegue retornando aos itens (c) ou (d) segundo corresponda.

4.2 Região em estudo

4.2.1 Descrição do solo e clima

O modelo anteriormente apresentado, foi aplicado ao solo de várzea da estação experimental do Instituto Riograndense do Arroz (IRGA), localizada no município de Cachoeirinha, na Grande Porto Alegre. O solo dessa região está classificado como

Planossolo, e pode ser incluído na unidade de mapeamento Vacacaí. Os solos desta unidade constituem as chamadas várzeas arroeiras, apresentando um relevo plano a suavemente ondulado.

Os solos de várzea no estado do Rio Grande do Sul são encontrados na região da Planície Costeira, nas planícies dos rios da Depressão Central como o Rio dos Sinos, Taquarí, Jacuí e Caí e na região da Campanha ao longo dos rios Ibicuí, Quaraí, Negro, Santa Maria e outros menores.

Segundo KLAMT et al. (1985), a característica dominante destes solos é a má drenagem ou hidromorfismo, podendo apresentar limitações agrícolas devido a:

- Alagamento em período chuvoso.
- Granulometria muito fina (argilosa) retardando a infiltração de água, ou muito grossa (arenosa) produzindo infiltração excessiva.
- Deficiências de elementos nutritivos essenciais, ou excesso de alguns deles (Fe e Na) ocasionando toxidez às plantas.

De acordo com BRASIL (1973), a descrição do perfil do solo para a unidade de mapeamento Vacacaí é a seguinte:

- A_{11} - 0-30 cm; bruno-escuro; franco arenoso; poroso, friável, ligeiramente plástico e pegajoso, de transição clara e raízes abundantes.
- A_{12} - 30-45 cm; bruno-amarelo-escuro; franco arenoso; poroso, friável, não plástico e não pegajoso; transição clara, plana, raízes abundantes.
- A_{21} - 45-60 cm; bruno, mosquado pequeno distinto e bastante; bruno forte; franco-arenoso; poroso, friável, não plástico e não pegajoso, transição clara, plana, raízes comuns.
- A_{22} - 60-70 cm; cinzento claro; mosquado pequeno distinto e bastante; franco-arenoso sem estrutura, poroso com alguns poros grandes; solto, não plástico, transição abrupta e plana, poucas raízes.
- B_{2g} - 70-120 cm; cinzento, bruno amarelo, úmido amassado, mosquado grande abundante; bruno amarelo claro; franco argiloso, pouco poroso, extremamente duro, muito firme, plástico e pegajoso, transição gradual e

plana, poucas raízes.

G- 120-200 cm; cinza oliváceo, mosquado preto; franco argiloso, firme, sem raízes.

O clima desta região pode ser enquadrado no tipo Cfa, conforme a classificação de Köpen, ou seja, clima temperado e úmido. As precipitações médias são igualmente distribuídas ao longo do ano. Nos meses de inverno ocorrem as maiores precipitações, quando a evapotranspiração registra os menores valores. Durante a primavera as precipitações podem ser de grande intensidade e curta duração.

Os planossolos se caracterizam por apresentarem uma camada pouco permeável, localizada aproximadamente a um metro de profundidade, acima da qual encontra-se o horizonte A com permeabilidade bem superior. O horizonte pouco permeável destes solos representa uma séria obstrução à drenagem natural. Esta característica do solo, somada a escassa energia do relevo determinam que, durante os eventos chuvosos intensos, se produza a formação de um nível freático por cima da camada de baixa permeabilidade. Esse nível de água pode aflorar na superfície gerando o alagamento do solo. Durante as estiagens, o nível do freático desaparece da camada superior do solo.

4.2.2 Informações disponíveis

Durante o *Estudo da recarga natural nas regiões de várzea* (LUNA CAICEDO, 1989), foi instalada uma bateria de 12 tubos de acesso e um piezômetro em uma área de 10 m por 10 m. Os tubos de acesso permitiram a medição do conteúdo de água com uma sonda de neutrons IH-156 às profundidades de 15, 30, 45, 60 e 75 cm, e o piezômetro a medição do nível estático. Os dados disponíveis do conteúdo de água compreendem o período desde 12/05/88 até 21/07/88, data na qual a bateria foi desativada. Foram efetuadas medições a cada 15 dias, obtendo-se um total de 6 registros. Para cada registro foram feitas 12 repetições a fim de diminuir a margem de erro. A tabela 4.1 mostra os resultados finais:

Tabela 4.1: Conteúdos volumétrico de água medidos no local.

Prof (cm)	12/05	26/05	09/06	23/06	07/07	21/07
15	0,290	0,293	0,367	0,373	0,375	0,362
30	0,284	0,295	0,352	0,377	0,378	0,354
45	0,270	0,295	0,348	0,384	0,382	0,360
60	0,273	0,298	0,350	0,390	0,383	0,369
75	0,297	0,312	0,363	0,390	0,387	0,388
Frea	0	0	0	42	55	0

Por outro lado, a estação meteorológica do IRGA registrou no mesmo período de tempo, valores diários dos seguintes parâmetros:

- Precipitação (pluviômetro e pluviógrafo);
- Temperatura do ar a 150 cm (termômetro e termógrafo);
- Umidade relativa (Psicrômetro);
- Insolação total (Heliógrafo);
- Radiação solar incidente total diária;
- Velocidade do vento (km percorridos) e direção;
- Pressão barométrica e;
- Temperatura do solo.

Esses registros foram efetuados às 9, 15 e 21 horas.

A curva de retenção de água no solo, necessária para a implementação do modelo, foi obtida a partir de amostras não perturbadas de solo da superfície e às profundidades de 30 e 70 cm. Foram retiradas um total de três amostras para cada profundidade, permitindo a determinação da curva de retenção de água média do perfil do solo. Os resultados destes ensaios são apresentados na tabela (4.2):

Tabela 4.2: Valores dos pontos da curva de retenção

Pressão (bar)	15	9	7	5	3	2	1
θ (ad)	0,180	0,195	0,205	0,218	0,240	0,251	0,265

Tabela 4.2: Valores dos pontos da curva de retenção (continuação)

Pressão (bar)	0,7	0,5	0,3	0,2	0,1	0,06	0,0
θ (ad)	0,294	0,311	0,331	0,345	0,362	0,377	0,390

Como não se dispunha de dados de condutividade hidráulica não saturada, a equação (12) de Van Genuchten foi ajustada à curva de retenção. A condutividade hidráulica foi estimada a partir da equação (23). Os parâmetros da equação (12) foram otimizados através do método de Rosenbrock obtendo-se $\alpha = 5,5477 \cdot 10^{-3}$; $a = 1,2039$ e $\theta_r = 0,04$. Os resultados do ajuste da curva de retenção são mostrados na Figura 4.6.

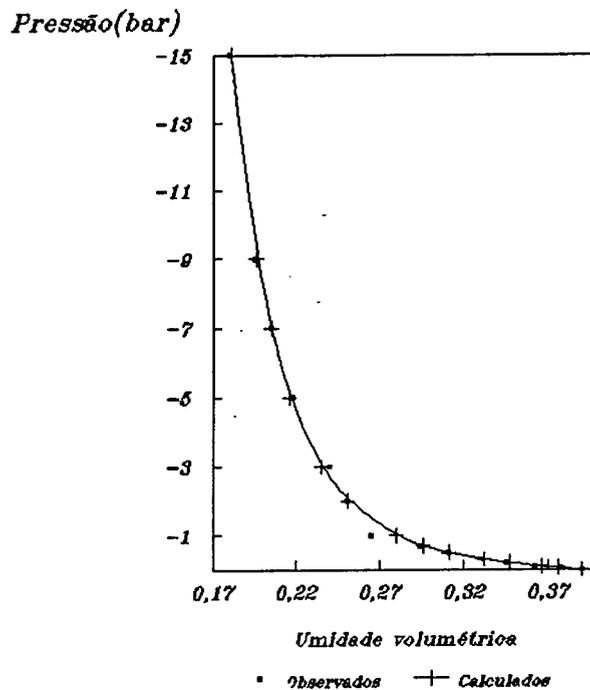


Figura 4.6: Curvas de retenção medida e ajustada.

A condutividade hidráulica saturada foi medida através do método do poço direto, recomendado quando o freático encontra-se próximo à superfície. O valor obtido foi $K_{\text{sat}} = 0,334 \text{ m/dia}$. FREITAS (1978) realizou medições usando este mesmo método e encontrou $K_{\text{sat}} = 0,260 \text{ m/dia}$. No estudo de *Identificação, classificação e caracterização dos solos formadores de várzea no Rio Grande do Sul* (FINEP, 1980), estimou-se um valor médio de $0,153 \text{ m/dia}$ para o local deste estudo. GABETTO (1985),

usando oscilações do freático estimou $K_{sat} = 1,700 \text{ m/dia}$. Estas determinações apresentam disparidades em razão das fortes flutuações do freático, diretamente influenciado pela presença da camada de baixa permeabilidade localizada a pouca profundidade. A grande variabilidade dos parâmetros físicos da camada superior do solo, também provocam a dispersão dos valores dos parâmetros.

Com a finalidade de adotar a estimativa mais precisa, estas medições de condutividade hidráulica saturada foram comparadas com a condutividade estimada através da expressão proposta por BROOKS-COREY (1964), que utiliza os parâmetros da curva de retenção.

$$K_{sat} \text{ [cm/h]} = 3,6 \cdot 10^5 \frac{\phi (1 - S_r)}{(pb/\rho g)^2} \left(\frac{\lambda}{\lambda + 2} \right)$$

onde: λ e pb são os parâmetros da equação (19);

ϕ a porosidade;

S_r a saturação residual.

Usando o método de mínimos quadrados, para $\theta_r = 0,04$, obteve-se $\lambda = 0,1629$ e $pb/\rho g = 80,06 \text{ cm}$, resultando $K_{sat} = 0,3801 \text{ m/dia}$, que mostra que o valor de $K_{sat} = 0,334 \text{ m/dia}$ é o que mais se aproxima do valor encontrado pela expressão de Corey. O valor de $K_{sat} = 0,334 \text{ m/dia}$ foi adotado para a aplicação do modelo.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Validação do modelo

O modelo foi validado comparando seus resultados com os valores obtidos em uma coluna de solo de laboratório. Esses dados foram medidos por Bazaraa (1979), e consistiram de um conjunto de valores de recarga e perfis do conteúdo de água, obtidos em diferentes intervalos de tempo. O autor acima citado realizou um estudo de recarga visando determinar a influência do ar contido nos poros do solo durante os processos de infiltração e drenagem do solo. Nos ensaios de laboratório, a evaporação é desprezível ($S(z,t) = 0$ na equação 8), permitindo testar apenas o esquema de resolução numérico.

A coluna de solo utilizada pelo autor consistiu de areia de rio peneirada, com d_{60} igual a $0,5 \text{ mm}$, d_{10} igual a $0,18 \text{ mm}$, coeficiente de uniformidade igual a $2,78$, densidade aparente do solo igual a $1,533 \text{ g/cm}^3$ e porosidade de $0,42$. Na saturação natural, o conteúdo volumétrico de água foi igual a $0,35$ e a condutividade hidráulica igual a $61,5 \text{ cm/h}$ na temperatura de 16°C .

As curvas de retenção de água são apresentadas na Figura (5.1). Estas curvas foram obtidas através do aparelho de placas porosas de Richards, e da medição dos perfis de equilíbrio da coluna pela sonda gamma, logo após a drenagem total do solo ao final dos ensaios.

O modelo de Van GENUCHTEN (1980) foi utilizado para estimar os valores da relação $K(\varphi)$. A equação (12) foi ajustada aos valores medidos do conteúdo de água, conforme mostra a Figura (5.1), utilizando o método de otimização de Rosenbrock. A curva ajustada corresponde a $\alpha = 3,7886 \cdot 10^{-2}$; $a = 3,31792$ e $\theta_r = 0,034$.

BAZARAA (1979) realizou vários ensaios com diferentes condições iniciais de conteúdo de água no perfil e diferentes valores de infiltração. Desses ensaios, foram escolhidos os denominados RUN-5 e RUN-17, que dispõem de maior quantidade de informação. Ambos ensaios foram efetuados mantendo-se o nível de água no tanque a uma

profundidade constante (100 cm para o ensaio RUN-5 e 108 cm para o ensaio RUN-17). Nos dois experimentos foram aplicadas taxas de infiltração menores que a condutividade hidráulica saturada, evitando desta maneira encharcamento na superfície.

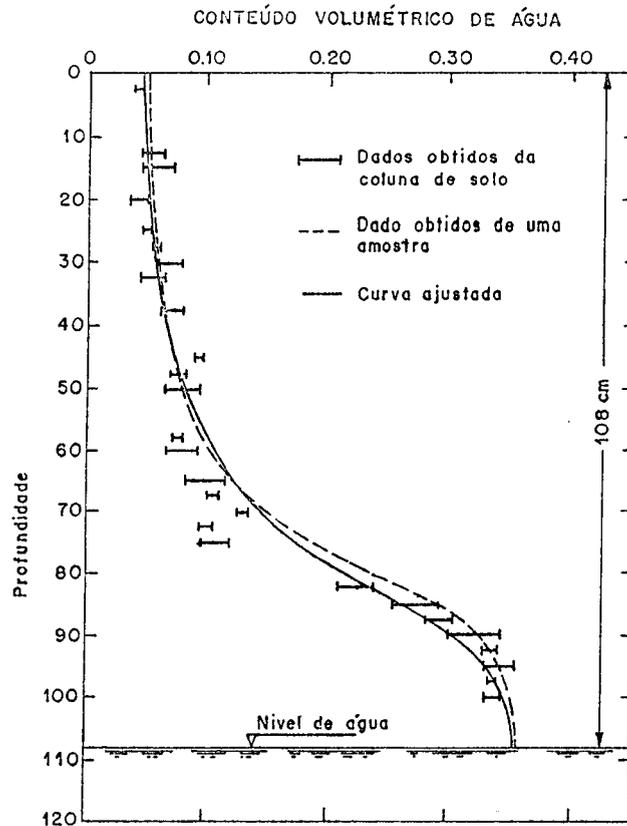


Figura 5.1: Perfis do conteúdo de água medidos e ajustado

O ensaio RUN-5 mostra a típica evolução dos perfis de drenagem durante o estágio de recessão. Neste experimento, foi aplicado na superfície uma taxa de 32,6 cm/h durante 105 minutos. O perfil foi completamente saturado em aproximadamente 75 minutos.

O ensaio RUN-17 teve como objetivo estudar os efeitos do estado inicial de água sobre a recarga natural. Foram feitas 7 aplicações de água, com intensidade igual a 35,6 cm/h durante 15 minutos cada uma, para diferentes tempos de duração desde o início do ensaio. Os tempos (em minutos) em que foi aplicada essa taxa foram: 0, 90, 180, 300, 450, 660 e 1440 minutos.

O ensaio RUN-5 foi escolhido para observar o comportamento do modelo

desenvolvido, para uma situação análoga à produzida logo após a interrupção de uma chuva intensa no campo. Já o ensaio RUN-17, permite testar a resposta do modelo durante chuvas intermitentes, quando as precipitações se sucedem sem permitir a drenagem completa do perfil. Sob estas condições, os efeitos da não-linearidade da equação de movimento de água no solo são mais difíceis de serem reproduzidas através da modelagem numérica. A validação é, portanto, de grande importância para testar a confiabilidade e precisão do modelo, na simulação de situações similares às apresentadas no campo.

A coluna de solo foi dividida em intervalos $\Delta z = 2,5$ cm para a aplicação do esquema numérico. O valor do intervalo de tempo foi explicitamente calculado conforme a equação (75) utilizando $\Delta\theta_{\max}$ igual a 0,03.

As Figuras A1 a A5 mostram os perfis do conteúdo de água observados e calculados para o ensaio RUN-5, e as Figuras A6 a A11 para o RUN-17. Em geral, os valores calculados seguem a tendência dos valores observados. Os desvios podem ser devido a:

- Dispersão nos registros do conteúdo de água, provocados pelo uso da sonda de absorção gamma.
- Não uniformidade do solo, a presença dos macroporos provocam alterações na relação $\theta(\varphi)$ e causam distorções no perfil do conteúdo de água.
- Introdução de hipóteses simplificativas no modelo. A equação (13) considera que as relações entre $K(\varphi)$ e $\theta(\varphi)$ são unívocas, desprezando efeitos de histerese.

Os gráficos A12 a A16 apresentam os valores de recarga medidos e observados para o ensaio RUN-17 (no ensaio RUN-5 não foram medidas descargas). Os dados medidos mostraram que, quando o conteúdo inicial de água do perfil é menor, os picos de recarga foram menores e seus retardos maiores. Tais fatos explicam-se devido a que o avanço da frente úmida está condicionado ao enchimento dos poros do solo localizados na região contígua à própria frente. Para um solo inicialmente seco, a redistribuição de água deve ser mais intensa, determinando um retardo maior do pico de recarga. Da análise dos gráficos A12 e A16, pode-se observar que o fenômeno antes descrito é

simulado de maneira satisfatória pelo modelo, destacando a importância da utilização das ferramentas não-lineares no estudo da recarga. Os valores simulados pelo modelo mostram um leve achatamento e deslocamento dos picos da onda de recarga. Estas diferenças devem-se, provavelmente, à própria deficiência do esquema numérico. HAVERKAMP e VAUCLIN (1981), demonstraram que ocorrem erros de ponderação durante a passagem da frente úmida que são inerentes ao método de diferenças finitas. Estes erros são minimizados reduzindo o espaçamento (Δz), aumentando o tempo de CPU. Os maiores desvios entre os valores medidos e observados de recarga, foram observados durante a primeira aplicação de água, e seguramente são devidos à histerese, já que o perfil do solo encontrava-se inicialmente seco, e/ou a erros na estimativa da condutividade hidráulica não-saturada para baixas tensões matriciais.

No ensaio RUN-17, o de maior tempo de simulação, foram necessários 14,66 segundos de CPU em um computador VAX-4000/300 para concluir a simulação. Considerando que a coluna do solo é de alta permeabilidade, a equação (75) estimou intervalos de tempo pequenos aumentando consideravelmente o tempo de CPU. Convém salientar que os solos normalmente encontrados nas situações reais, apresentam valores de permeabilidades bem menores que o utilizado nestes ensaios, permitindo o uso de intervalos de tempo maiores.

O modelo mostrou-se versátil e preciso na fase de validação, servindo ao mesmo tempo como base de apoio para posterior aplicação na solução de casos reais.

5.2 Aplicação do modelo à área de estudo

O modelo apresentado utiliza parâmetros medidos ou estimados a partir de informações de campo. Nesse sentido, os dados complementares obtidos durante a elaboração de diferentes teses de mestrado, desenvolvidas pelo Setor de Irrigação e Drenagem do IPH no local de estudo, serviram de suporte para a análise, verificação e complementação das informações disponíveis.

Conforme foi descrito no capítulo anterior, a característica mais importante dos

planossolos é a presença de uma camada de baixa permeabilidade, localizada a pouca profundidade e identificada como horizontes B_{2g} e C . Considerando que o sistema radicular praticamente não ultrapassa essa camada, é aceitável supor que a fração de água que penetra na camada de baixa permeabilidade, movimenta-se apenas pela ação da força gravitacional, sendo ainda desprezíveis os movimentos ascendentes devidos à capilaridade. Em consequência, o fluxo de água transferido desde a camada superficial até a camada de baixa permeabilidade, constitui a recarga natural do sistema aquífero.

A vazão que ingressa na camada pouco permeável depende da carga hidráulica exercida na camada superior do solo, sendo determinada pelo nível do freático. Supondo que o nível do aquífero regional esteja localizado por baixo do limite inferior da camada pouco permeável, a fração de água que atravessa essa camada pode ser estimada pela lei de Darcy, como mostra a Figura 5.2:

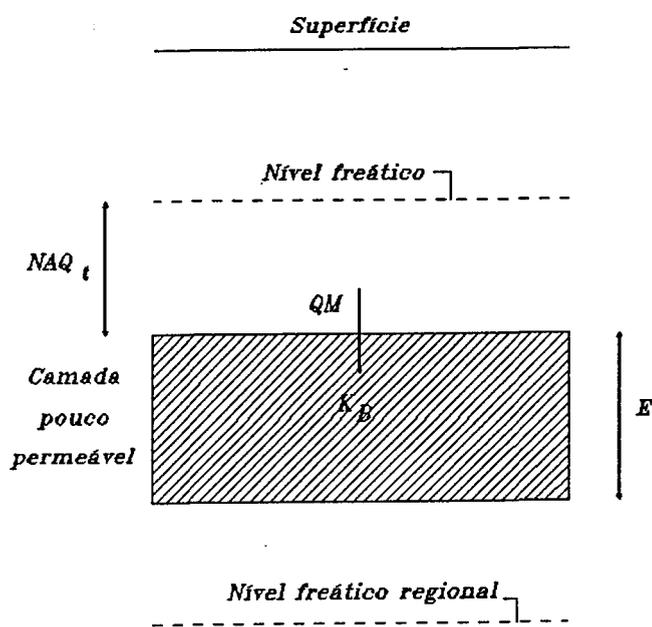


Figura 5.2: Cálculo da recarga natural no local do estudo

$$QM = \frac{K_B}{E} NAQ_t \quad (77)$$

onde: K_B é a condutividade hidráulica saturada da camada pouco permeável;

E é a espessura da camada pouco permeável;

NAQ_t é o nível freático na camada superior do solo para o instante t .

FIETZ (1987) realizou medições de condutividade hidráulica e espessura da camada pouco permeável de planossolos, usando permeâmetros e sondagens. O valor médio da condutividade hidráulica, K_B , foi igual a $2,7 \text{ mm/dia}$, e a espessura média da camada de aproximadamente 130 cm . Substituindo estes valores na equação (77), a recarga natural fica expressa por:

$$QM \text{ [mm/dia]} = 2,0769 \cdot 10^{-3} NAQ_t \text{ [mm]}$$

Esta equação exerce uma função similar à equação (67), sendo neste caso uma relação linear.

SACHET (1977) determinou através de medições *in situ*, para o cultivo de arroz com lâmina superficial de 7 a 10 cm , valores de percolação entre $2,2$ a $2,3 \text{ mm/dia}$, quando o solo estava totalmente saturado. Como a espessura média do horizonte superior é de aproximadamente 100 cm , utilizando estes valores na equação acima, obtém-se um valor de recarga de $2,28 \text{ mm/dia}$, mostrando que as estimativas da equação estão próximas às medições realizadas no local.

A partir destas considerações, o modelo foi adaptado para utilizar dois tipos de condições de contorno inferiores:

- (1) Quando o nível do freático na camada superior do solo for diferente de zero, a condição de contorno é determinada pela posição do freático, conforme explicado no capítulo anterior;
- (2) Quando o nível de água na camada superior do solo for nulo, não se considera fluxo desde essa camada em direção à camada pouco permeável. Esta suposição baseia-se no fato de que a relação entre as permeabilidades das duas camadas é alta, $K_{\text{sat}}/K_B \cong 120$.

Uma limitação do modelo apresentado no capítulo anterior é a de não poder

simular oscilações do freático próximo à superfície, quando o mesmo estiver localizado entre os dois nós superiores. Neste caso, o sistema não têm solução pelo algoritmo de Thomas. A limitação acima apontada foi eliminada usando o critério proposto por WORKMAN e SKAGGS (1989), que consiste em calcular o perfil do conteúdo de água da zona não saturada, supondo que os dois nós superiores encontram-se em equilíbrio com o freático. Como o freático está próximo aos nós, o erro introduzido por essa simplificação é desprezível e não altera os resultados. O cálculo das perdas por evapotranspiração e recarga natural, bem como por infiltração, seguem as mesmas metodologias utilizadas pelo modelo sob condições normais.

Durante as precipitações, o modelo transformou a informação do pluviógrafo em intensidade média da chuva. Este valor era sempre aplicado a partir da meia noite do dia do evento até o tempo de duração da chuva, na ausência do conhecimento da hora do início e fim da chuva.

Quando o nível do aquífero atingiu à superfície, a precipitação ocorrida foi considerada escoamento superficial, ou seja, foram desprezados os efeitos de encharcamento na superfície. Esta suposição é aceitável considerando que o modelo utiliza uma intensidade de precipitação uniforme durante toda a chuva, favorecendo a oportunidade de infiltração.

A evapotranspiração foi calculada conforme a expressão de PENMAN (1948) e distribuída de forma uniforme durante as 24 h do dia:

$$ETP = \frac{\Delta/\gamma RN - EA}{\Delta/\gamma + 1}$$

sendo: *ETP* a evapotranspiração potencial [mm/dia];

Δ a declividade da curva de saturação [mb/°C];

γ a constante psicrométrica [mb/°C];

RN a radiação líquida [mm/dia];

EA o poder evapotranspirante do ar, estimado empiricamente como (PENMAN, 1948):

$$EA = 0,26 (0,5 + 0,54 u_2) (e_s - e)$$

onde: e_s é a pressão de saturação do vapor à temperatura do ar [mb];

e é a pressão de vapor de ar [mb] e;

u_2 é a velocidade média do vento a 2 m de altura [m/s].

Δ , γ e e_s são funções da temperatura; e depende de e_s e da umidade relativa. A radiação líquida foi estimada por uma expressão empírica deduzida a partir de medições no local (TOMASELLA e LUNA CAICEDO, 1991):

$$RN \text{ [cal/cm}^2\text{]} = -7,203 + 0,617 RS \text{ [cal/cm}^2\text{]}$$

sendo: RS a radiação de onda curta incidente na superfície.

No caso que não se conheça o valor de RS , pode se fazer uma estimativa a partir da insolação efetiva:

$$RS = RAE (0,22 + 0,47 n/N)$$

onde: RAE é a insolação extraterrestre calculada em função do dia do ano e a latitude;

n a insolação efetiva [h] e;

N a insolação astronômica [h], função da latitude e do dia do ano.

Para separar a transpiração potencial (TP) da evaporação máxima do solo ($ESUP$), foi usada a expressão (54), com um valor de $IAF = 2,88$, típico de pastagens naturais.

O intervalo de tempo foi calculado usando a equação (75) com $\Delta\theta_{\max}$ de 0,01, valor que minimizou o tempo de CPU sem afetar a qualidade dos resultados.

No algoritmo de extração radicular adotou-se $\theta_{c1} = 0,312$ e $\theta_{c2} = 0,379$, valores

correspondentes a $\varphi = -400 \text{ cm}$, e $\varphi = -50 \text{ cm}$, respectivamente. O valor do coeficiente $\bar{\alpha}_c$ na equação (51) foi ajustado em 0,2 e a profundidade radicular foi fixada em 50 cm.

As Figuras A17 a A22 mostram os perfis do conteúdo de água para diferentes tempos de simulação. O ajuste é, em geral, satisfatório. As discrepâncias entre os valores observados e calculados são maiores nos tempos de simulação de 28 e 70 dias (Figuras A19 e A22), correspondentes aos dias 9/06 e 21/07, respectivamente. A forma sinuosa destes perfis do conteúdo de água indicam o deslocamento de frentes úmidas, resultantes das precipitações ocorridas nesses dias. Esta situação dinâmica determina que a forma do perfil do conteúdo de água dependa da hora em que foi feita a medição. Os perfis do conteúdo de água estimados pelo modelo nas Figuras A19 e A22 correspondem ao final do dia (24 h), quando o processo de redistribuição iniciado após a finalização da chuva, atingiu praticamente uma situação de equilíbrio, que é refletido pelas formas suavizadas dos perfis calculados pelo modelo.

O perfil do conteúdo de água mostrado na Figura A18 correspondente a 336 h de simulação (dia 12/05), é um perfil típico de dessecação do solo. Já com relação aos perfis da Figuras A20 e A21, para um tempo de simulação de 43 e 56 dias respectivamente, a situação é oposta. Neste caso, a presença do freático a 58 e 45 cm de profundidade produz, por ascensão capilar, conteúdos de água altos na superfície. Nas Figuras A23 e A25 observam-se valores de recarga e de evapotranspiração real e potencial, e nas Figuras A24 e A26 apresentam-se a evolução do freático com a precipitação. As Figuras A23 e A25 mostram que a evapotranspiração real é igual à potencial para a maior parte do tempo. No entanto, quando o freático está perto da superfície, o modelo simula uma queda no valor da transpiração real pelo efeito da anaerobiose.

A recarga natural durante os primeiros 40 dias de simulação foi nula, o perfil do conteúdo de água encontrava-se relativamente seco, mostrando a forte influência da condição inicial do conteúdo de água do perfil sobre a recarga natural. O maior pico de recarga, igual a 1,62 mm/dia, foi observado aos 55 dias de simulação como consequência de uma precipitação de 9,8 mm, mostrando que a recarga natural não é

diretamente proporcional ao valor da precipitação.

A Figura A25 mostra que o retardo entre a recarga e a precipitação que lhe deu origem é inferior a um dia. Este fato pode ser explicado pela pouca espessura e permeabilidade relativamente alta da camada superior do solo.

Quando o perfil do conteúdo de água encontra-se praticamente saturado, pequenas precipitações são capazes de produzir oscilações bruscas do freático, podendo gerar alagamentos do solo.

A recarga natural é pouco importante. Isto vai em encontro do estudo de vazões de poços no Rio Grande do Sul feito por PESSOA (1982). Destaca este autor que os poços localizados na região de Cachoerinha apresentam sedimentos com alto conteúdo de argila, dificultando a recarga e produzindo poços com vazões muito baixas (2 a 3 m^3/h). Analisando as características físicas do sistema solo-planta, pode-se inferir que a pouca recarga natural da região se origina nos corpos superficiais de água (banhados, rios), que apresentam suficiente gradiente hidráulico para vencer a resistência da camada pouco permeável. Como foi demonstrado por DIAZ e BELTRAME (1986), os planossolos apresentam grande variabilidade espacial dos parâmetros físicos. Portanto, estes resultados devem ser considerados pontuais.

O modelo mostrou-se pouco sensível aos parâmetros de extração radicular, seguramente devido a que a simulação foi realizada em um período chuvoso onde o perfil do solo permanece úmido e os parâmetros θ_{c1} e $\bar{\alpha}_c$ não têm grande influência.

No período de simulação, o modelo foi sensível aos parâmetros ϵ_{ac}^{\min} e ϵ_{ac}^{\max} , que são os erros máximos e mínimos admitidos na equação (68) para a correção das oscilações do freático. Os valores finalmente utilizados foram $5 \cdot 10^{-5}$ para ϵ_{ac}^{\min} e $5 \cdot 10^{-4}$ para ϵ_{ac}^{\max} .

Para o período de simulação de 70 dias, foram necessários em média 42 seg de CPU no computador VAX 4000/300.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O trabalho desenvolvido procurou dar um enfoque conceitual ao estudo da recarga natural. As metodologias tradicionais simulam o processo de transformação chuva-recarga usando ferramentas lineares. No entanto, as medições experimentais mostram as características altamente não lineares da recarga natural, o que limita a utilização de metodologias simples como as baseadas no modelo de Penman-Grindley. A disponibilidade de novas ferramentas de "hardware" permite o processamento de grandes quantidades de informação possibilitando o estudo detalhado do fenômeno.

Os resultados da simulação podem ser considerados aceitáveis e precisos para fins de estudos de recarga natural. Deve-se salientar, que o fluxo em meio não-saturado se rege por equações fortemente não lineares e, que o número de variáveis envolvidas no fenômeno obrigam a fazer simplificações que alteram os resultados. O processo de infiltração é, ainda hoje, objeto de pesquisas orientadas para uma melhor compreensão dos fenômenos físicos envolvidos.

O modelo desenvolvido apresenta as seguintes limitações:

- Requer do conhecimento de perfis do conteúdo de água ao longo do tempo, bem como de dados da curva de retenção, na fase de calibragem. Este tipo de informação é geralmente escassa.
- Exige o conhecimento físico dos processos relacionados com a recarga.
- Não simula efeitos de histerese.
- Necessita de um maior tempo de processamento em relação aos modelos de balanço.
- Não considera a variação da intensidade de precipitação e da evapotranspiração, nem os efeitos de encharcamento na superfície.

Na região de Cachoeirinha, a recarga natural de aquíferos é pouco importante. Os resultados mostram que a ocorrência de recarga natural está condicionada à presença do freático na camada superior do solo, formado durante as maiores precipitações. A espessura da zona saturada tem forte dependência das condições iniciais do conteúdo

de água do solo, e sua persistência é determinada pela taxa de evapotranspiração real. Durante os alagamentos do solo, observa-se uma queda brusca na transpiração vegetal, devido à ausência de ar no sistema radicular. Este fato deve ser seriamente analisado, no planejamento do uso dos solos da região, para cultivos de espécies sensíveis ao excesso de água.

Estas conclusões são válidas apenas a nível pontual. Por outro lado, o período de colheita disponível de dados foi pequeno (apenas três meses) não sendo possível fazer inferências significativas em relação à evolução da recarga ao longo do tempo.

Quando o modelo for aplicado a uma situação real, recomenda-se analisar a sensibilidade do mesmo aos valores de Δz e $\Delta\theta_{\max}$ durante as chuvas intensas. Este procedimento auxilia na escolha de valores que forneçam resultados precisos e minimizem o tempo de processamento.

Recomenda-se cuidado na escolha do espaçamento Δz da solução. A adoção de grandes intervalos não permite reproduzir perfis do conteúdo de água bruscos, como os produzidos durante o avanço da frente úmida, gerando erros numéricos que podem ser grandes. Para a eleição de $\Delta\theta_{\max}$ a ser utilizado na equação (75), aconselha-se executar o modelo com diferentes valores, para o período em que ocorrem as precipitações mais intensas, seguida da análise da influência sobre os resultados.

Os parâmetros ϵ_{ac}^{\min} e ϵ_{ac}^{\max} , que são necessários quando se quer simular variações do freático, apresentam maior sensibilidade no caso de solos de granulometria fina. Para solos arenosos, cujas curvas de retenção têm maiores declividades perto da saturação, são admissíveis valores mais altos desses parâmetros.

Durante o período de simulação do modelo na área em estudo, ocorreram freqüentes precipitações que mantiveram o perfil do solo com altos conteúdos de água. Tal fato determinou que a taxa de evapotranspiração real fosse quase sempre igual à potencial, impedindo um teste rigoroso do modelo de extração radicular para condições de dessecação mais fortes. É aconselhável, portanto, estender o período de registros do conteúdo volumétrico de água no solo para analisar o comportamento do modelo para condições mais extremas.

Recomenda-se realizar um estudo regional a fim de determinar áreas homogêneas sob o ponto de vista das características físicas, para elaborar conclusões mais gerais em relação à recarga natural em solos de várzea. Em cada uma dessas áreas deveria modelar-se a recarga natural permitindo conhecer as variações do comportamento do sistema no âmbito regional.

A utilização de um modelo de recarga natural baseado na metodologia de Penman-Grindley, poderia ter levado a conclusões equivocadas devido à impossibilidade de simular as oscilações do freático, que é determinante na estimativa do valor da recarga natural. O modelo convencional não teria conseguido simular a influência da camada pouco permeável e pouco profunda.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 ABBOTT, M. B., ANDERSEN, J. K., HAVNO, K., JENSEN, K. H., KROSYNSKI, U. I., WARREN, I. R. 1982. Research and development for the unsaturated zone component of the European Hydrologic System. In: ABBOTT M. B., CUNGE J.A. Engineering Applications of Computational Hydraulics. Marshfield (Massachusetts): Pitman Advanced Publishing Program. 262 p. v. 1 c. 3, p. 30-70.
- 2 AFSHAR, A, MARINO M.A. 1978. Model for simulating soil water content considering evapotranspiration. Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 37, p. 309-322.
- 3 AHUJA, L.R., SWARTZENDRUBER, D. 1972. An improved form of soil water diffusivity function Soil Science Society American Proc., Madison, v. 36, p. 9-14.
- 4 AVERJANOV, S.F. 1950. About permeability of subsurface soils in case of incomplete saturation, Eng. Collection, 7.
- 5 BAZARAA, A.S.. 1979. Experimental/Analitical investigation of the recharge rates to a groundwater table Fort Collins: Colorado State University, Fort Collins, 149 p. Tese (Dout. Filos.)
- 6 BEAR, J., VERRUIJT, A. 1987. Modeling groundwater flow and pollution Dordrecht: Reidel Publishing Company, Holland, 414 p.
- 7 BELMANS, C., FEYEN J., HILLEL, D. 1979. An attempt at experimental validation of macroscopic-scale models of soil moisture extraction by roots. Soil Science, Baltimore, v. 127, n. 3, p. 174-186.
- 8 BELMANS, C., WESSELING, J.G., FEDDES, R.A. 1983. Simulation model of the water balance of a cropped soil: SWATRE. Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 63, n. 2, p. 271-286.
- 9 BROOKS, R.H., COREY, A.T. 1964. Hydraulics properties of porous media. Fort Collins: Colorado State University, 27 p. (Hydrology paper 3).
- 10 BROOKS, R.H. , COREY, A.T. 1966. Properties of porous media affecting fluid flow, Journal of the Irrigation and Drainage Division. ASCE, New York, v. 92, n. 2, p. 61-68.
- 11 BRUCE, R.R. 1972. Hydraulic conductivity evaluation of the soil profile from soil water retentions relations, Soil Science Society American Proc., v. 36, p. 555-560.
- 12 BRUCH, J.C., ZYVOLOSKI, G. 1974. Solution of equation for vertical unsaturated flow in soil water Soil Science, Baltimore, v. 116, n. 6, p. 417-422.
- 13 BURDINE, N.T. 1953. Relative permeability calculations from size distribution data, Transactions of the American Institute of Mining Metallurgical Petroleum Engineering, New York, v. 198, p. 71-78.
- 14 CALDER, I.R., HARDING, R.J., ROSIER, P.T. 1983. An objective assesment of soil-moisture deficit models Journal of Hydrology., Amsterdam, v.60, p. 329-355.
- 15 CHANG, J. 1968. Climate and agriculture Chicago: Aldine Publishing

Company, 296 p.

- 16 CHILDS, E.C. 1969. An introduction to the physical basis of soil water phenomena. New York: Wiley-Interscience. 493 p.
- 17 CHILDS, E.C., COLLIS-GEORGE, N. 1950. The permeability of porous material Proceedings of the Royal Society of London. Serie A: Mathematical and Physical Sciences, London, v. 201, p. 392-405.
- 18 CUSHMAN J., KIRKHAM, D. 1978. A Two-dimensional linearized view of one-dimensional unsaturated-saturated flow. Water Resources Research, Washington, v. 14, n. 2, p. 319-323.
- 19 DANE, J.H., MATHIS, F.H. 1981. An adaptative finite difference scheme for the one-dimensional water flow equation. Soil Science Society American Journal, Madison, v. 45, p. 1048-1054.
- 20 De JONG, R., CAMERON, D.R. 1979. Computer simulation model for predicting soil water content profiles Soil Science, Baltimore, v. 128, n. 1, p. 41-48.
- 21 DIAZ, L. A., BELTRAME, L. F. S. 1986. Variabilidade espacial de características físico-hídricas em planossolo. In: CONGRESSO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM, 7, 1986, Brasília, Anais, Associação Brasileira de Irrigação e Drenagem. 3v. v.3, p. 923-948.
- 22 ERNST, L. F., FEDDES, R. A. 1979. Invloed van grondwateronttrekking voor berekening en drinkwater op de grondwaterstand. Wagening: Inst. Land Water Management Research 10 p. ICW1116.
- 23 FEDDES, R.A. 1971. Water, heat and crop growth Wagening: State Agriculture University. 184 p. Tese (Dout. Filosofia).
- 24 FEDDES, R. A., ZARADNY, H. 1978. Model for simulating soil-water content considering evapotranspiration - Comments. Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 37, p. 393-397.
- 25 FEDDES, R.A., BRESLER, E., NEUMAN S.P. 1974. Field test of a modified numerical model for water uptake by root system Water Resources Research, Washington, v. 10, n. 6, p. 1199-1206.
- 26 FEDDES, R.A., KOWALIK, P., KOLINSKA-MALINKA, K., ZARADNY, H. 1976a. Simulation of field water uptake by plants using a soil water dependant root extraction function. Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 31, p. 13-26.
- 27 FEDDES, R. A., KOWALIK, P., NEUMAN, S. P., BRESLER, E. 1976b. Finite difference and finite element simulation of field water uptake by plants. Hydrological Sciences Bulletin, Wallingford, v. 21, n. 1, p. 81-98.
- 28 FIETZ, C. R. 1987. Demanda hídrica em lavoura de arroz irrigado (Oriza sativa L.) em planossolo. Porto Alegre: UFRGS- Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 210 f. Dissertação de Mestrado.
- 29 FOX, I. A., RUSHTON, K. R. 1976. Rapid recharge in a limestone aquifer. Groundwater, Dublin, v. 14, p. 21-27.
- 30 FREEZE, R. A. 1969. The mechanism of natural groundwater recharge and discharge, 1. One dimensional, vertical, unsteady, unsaturated flow above a recharging or discharging groundwater flow system. Water Resources Research, Washington, v. 5 , n. 1, p. 153-171.

- 31 FREITAS, P.L. 1978. Ensaio de drenagem em planossolo do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS- Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 123 f. Dissertação de Mestrado.
- 32 GABETTO, R.N. 1985. Determinação de critérios de drenagem em planossolo Vacacaí em combinação com a possibilidade de trânsito de máquinas agrícolas. Porto Alegre: UFRGS- Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 106 f. Dissertação de Mestrado.
- 33 GARDNER, W.R. 1958. Some steady state solutions of unsaturated moisture flow equations with applications to evaporation from a water table. Soil Science, Baltimore, v. 85, p. 228-232.
- 34 GARDNER, W. R. 1960. Dynamic aspects of water availability to plants. Soil Science, Baltimore, v. 89, p. 63-67.
- 35 GARDNER, W. R. 1964. Relations of root distribution to water uptake variability. Agronomy Journal, Madison, v. 56, p. 41-45.
- 36 GIESEL W., RENGER, M., STREBEL, O. 1973. Numerical treatment of the unsaturated flow equation: Comparison of experimentals and computed results. Water Resources Research, Washington, v. 9, n. 1, p. 174-177.
- 37 GRINDLEY, J. 1967. The calculation of actual evaporation and soil moisture deficits over specified catchments areas. Meteorological Magazine, v. 96, n. 1137, p. 97-108.
- 38 HANKS, R. J., BOWERS, S. A. 1962. Numerical solution of the moisture flow equation for infiltration into layered soils. Soil Science Society American Proc., Madison, v. 26, p. 530-534.
- 39 HANKS, R.J., KLUTE, A., BRESLER, E. 1969. A numeric method for estimating infiltration, redistribution, drainage, and evaporation of water from soil. Water Resources Research, v. 5, n. 5, p. 1064-1069.
- 40 HAVERKAMP, R., VAUCLIN, M. 1979. A note on estimating finite difference interblock hydraulic conductivity values for transient unsaturated flow problems. Water Resources Research, Washington, v. 15, n. 1, p. 181-187.
- 41 HAVERKAMP, R., VAUCLIN, M. 1981. A comparative study of three forms of the Richard equation used for predicting one-dimensional infiltration in unsaturated soil. Soil Science Society American Journal, Madison, v. 45, p. 13-20.
- 42 HAVERKAMP, R., VAUCLIN, M., TOUMA, J., WIERENGA, P.J., VACHAUD, J. 1977. A comparison of numerical simulations models for one-dimensional infiltration. Soil Science Society American Journal, Madison, v. 41, p. 285-294.
- 43 HILLEL, D., TALPAZ, H., Van KEULEN, H. 1976. A macroscopic-scale model of water uptake by a nonuniform root system and of water and salt movement in the soil profile. Soil Science, Baltimore, v. 121, n. 4, p. 242-255.
- 44 HOPMANS, J. W., OVERMARS B. 1986. Presentation and application of an analytical model to describe soil hydraulic properties. Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 87, p. 135-143.
- 45 JARVIS, N.J. 1989. A simple empirical model of root water uptake. Journal

of Hydrology, Amsterdam, v. 107, p. 57-72.

- 46 KAFRI, V., ASHER, J.B. 1978. Computer estimate of natural recharge through soils in southern Arizona, USA. Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 38, p. 125-138.
- 47 KITCHING, R., BRIDGE, L. 1974. Lysimeter installations in sandstone at Styrrup, Nottinghamshire. Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 23, p. 219-232.
- 48 KICHTING, R., SHEARER, T.R., SHEDLOCK, S.L. 1977. Recharge to Bunter sandstone determined from lysimeters. Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 33, p. 217-232.
- 49 KLAMT, E., KÄMPF, N., SCHNEIDER, P. 1985. Solos de várzea no Estado do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: Fac. de Agronomia da UFRGS. 42 p. (Boletim técnico de solos, 4).
- 50 KLUTE, A., HEERMANN, .F. 1974. Soil water profile development under a periodic boundary condition. Soil Science, Baltimore, v. 117, n. 5, p. 265-271.
- 51 KRISHNAMURTHI, N, SUNADA, D.K., LONGEENBAUGH, R. A. 1977. Mathematical modeling of natural groundwater recharge. Water Resources Research, Washington, v. 13, n. 4, p. 720-724.
- 52 LERNER, D.N., ISSAR, A. S., SIMMERS, I. 1990. Groundwater Recharge. Hannover, W. Germany: Heise. 345 p. (International Contributions to Hydrogeology, 8).
- 53 LUNA CAICEDO, N. O. 1989. Estudo da recarga natural nas regiões de várzeas: relatório parcial. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Projeto EMBRAPA-801.86.284/8. 5 p.
- 54 MARCO, J. B. 1979. A direct method for natural groundwater recharge estimation. Fort Collins: Colorado State University. 90 p. Tese de Mestrado.
- 55 Mc CUEN, R. H., RAWLS, W. J., BRAKENSIEK, D. L. 1981. Statistical analysis of the Brooks-Corey and the Green-Ampt parameters across soil textures. Water Resources Research, Washington, v. 17, n. 4, p. 1005-1013.
- 56 MILLINGTON, R. J., QUIRK, J. P. 1961. Permeability of porous solids, Transactions of the Faraday Society, London, v. 57, p. 1200-1206.
- 57 MILLY, P. C. D. 1987. Estimation of the Brooks-Corey parameters from water retentions data. Water Resources Research, Washington, v. 23, n. 6, p. 1085-1089.
- 58 MOLZ, F. J. 1981. Models for water transport in the soil-plant system: A review. Water Resources Research, Washington, v. 17, n. 5, p. 1245-1260.
- 59 MOLZ, F. J., REMSON, I. 1970. Extraction term models of soil moisture use by transpiring plants. Water Resources Research, Washington, v. 6, n. 5, p. 1346-1356.
- 60 MONTEITH, J. L. 1965. Evaporation and environment. In: SYMPOSIUM SOC. EXPL. BIOL., 19, p. 205-234.
- 61 MUALEM, Y. 1976. A new model for predicting the hydraulic conductivity

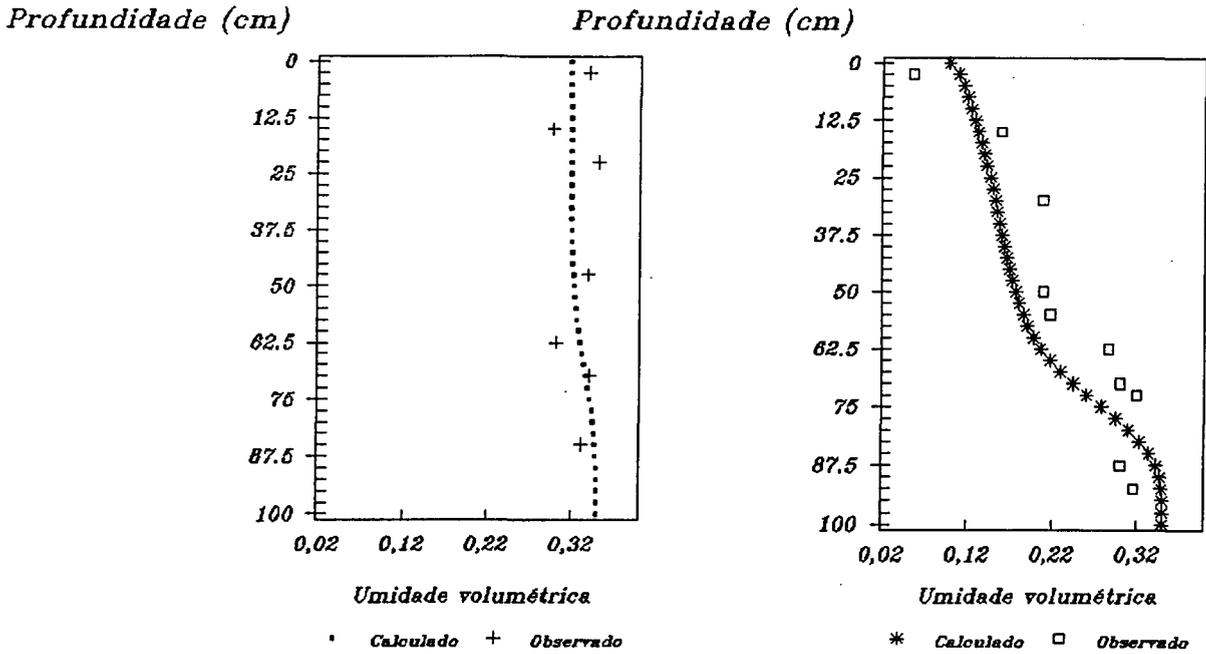
- of unsaturated porous media Water Resources Research, Washington, v. 12, n. 3, p. 513-522.
- 62 MUALEM, Y. 1978. Hydraulic conductivity of unsaturated porous media: Generalized macroscopic approach. Water Resources Research, Washington, v. 14, n. 2, p. 325-334.
- 63 MUALEM, Y., DAGAN, G. 1978. Hydraulic conductivity of soils: Unified approach to the statistical models. Soil Science Society American Journal, Madison, v. 42, p. 392-395.
- 64 NEUMAN, S. P., FEDDES, R. A., BRESLER, E. 1975. Finite element analysis of two-dimensional flow in soils considering water uptake by roots: I. Theory. Soil Science Society American Proceedings, Madison, v. 39, p. 224-230.
- 65 NIMAH M. N., HANKS, R. J. 1973. Model for estimating soil water, plant, and atmospheric interrelations: I. Description and sensitivity. Soil Science Society American Proceedings, Madison, v. 37, p. 522-527.
- 66 PARLANGE, J. Y. 1971. Theory of water movement in soils, 2, One dimensional absorption. Soil Science, Baltimore, v. 3, n. 1, p. 170-174.
- 67 PENMAN, H. L. 1949. The dependence of transpiration on weather and soil conditions. Journal of Soil Science, Oxford, v. 1, p. 74-89.
- 68 PERRENS, S. J., WATSON, K. K. 1977. Numerical analysis of two dimensional infiltration and redistribution. Water Resources Research, Washington, v. 13, n. 4, p. 781-790.
- 69 PERROCHET, P. 1987. Water uptake by plants roots A simulation model, I. Conceptual model. Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 95, p. 55-61.
- 70 PESSOA, M.S. 1982. Banco de dados hidrogeológicos e análise estatística da vazão dos poços do estado do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS- Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 107 f. Dissertação de Mestrado.
- 71 PRIESTLEY, C. H. B., TAYLOR, R. J. 1972. On the assesment of surface flux and evaporation using large-scale parameters. Monthly Weather Review, Washington, v. 100, p. 81-92.
- 72 PROTOPAPAS, A. L., BRAS R. L. 1987. A model for water uptake and development of root system. Soil Science, Baltimore, v. 144, n. 5, p. 352-366.
- 73 RAPER, G. P., SHARMA, M. L. 1989. Prediction of groundwater recharge to a sandy aquifer using a simulation model. In: SHARMA, M.L. (ed) Groundwater Recharge. Rotterdam: A. A. Balkema. 323 p. p. 99-108.
- 74 REMSON, I., HORNBERGER, G. M., MOLZ, F. J. 1970. Numerical Methods in Subsurface Hydrology. New York: Wiley-Interscience. 389 p.
- 75 RICHARDS, L. A. 1931. Capillary conductions of liquids in porous medium. Physics, New York, v. 1, p. 318-333.
- 76 RITCHIE, J. T. 1972. Model for predicting evaporation from a row crop with incomplete cover. Water Resources Research, Washington, v. 8, n. 5, p. 1204-1213.

- 77 RUSHTON, K.R., WARD, C. 1979. The estimation of ground water recharge. Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 41, p. 345-361.
- 78 RUSSO, D. 1988. Determining soil hydraulic properties by parameter estimation: On the selection of a model for the hydraulic properties. Water Resources Research, Washington, v. 24, n. 3, p. 453-459.
- 79 SACHET, Z.P. 1977. Consumo de água de duas cultivares de arroz (Oriza sativa, L.) em três tratamentos de irrigação. Porto Alegre: UFRGS- Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 99 f. Dissertação de Mestrado.
- 80 SAKELLARIOU-MAKRANTONAKI, C., TZIMAPOULOS C., GOULIARAS D. 1987. Analysis of a closed-form analytical model to predict the hydraulic conductivity function. Journal of Hydrology, Amsterdam, v. 92, p. 289-300.
- 81 SCHNABEL, R. R., RICHIE, E. B. 1984. Calculation of internodal conductances for unsaturated flow simulations: A comparison. Soil Science Society American Journal, Madison, v. 48, p. 1006-1010.
- 82 SHARMA, M. L. 1986. Measurements and prediction of natural groundwater recharge - an overview. Journal of Hydrology: New Zealand, Dunedin, v. 25, p. 49-56.
- 83 SHARMA, M.L. (ed.). 1989. Groundwater Recharge. Rotterdam: A. A. Balkema. 323 p.
- 84 SKAGGS, R. W. 1982. Field evaluation of a water management simulation model. Transactions of the ASAE, Saint Joseph, v. 25, n. 3, p. 666-674.
- 85 SMITH, R. E. 1983. Approximate soil water movement by kinematic characteristics. Soil Science Society American Journal, Madison, v. 47 p. 3-8.
- 86 STEPHENS, D.B., REHFELDT, K.R. 1985. Evaluation of closed-form analytical models to calculate conductivity in a fine sand. Soil Science Society American Journal, Madison, v. 49, p. 12-19.
- 87 THOM, A. S., OLIVER, H. R. 1977. On Penman's equation for estimating regional evaporation. Quarterly Journal Royal Meteorological Society, Berks, v. 105, p. 345-357.
- 88 THORNWAITE, C. W. 1948. An approach toward a rational classification of climate. Geographical Review, New York, v. 38, p. 55-94.
- 89 TOMASELLA, J., LUNA CAICEDO, N. O. 1991. Ajuste de equações empíricas para determinação de radiação líquida na grande Porto Alegre. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 9 /e/ SIMPÓSIO LUSO-BRASILEIRO DE HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS, 5, 1991, Anais, Rio de Janeiro: ABRH/APRH. 4 v. v. 1, p. 139-149.
- 90 Van GENUCHTEN, M. Th. 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society American Journal, Madison, v. 44, p. 892-898.
- 91 WORKMAN, S.R., SKAGGS, R.W. 1989. Comparison of two drainage simulation models using field data. Transactions of the ASAE, v. 32, n. 6, p. 1933-1938.
- 92 WYLLIE, M. R. J., GARDNER, G. H. F. 1958. The generalized Kozeny-Carman equation. World Oil, v. 146, p. 210-228.

ANEXOS

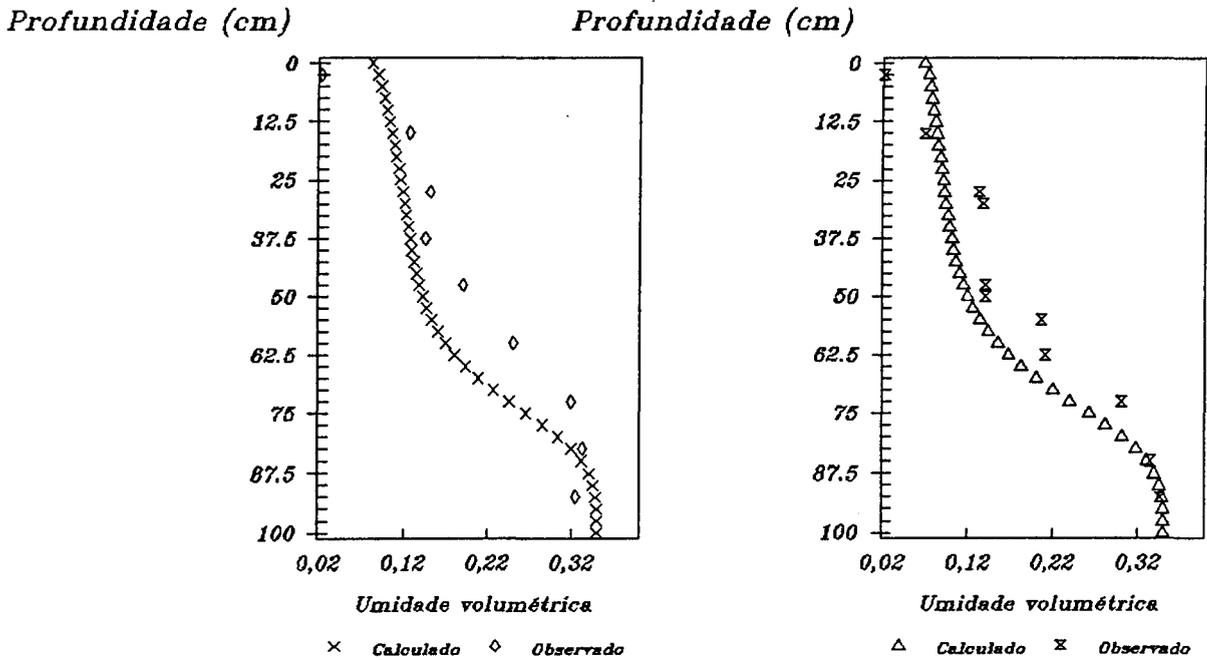
ANEXO A: Figuras A1 a A26

Tempo de simulação= 75' Tempo de simulação= 170'



Gráficos A1 e A2: Perfis de umidade para o ensaio RUN-5

Tempo de simulação= 250' Tempo de simulação= 500'



Gráficos A3 e A4: Perfis de umidade para o ensaio RUN-5

Tempo de simulação= 5585'

Profundidade (cm)

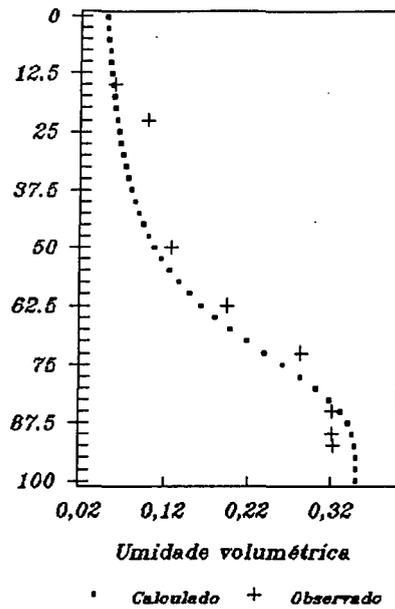
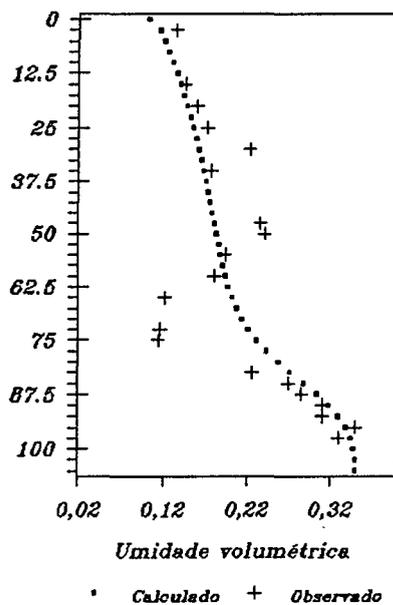


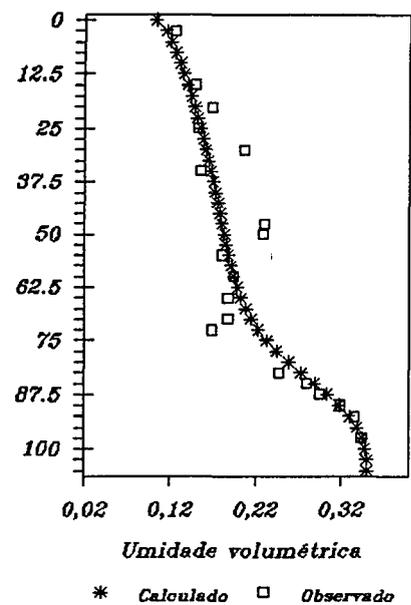
Gráfico A5: Perfil de umidade para o ensaio RUN-5

Tempo de simulação= 70' Tempo de simulação= 160'

Profundidade (cm)



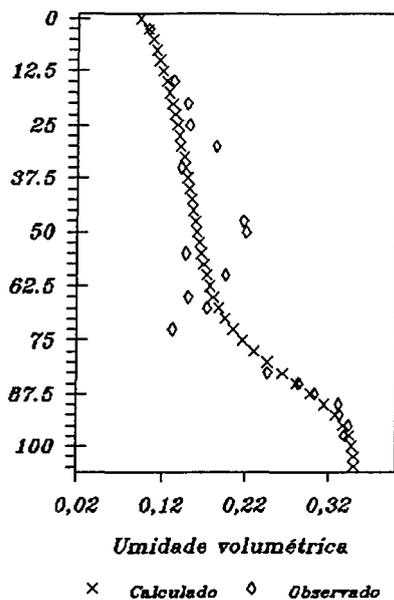
Profundidade (cm)



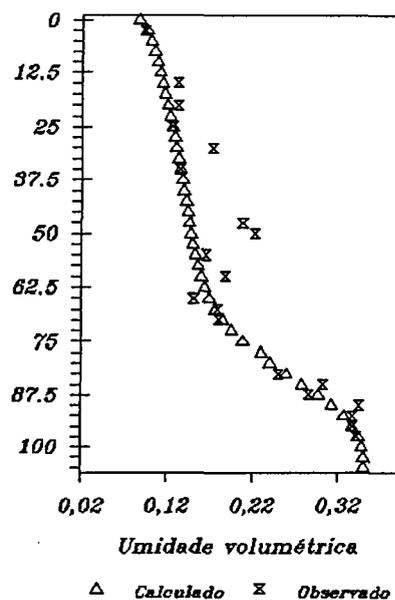
Gráficos A6 e A7: Perfis de umidade para o ensaio RUN-17

Tempo de simulação= 280' Tempo de simulação= 430'

Profundidade (cm)



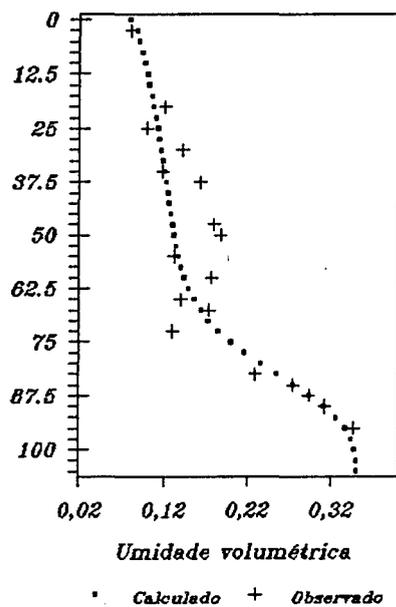
Profundidade (cm)



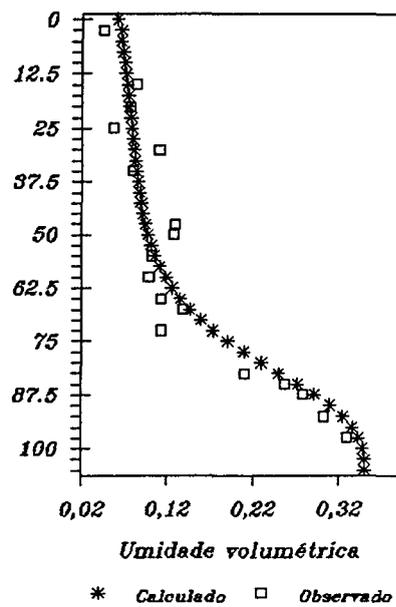
Gráficos A8 e A9: Perfis de umidade para o ensaio RUN-17

Tempo de simulação= 640' Tempo de simulação= 1420'

Profundidade (cm)



Profundidade (cm)



Gráficos A10 e A11: Perfis de umidade para o ensaio RUN-17

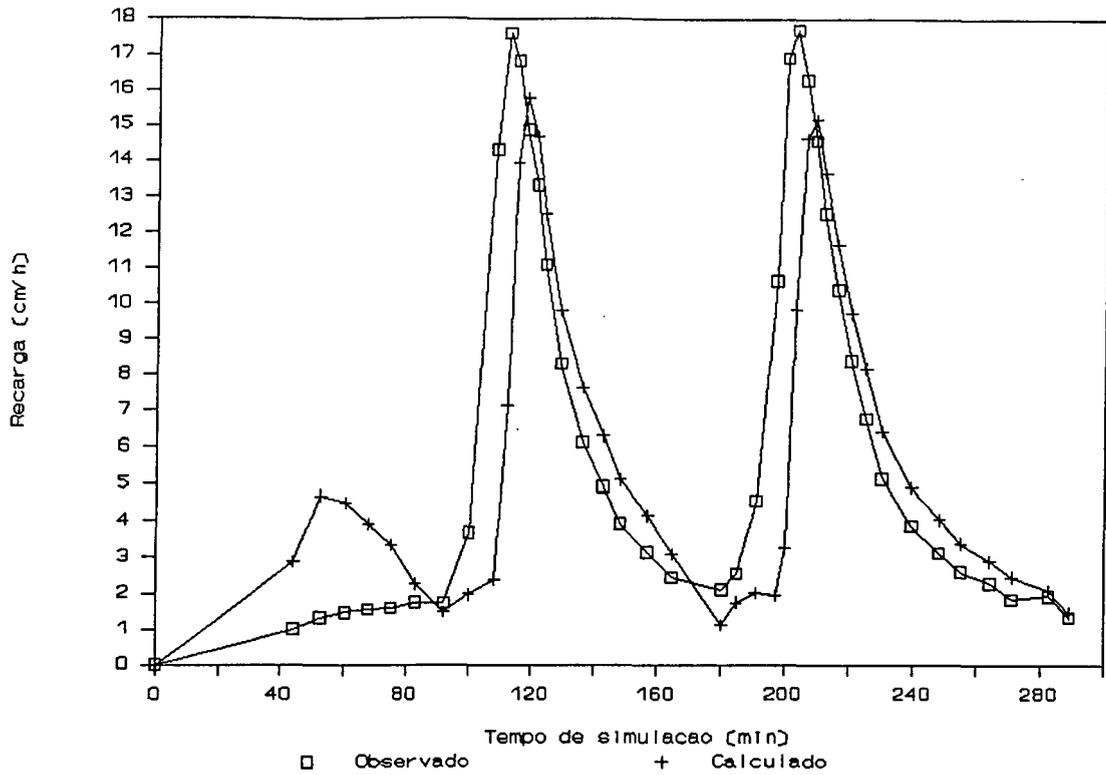


Gráfico A12: Valores de recarga para o ensaio RUN-17

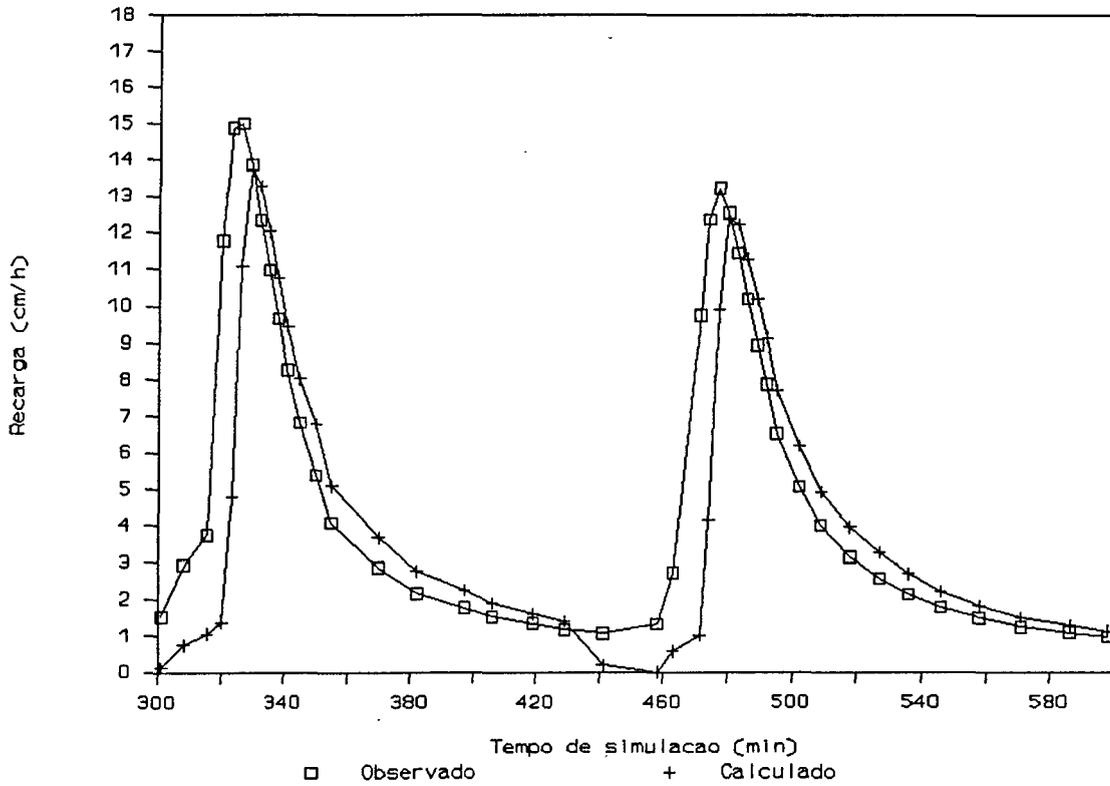


Gráfico A13: Valores de recarga para o ensaio RUN-17

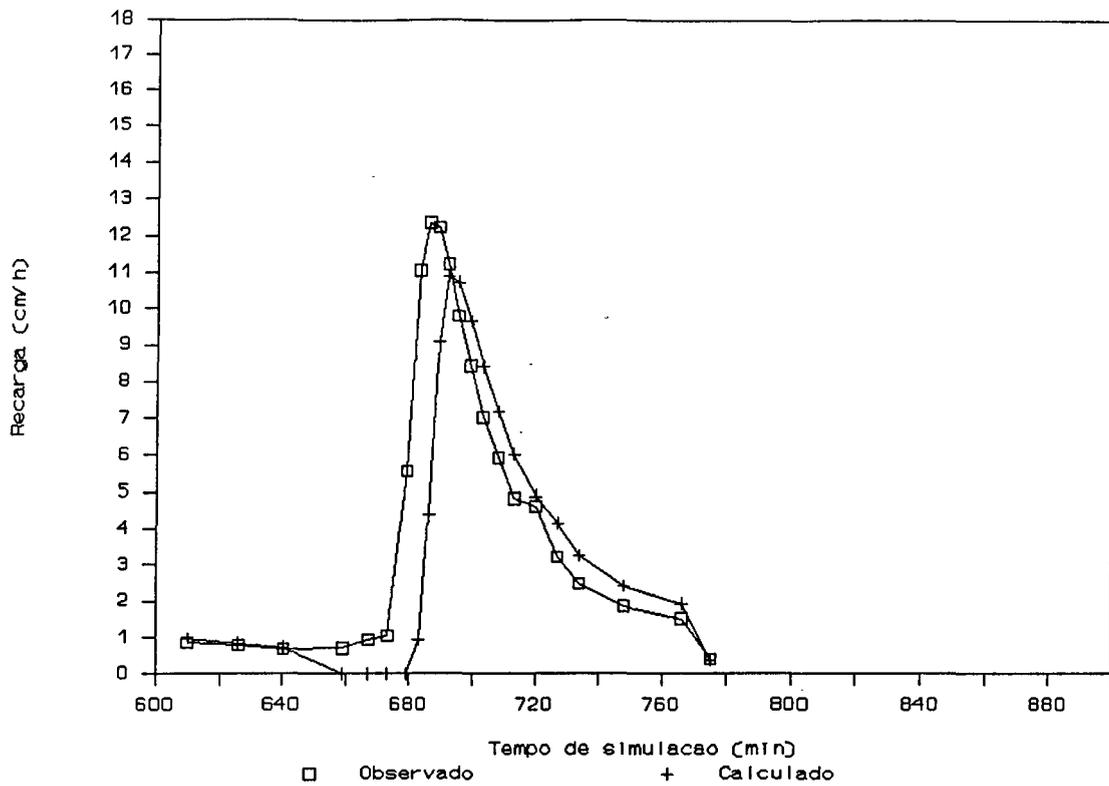


Gráfico A14: Valores de recarga para o ensaio RUN-17

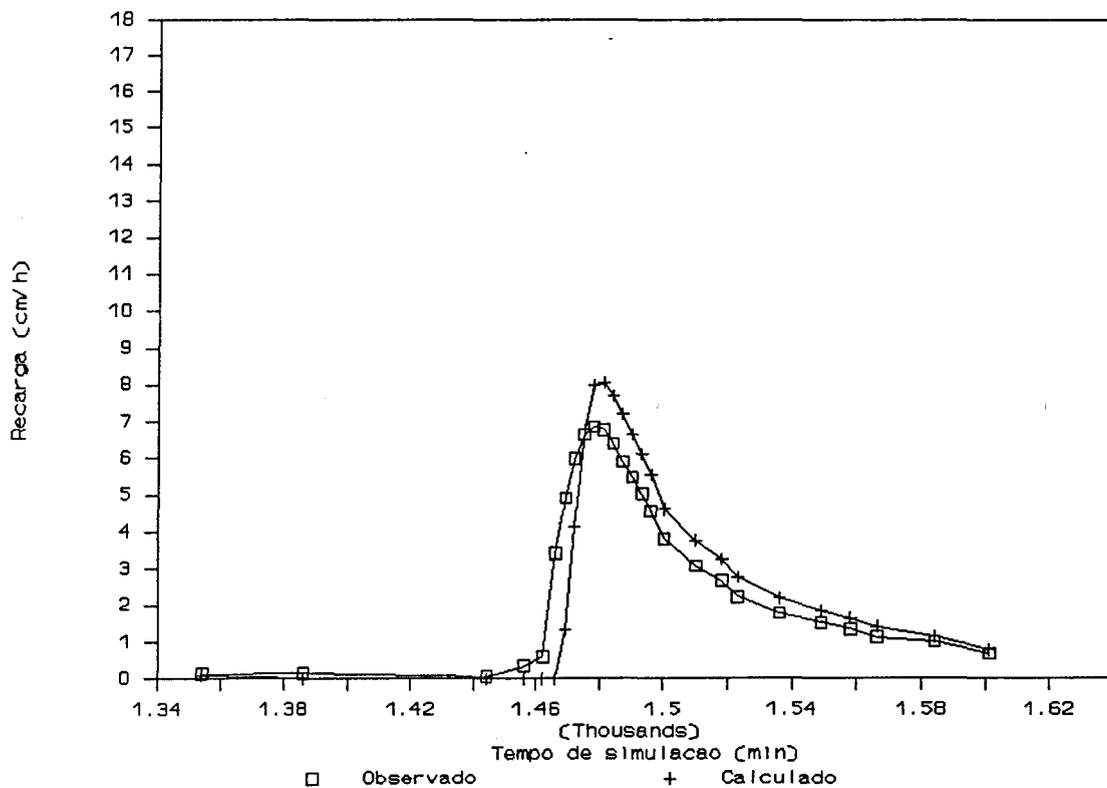


Gráfico A15: Valores de recarga para o ensaio RUN-17

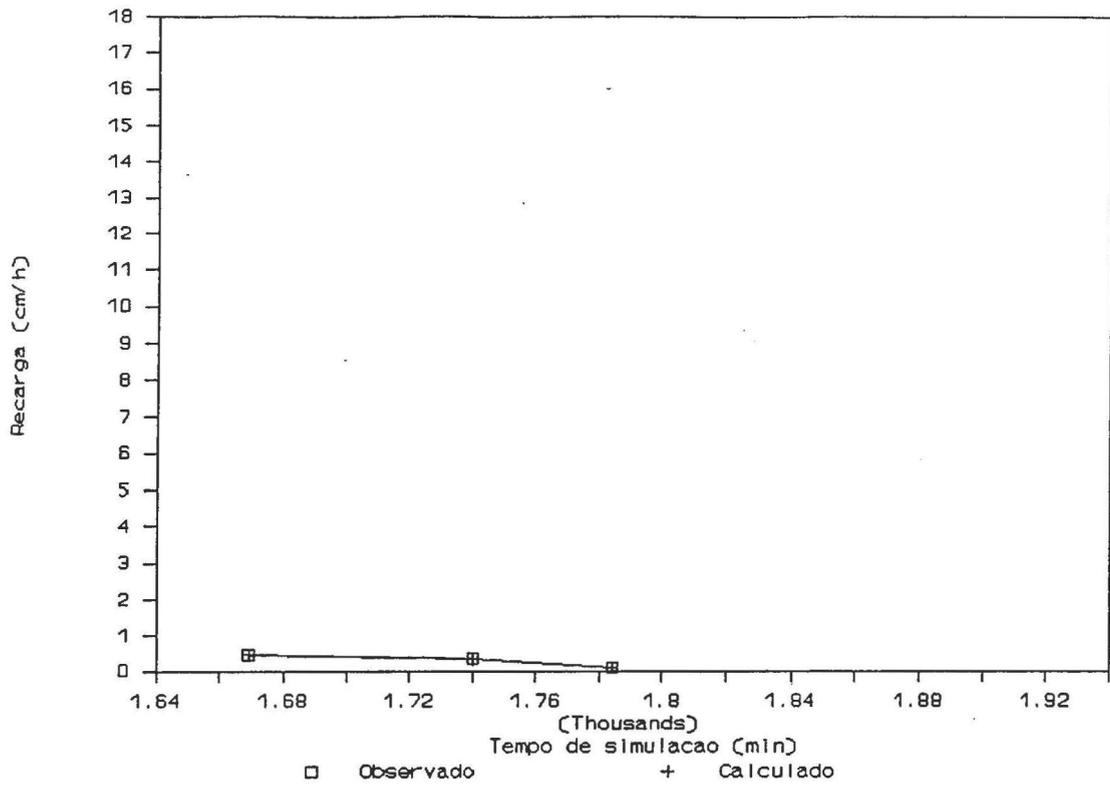
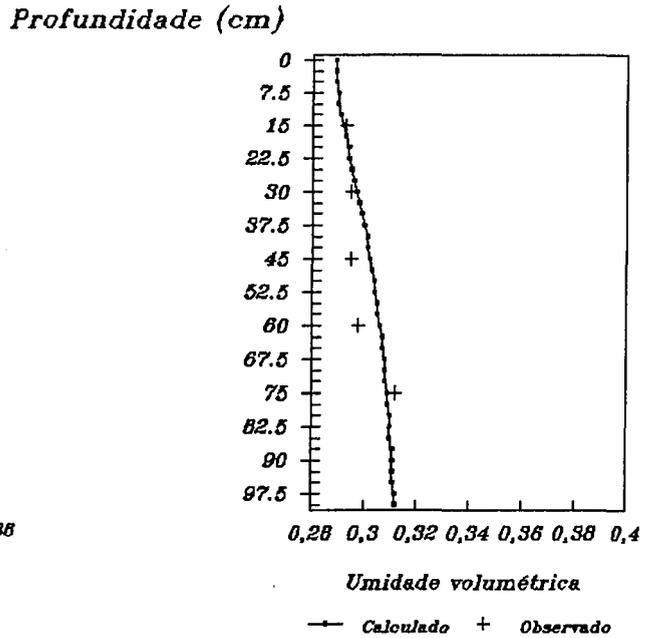
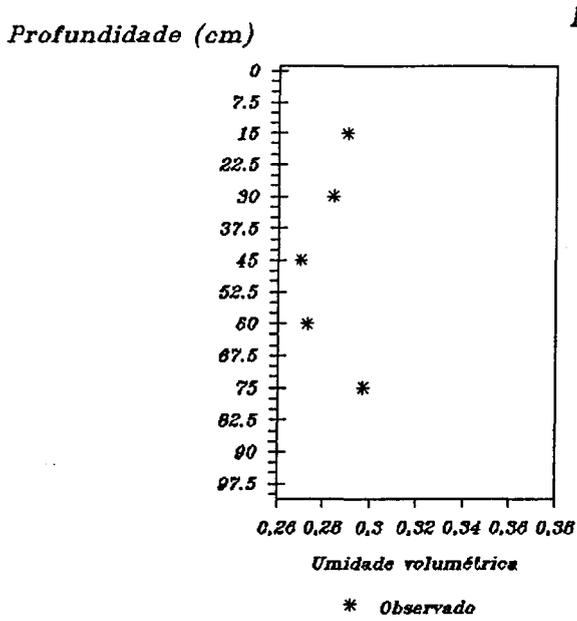


Gráfico A16: Valores de recarga para o ensaio RUN-17

Perfil inicial de umidade

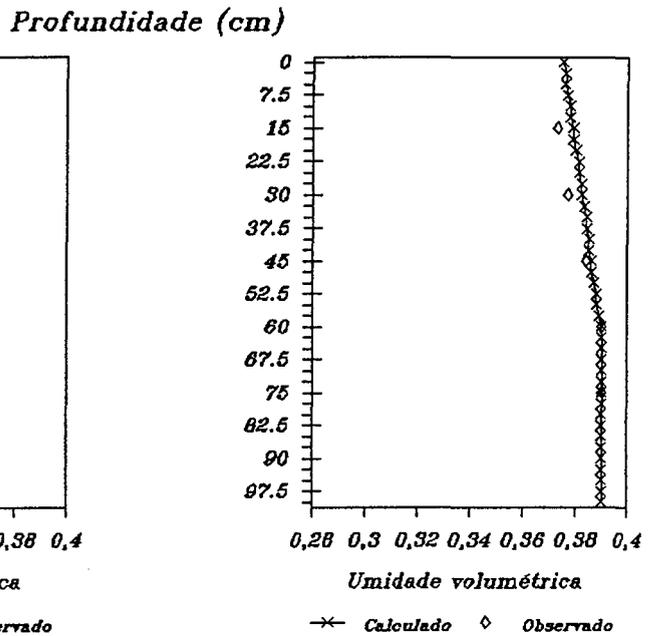
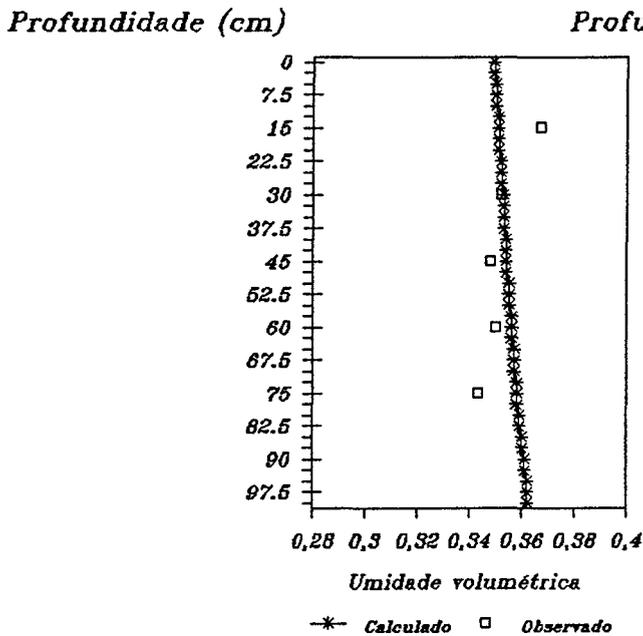
Tempo de simulação = 14 d



Gráficos A17 e A18: Perfis de umidade em 12/05 e 26/05

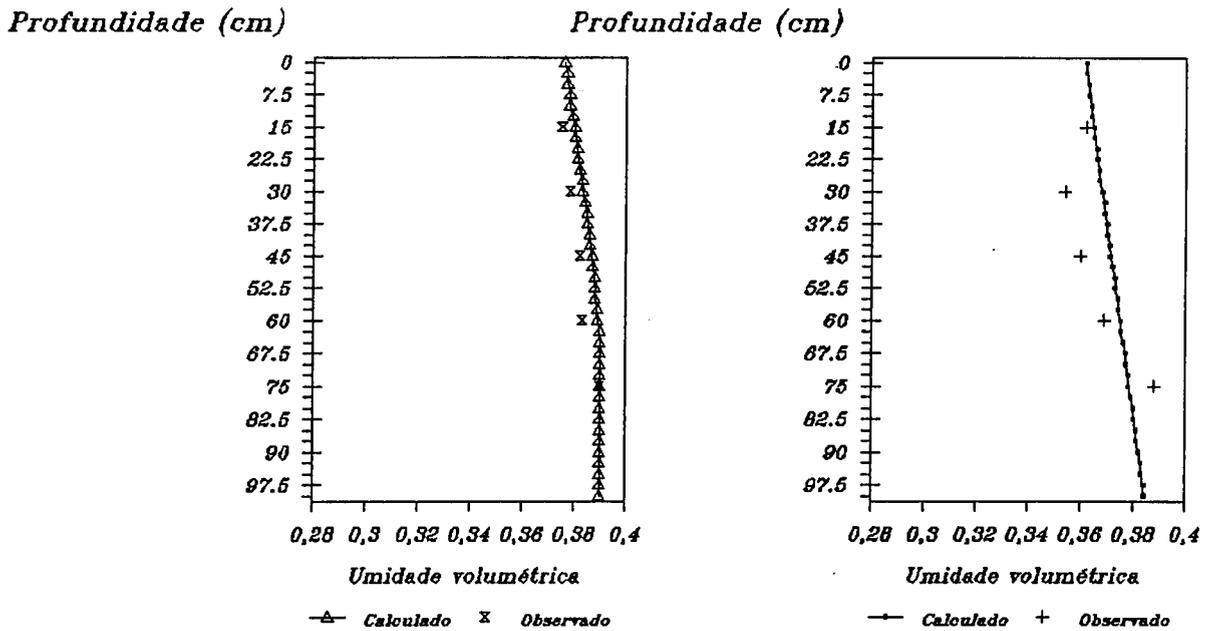
Tempo de simulação = 28 d

Tempo de simulação = 43 d



Gráficos A19 e A20: Perfis de umidade em 9/06 e 24/06

Tempo de simulação= 56 d Tempo de simulação= 70 d



Gráficos A21 e A22: Perfis de umidade em 7/07 e 21/07

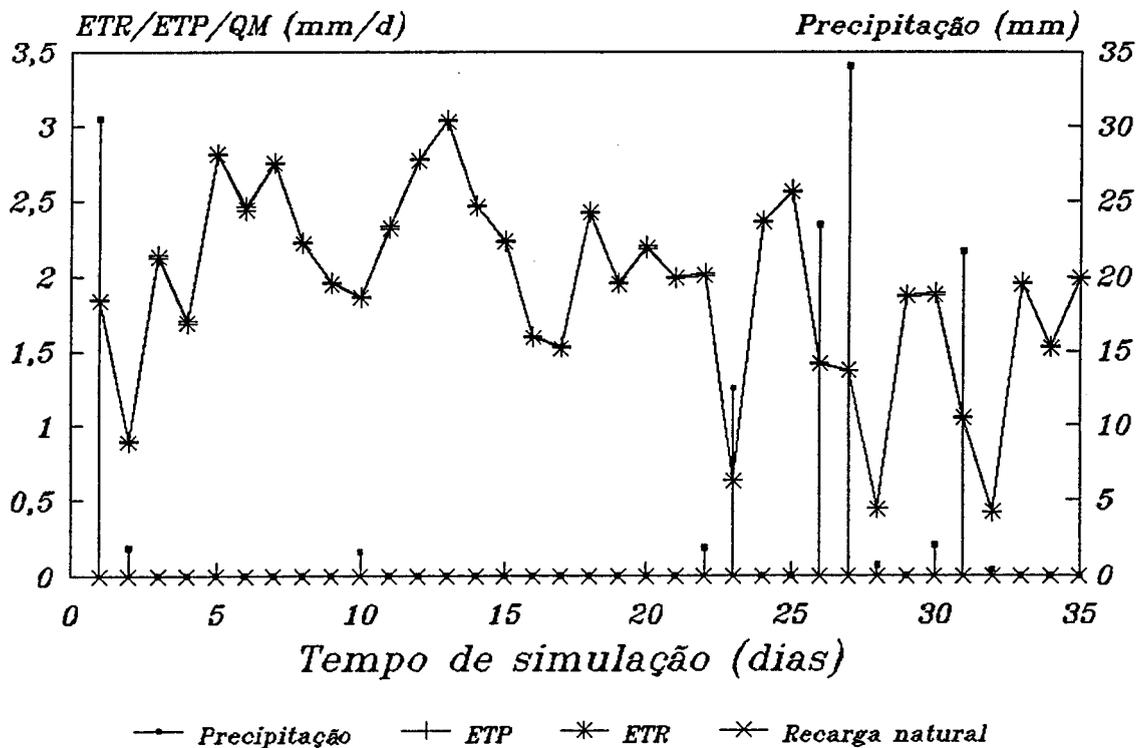


Gráfico A23: Evolução das variáveis meteorológicas e da recarga desde 13/05 até 16/06

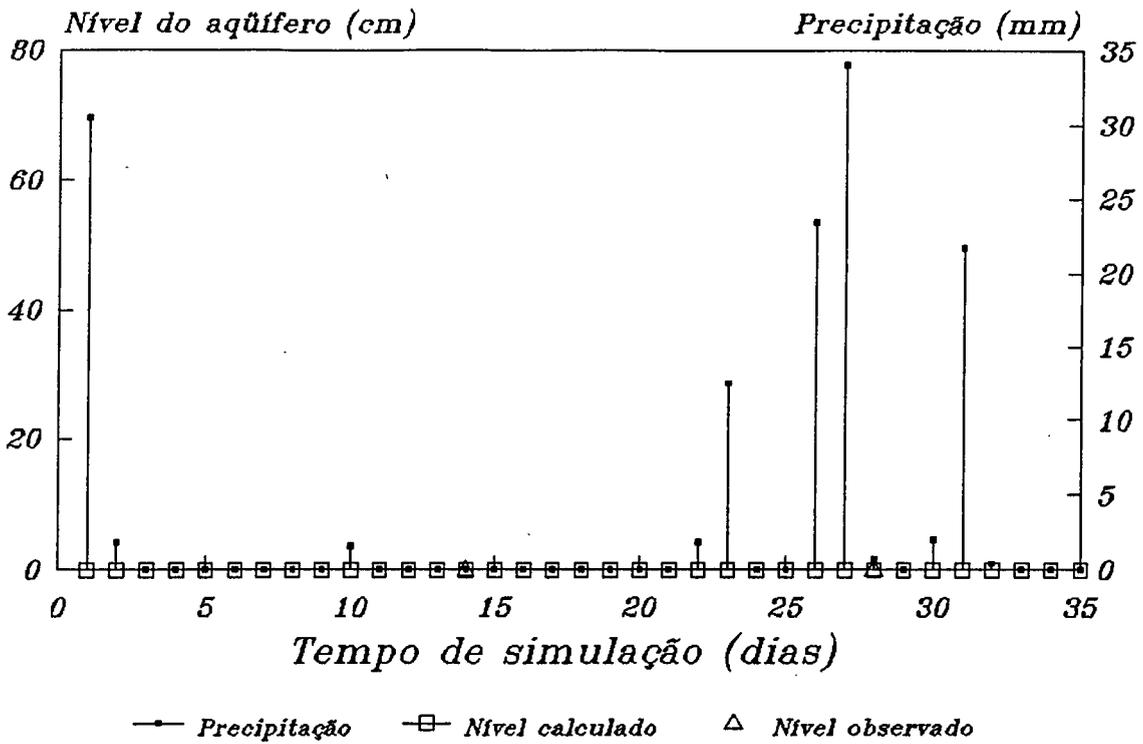


Gráfico A24: Variação da precipitação e da freática desde 13/05 até 16/06

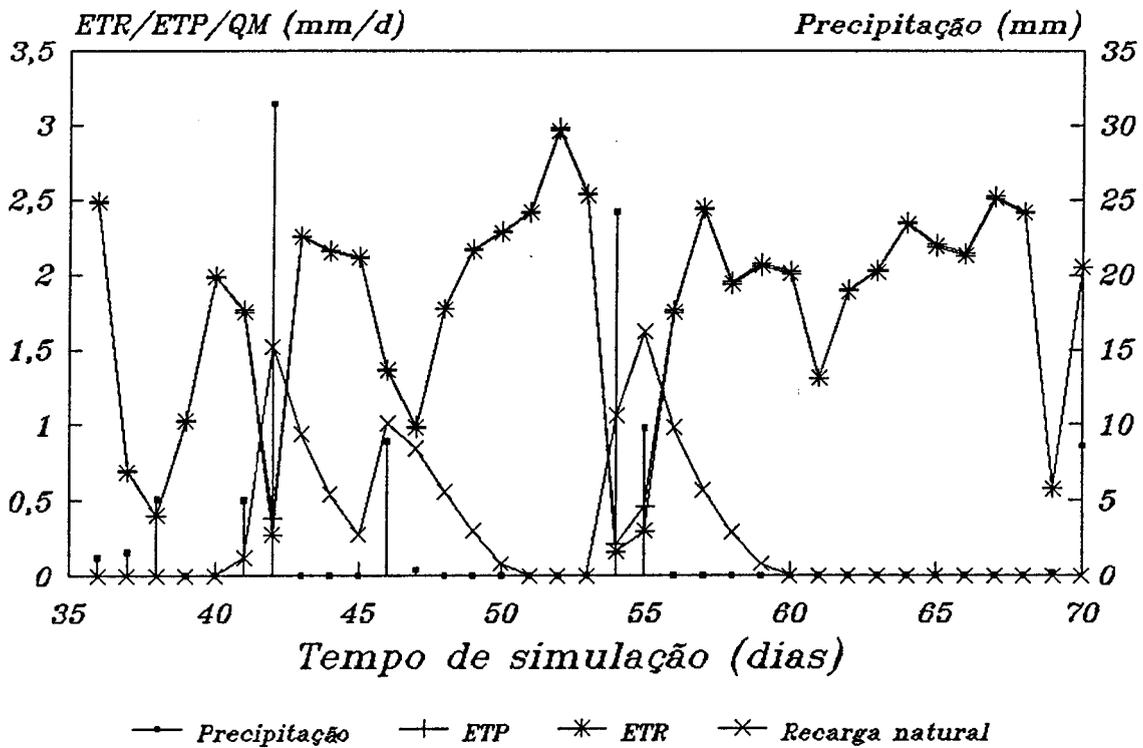


Gráfico A25: Evolução das variáveis meteorológicas e da recarga desde 17/06 até 21/07

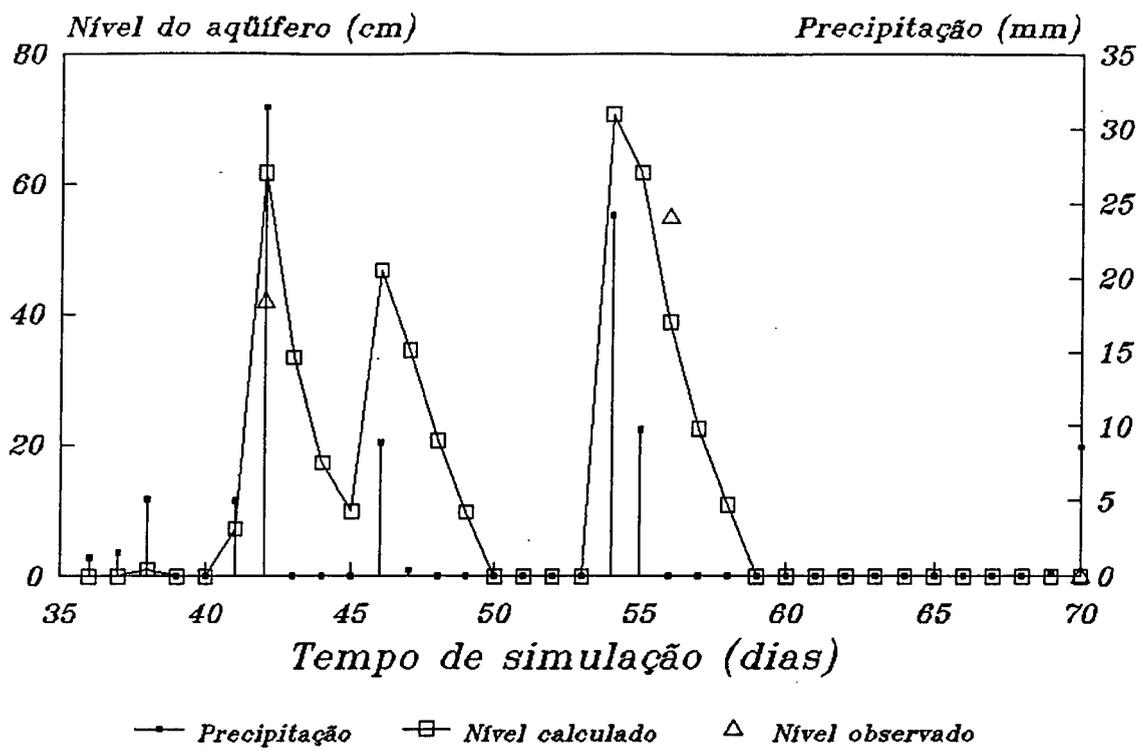


Gráfico A26: Variação da precipitação e da freática desde 17/06 até 21/07

ANEXO B: Listagem do programa

```
REAL KIS,KSAT,LAT,LAI
DIMENSION VV(90),HI(90),RC(90),T(90),UR(90),P(90),TCH(90),DG(8)
COMMON/BLOCK1/KIS(101),FI1(101),EXNM,COEVG,KSAT,DTMAX
COMMON/BLOCK2/DELZ(101),S(101),DIS(101),UMI(101),EA,NE,US,KR
COMMON/BLOCK3/PMP,ALFAC,UMC1,UMC2,EP,R(90)
COMMON/BLOCK4/UMT,ERAC2,ERMAX,ERMIN,PAR,QM,TER,PCAM
COMMON/BLOCK5/DELANT1,DELANT2
COMMON/BLOCK6/DT,EXM,EXN,ALF,QSUP,FI0
COMMON/BLOCK7/UMAXG,UMING,PROF(50),UMO(50,8),SMAX,TAC,UM0,NG
COMMON/BLOCK8/A(101),B(101),D(101),E(101),FI2(101),NEC,AQR
DATA ALF/5.54773E-3/,EXN/1.203903/,TER/0.04/,US/0.390/
OPEN(1,FILE='TES1.DAD',STATUS='OLD')
OPEN(2,FILE='TES1.SAI',STATUS='NEW')
OPEN(3,FILE='RTES1.SAI',STATUS='NEW')
* ##### LEITURA DE DADOS #####
* ##### NE = NUMERO DE NOS #####
* ##### NPO = NUMERO DE PERFILES DE UMIDADES OBSERVADOS #####
* ##### NNO = NUMERO DE NOS DO PERFIL OBSERVADO #####
* ##### TS = TEMPO DE SIMULACAO (EM HS) #####
* ##### DTMAX = DELTA DE UMIDADE MAXIMO INICIAL #####
* ##### DT = DELTA DE TEMPO INICIAL (EM HS) #####
* ##### DELZ(I) = DELTA DE PROFUNDIDADE (EM MTS) #####
* ##### ID = DIA DO ANO DE INICIO DA SIMULACAO #####
* ##### UMI(I) = PERFIL INICIAL DE UMIDADE #####
READ (1,10) NE,NPO,NNO,ID,TS,KSAT,DTMAX
READ (1,20) (DELZ(I), I=1,NE)
READ (1,20) (UMI(I),I=1,NE)
10 FORMAT(4I10,3G10.0)
20 FORMAT(7G10.0)
* ##### UMO(I,J) = UMIDADE OBSERVADA A PROFUNDIDADE I NO PERFIL J ##
* ##### PROF(I) = PROFUNDIDADE DO NO I #####
* ##### DG(I) = TEMPO DE SIMULACAO ATE O PERFIL OBSERVADO (EM HORAS)
IF(NPO.EQ.0) GO TO 200
DO 130 J=1,NPO
130 READ(1,20) (UMO(I,J),I=1,NNO)
READ(1,20) (PROF(I),I=1,NNO)
READ(1,20) (DG(I),I=1,NPO)
* ##### LE OS DADOS METEOROLOGICOS #####
* ##### T(I) = TEMPERATURA NO DIA I (EM GRAUS CENTIGRADOS) #####
* ##### UR(I) = UMIDADE RELATIVA NO DIA I (EM %) #####
* ##### P(I) = PRECIPITACAO NO DIA I (EM MM) #####
* ##### RC(I) = RADIACAO DE ONDA CURTA RECEBIDA #####
* ##### HI(I) = HORAS DIARIAS DE INSOLACAO #####
* ##### VV(I) = VELOCIDADE MEDIA DIARIA DO VENTO (EM KM/DIA) #####
* ##### HTI = HORAS TEORICAS DE INSOLACAO NO DIA I #####
200 ND=TS/24
READ(1,20) (T(I),I=1,ND)
READ(1,20) (UR(I),I=1,ND)
READ(1,20) (P(I),I=1,ND)
READ(1,20) (RC(I),I=1,ND)
READ(1,20) (VV(I),I=1,ND)
READ(1,20) (HI(I),I=1,ND)
READ(1,20) (TCH(I),I=1,ND)
* ##### RC(I) = AR + BR * (H(I)/HTI) #####
* ##### ALB = COEFICIENTE DE ALBEDO #####
* ##### ALT = ALTURA DO LOCAL (EM MTS) #####
```

Listagem do programa (continuação)

```
* ##### LAT = LATITUDE DO LOCAL EM GRAUS (NEGATIVA PARA HEMISF. SUL)
READ(1,20) AR,BR,ALB,ALT,LAT
LAT=LAT*0.017453292
EPEN=1013.0-0.1055*ALT
* ##### TRANSFORMA O PERFIL INICIAL DE UMIDADE EM PRESSAO CAPILAR #
UMT=0.
PCAM=0.
EXM=1.0-1.0/EXN
EXNM=EXN-1.
COEVG=(US-TER)*EXM*EXN*ALF
DIS(1)=DELZ(1)/2.
DO 30 I=1,NE
PCAM=PCAM+DELZ(I)
KIS(I)=KSAT
UMT=UMT+UMI(I)*DELZ(I)
DIS(I+1)=(DELZ(I+1)+DELZ(I))/2.0
AUX1=((US-TER)/(UMI(I)-TER))**(1.0/EXM)-1.0
30 FI1(I)=-((AUX1)**(1.0/EXN))/ALF
* ##### CALCULA PONTO DE MURCHAMENTO PERMANENTE #####
PMP=TER+(US-TER)/(1.+(15000.*ALF)**EXN)**EXM
* ##### LE OS PARAMETROS DA FUNCAO DE EXTRACAO DE RAIZES #####
* ##### CALCULA A DISTRIBUCAO DE RAIZES #####
* ##### PR = PROFUNDIDADE RADICULAR #####
* ##### US = CONTEUDO DE UMIDADE A SATURACAO NATURAL #####
* ##### UMC1 E UMC2, PARAMETROS DE UMIDADE #####
* ##### ALFAC = PARAMETRO DA CURVA DE TRANSPIRACAO #####
* ##### LAI = INDICE DE AREA FOLIAR #####
READ(1,20) PR,ALFAC,UMC1,UMC2,LAI
UMC1=(UMC1-PMP)/(US-PMP)
UMC2=(UMC2-PMP)/(US-PMP)
LAI=EXP(-0.6*LAI)
KR=0
AUX=DELZ(1)
AUX1=1.
40 KR=KR+1
AUX2=EXP(-3.67*AUX/PR)
R(KR)=AUX1-AUX2
AUX=DELZ(KR+1)+AUX
AUX1=AUX2
IF((PR-AUX).GE.0.) GO TO 40
* ##### LE OS PARAMETROS DE GRAFICACAO #####
* ##### UMAXG,UMING,SMAX,VALORES EXTREMOS DO GRAFICO #####
READ(1,20) UMAXG,UMING,SMAX
NG=1
* ##### AQR = PROFUNDIDADE DO AQUIFERO #####
* ##### QM = RECARGA NATURAL #####
* ##### PAR = COEFICIENTE DA RELACAO PROFUNDIDADE-RECARGA ###
* ##### COMECO DO CALCULO #####
READ(1,20) ERMIN,ERMAX,AQR,PAR
WRITE (2,70)
70 FORMAT(//,5X,5('*),' GRAFICA DE VALORES OBSERVADOS E CALCULO
2LADOS DE UMIDADE ',5('*'))
WRITE(3,210)
210 FORMAT(//,5X,5('*),' VALORES DE RECARGA ',5('*'),//,' TEMPO(HS)'
2,' PREC(MM)', ' EVP(MM/D)', ' TR(MM/D)', ' PROF AQ', ' REC(MM)'
3,/)

```

Listagem do programa (continuação)

```
KEV=0
DT=KSAT/DELZ(1)
TAC=0.
QM=PAR*(PCAM-AQR)
QMACUM=0.
NEC=0
ERCUM=0.
CALL DIVIDE
FIO=FI1(1)
PINT=0.
110 KEV=KEV+1
WRITE(*,*) 'DIA= ',KEV,'PROF',AQR
* ##### CALCULA EVAPOTRANSPIRACAO USANDO A EQUACAO DE PENMAN #####
* ##### EVS = TENSAO DE VAPOR A SATURACAO #####
* ##### EVR = TENSAO DE VAPOR A TEMPERATURA DO AR #####
AUX=7.5*T(KEV)/(T(KEV)+237.3)
EVS=6.11*10**AUX
EVR=EVS*UR(KEV)/100
IF(RC(KEV).GE.0.) GO TO 140
KDIA=ID+KEV-1
IF(KDIA.EQ.366) KDIA=1
AUX=0.017214206*(KDIA-172)
DEC=0.409279709*COS(AUX)
COH=-TAN(LAT)*TAN(DEC)
H=ACOS(COH)
HTI=7.639437268*H
AUX2=2*AUX
AUX2=1.00011-0.03258*COS(AUX)-0.00755*SIN(AUX)+0.00064*COS(AUX2)
2+0.00034*SIN(AUX2)
AUX2=891.9806955*AUX2
* ##### RAE = RADIACAO EXTRATERRESTRE #####
RAE=AUX2*(H*SIN(LAT)*SIN(DEC)+COS(LAT)*COS(DEC)*SIN(H))
IAUX=HI(KEV)
HI(KEV)=IAUX+(HI(KEV)-IAUX)/0.6
RC(KEV)=(AR+BR*HI(KEV)/HTI)*RAE
* ##### CALCULA RADIACAO DE ONDA CURTA DA ESTACAO AUTOMATICA #####
140 RC(KEV)=0.966*RC(KEV)-0.6145
LAMBDA=595-0.51*T(KEV)
RN=-7.203+0.616835*RC(KEV)
GAMMA=(0.24*EPEN)/(0.622*LAMBDA)
DELTA=33.8639*(0.05904*(0.00738*T(KEV)+0.8072)**7-0.0000342)
AUX=DELTA/GAMMA
* ##### CALCULA O PODER EVAPORATIVO DO AR #####
EAR=0.26*(EVS-EVR)*(0.5+0.0048625*VV(KEV))
* ##### EP = EVAPOTRANSPIRACAO POTENCIAL (CM/H) #####
EP=(AUX*RN*10./LAMBDA+EAR)/(AUX+1.0)/240.
ESUP=LAI*EP
EP=EP-ESUP
* ##### CALCULA INTENSIDADE DE PRECIPITACAO EM CM/H #####
TAUX=12.0
IF(P(KEV).LE.0.) GO TO 150
IAUX=TCH(KEV)
TAUX=IAUX+(TCH(KEV)-IAUX)/0.6
150 PINT=P(KEV)/10./TAUX
AUX=TAUX
TPRE=0.
```

Listagem do programa (continuação)

```
GO TO 190
90 IF(TAC.GT.TS) GO TO 180
CALL TRANSP
IF(TAC.LT.DG(NG)) GO TO 120
VFI=ABS(FI0)*ALF
UM0=TER+(US-TER)/((1.0+(VFI**EXN)**EXM)
CALL PLOTA
NG=NG+1
120 FIANT=0.
N=10
IF(NEC.LE.2) GO TO 60
N=0
* ##### RESOLUCAO DO SISTEMA TRIDIAGONAL #####
CALL SISTEMA(1)
GO TO 60
100 FIANT=FI0
CALL RESOLVE(1)
60 FI0=(QSUP/KIS(1)-1.0)*DIS(1)+FI2(1)
IF(FI0.GT.0.) FI0=0.
IF(FI0.LT.-15000.) FI0=-15000.
IF(N.EQ.0) GO TO 170
IF(ABS(FIANT-FI0).LT.0.01) GO TO 50
170 E(1)=E(1)+D(1)*(FIANT-FI0)
N=N+1
IF(N.EQ.11) GO TO 50
GO TO 100
50 QSUP=KIS(1)*((FI0-FI2(1))/DIS(1)+1.0)
CALL CORRIGE
DO 160 I=1,NE
160 FI1(I)=FI2(I)
QMACUM=QMACUM+DT*QM*10
ERCUM=ERCUM+EA*DT*10.
IF(TAC.EQ.(KEV*24.)) THEN
AUX=(EP+ESUP)*240.
WRITE(3,220) TAC,P(KEV),AUX,ERCUM,AQR,QMACUM
220 FORMAT(6F10.2)
QMACUM=0.
ERCUM=0.
GO TO 110
ENDIF
AUX=KEV*24.-TAC
IF((TPRE-TAUX).EQ.0.) PINT=0.
190 QSUP=PINT-ESUP
* ##### CALCULA O DELTA TE #####
CALL DELTATE(NEC)
IF(DT.GT.AUX) DT=AUX
TAC=TAC+DT
IF(PINT.LE.0.) GO TO 90
TPRE=TPRE+DT
IF((TPRE-TAUX).LE.0.) GO TO 90
TAC=TAC+TAUX-TPRE
DT=TAUX+DT-TPRE
TPRE=TAUX
GO TO 90
180 STOP
END
```

Listagem do programa (continuação)

```
SUBROUTINE CORRIGE
REAL KIS
COMMON/BLOCK2/DELZ(101),S(101),DIS(101),UMI(101),EA,NE,US,KR
COMMON/BLOCK4/UMT,ERAC2,ERMAX,ERMIN,PAR,QM,TER,PCAM
COMMON/BLOCK6/DT,EXM,EXN,ALF,QSUP,FI0
COMMON/BLOCK8/A(101),B(101),D(101),E(101),FI2(101),NEC,AQR
EPS=0.1
UMANT=UMT
ERRO=ERMAX
ERAC1=0.
FI2(0)=FI0
II=1
GO TO 10
90 FI2(NEC-1)=FI2(NEC)-DIS(NEC)
10 DO 20 I=II,NEC
  VFI=-FI2(I)*ALF
  IF(VFI.LT.0.) VFI=0.
20 UMI(I)=TER+(US-TER)/((1.0+(VFI**EXN)**EXM)
  UMT=(PCAM-AQR)*US
  IF(NEC.EQ.0.) GO TO 110
  DO 30 I=1,NEC
30 UMT=UMT+DELZ(I)*UMI(I)
110 QN=(UMANT-UMT)/DT+QSUP-EA
  ER=(QN-QM)*DT
  ERAC2=ERAC2+ER
  IF(AQR.LT.PCAM) GO TO 70
  IF(ERAC1.NE.0.) GO TO 120
  IF(FI2(NE).LT.0.) GO TO 40
  NEC=0
  GO TO 50
120 IF(ERAC2.LT.0.) GO TO 40
  GO TO 60
70 IF(AQR.GT.0.) GO TO 60
  QM=PAR*PCAM
  IF(ERAC2.GT.0.) GO TO 130
  IF(ERAC1.EQ.0.) GO TO 50
60 IF(ABS(ERAC2).LT.ERRO) GO TO 40
  ERRO=ERMIN
  IF((ERAC1*ERAC2).GE.0.) GO TO 100
  EPS=EPS*0.5
  IF(EPS.LT.1.0E-4) GO TO 40
100 AQR=AQR-EPS*ERAC2/ABS(ERAC2)
  IF(AQR.LT.0.) AQR=0.
  IF(AQR.GT.PCAM) AQR=PCAM
  ERAC1=ERAC2
  ERAC2=ERAC2-ER
80 QM=PAR*(PCAM-AQR)
  CALL DIVIDE
  IF(NEC.LE.2) GO TO 90
  II=NEC-6
  IF(II.LT.1) II=1
  CALL SISTEMA(II)
  E(II)=E(II)-D(II)*FI2(II-1)
  CALL RESOLVE(II)
  GO TO 10
130 ERAC2=0.
```

Listagem do programa (continuação)

```
GO TO 40
50 AQR=ABS(AQR-0.01)
ERAC2=0.
CALL DIVIDE
40 RETURN
END
```

C
C

```
SUBROUTINE DELTATE(NEC)
DOUBLE PRECISION RESTA
REAL KIS,KSAT
COMMON/BLOCK1/KIS(101),FI1(101),EXNM,COEVBG,KSAT,DTMAX
COMMON/BLOCK2/DELZ(101),S(101),DIS(101),UMI(101),EA,NE,US,KR
COMMON/BLOCK6/DT,EXM,EXN,ALF,QSUP,FI0
FI1(0)=FI0
DO 10 I=0,NE
VFI=-FI1(I)*ALF
RESTA=(1.0-(VFI**EXNM)*(1.0+(VFI**EXN)**(-EXM))**2.0
AUX2=KSAT*RESTA/(1.0+(VFI**EXN)**(EXM*0.5)
KIS(I)=(AUX1*AUX2)**(0.5)
10 AUX1=AUX2
DTMAC=0.
IF(NEC.LT.2) GO TO 30
Q1=-QSUP
DO 20 I=2,NEC
Q2=-KIS(I)*((FI1(I-1)-FI1(I))/DIS(I)+1.0)
DTAC=ABS((Q2-Q1)/DELZ(I-1))+S(I-1)
IF(DTAC.GT.DTMAC) DTMAC=DTAC
20 Q1=Q2
30 AUX=1.2*DT
IF(DTMAC.EQ.0.) DTMAC=0.0001
DT=DTMAX/DTMAC
IF(DT.GT.12.) DT=12.
IF(DT.GT.AUX) DT=AUX
RETURN
END
```

C
C

```
SUBROUTINE SISTEMA(II)
REAL KI,KS,KIS
COMMON/BLOCK1/KIS(101),FI1(101),EXNM,COEVBG,KSAT,DTMAX
COMMON/BLOCK2/DELZ(101),S(101),DIS(101),UMI(101),EA,NE,US,KR
COMMON/BLOCK6/DT,EXM,EXN,ALF,QSUP,FI0
COMMON/BLOCK8/A(101),B(101),D(101),E(101),FI2(101),NEC,AQR
DS=DIS(II)
KS=KIS(II)
* ##### CALCULO DOS VETORES A,B,D E E #####
DO 10 I=II,NEC-1
KI=KIS(I+1)
DI=DIS(I+1)
VFI=ABS(FI1(I))*ALF
C=COEVBG*(VFI**EXNM)/(1.0+(VFI**EXN)**(EXM+1.0)
AUX1=DT*KI/(C*DELZ(I))
AUX2=DT*KS/(C*DELZ(I))
A(I)=-AUX1/DI
D(I)=-AUX2/DS
```

Listagem do programa (continuação)

```
B(I)=1-A(I)-D(I)
E(I)=FI1(I)-AUX1+AUX2-S(I)*DT/C
KS=KI
10 DS=DI
E(NEC-1)=E(NEC-1)-A(NEC-1)*FI2(NEC)
RETURN
END
```

C
C

```
SUBROUTINE DIVIDE
COMMON/BLOCK2/DELZ(101),S(101),DIS(101),UMI(101),EA,NE,US,KR
COMMON/BLOCK5/DELANT1,DELANT2
COMMON/BLOCK8/A(101),B(101),D(101),E(101),FI2(101),I,AQR
IF(I.EQ.0) GO TO 60
DIS(I)=DIS(I)-(DELZ(I)-DELANT1)/2.0
DELZ(I)=DELANT1
DELZ(I+1)=DELANT2
I=1
IF(AQR.EQ.0.) GO TO 40
60 AUX=DELZ(1)
DO 10 I=2,NE
AUX=AUX+DELZ(I)
10 IF(AUX.GT.AQR) GO TO 20
DELZ(NE+1)=0.
GO TO 70
20 IF((AUX-AQR).GT.(DELZ(I)/2.0)) GO TO 30
I=I+1
AUX=AUX+DELZ(I)
30 DELANT1=DELZ(I-1)
DELANT2=DELZ(I)
DELZ(I-1)=DELANT1+DELANT2-AUX+AQR
DELZ(I)=AUX-AQR
DIS(I-1)=DIS(I-1)+(DELZ(I-1)-DELANT1)/2.0
FI2(I-1)=-DELZ(I-1)/2.0
40 FI2(I)=-0.00001
I=I-1
70 RETURN
END
```

C
C

```
SUBROUTINE TRANSP
DIMENSION ALFA(50)
COMMON/BLOCK2/DELZ(101),S(101),DIS(101),UMI(101),EA,NE,US,KR
COMMON/BLOCK3/PMP,ALFAC,UMC1,UMC2,EP,R(50)
ALFAP=0.
DO 10 I=1,KR
UMN=(UMI(I)-PMP)/(US-PMP)
IF(UMN.LE.UMC1) GO TO 20
IF(UMN.LE.UMC2) GO TO 30
ALFA(I)=(1-UMN)/(1-UMC2)
GO TO 10
20 ALFA(I)=UMN/UMC1
GO TO 10
30 ALFA(I)=1.
10 ALFAP=R(I)*ALFA(I)+ALFAP
EA=EP
```

Listagem do programa (continuação)

```
      IF(ALFAP.LT.ALFAC) EA=ALFAP*EP/ALFAC
      IF(ALFAP.EQ.0.) ALFAP=100.
      DO 40 I=1,KR
40    S(I)=(EA*R(I)*ALFA(I))/(ALFAP*DELZ(I))
      RETURN
      END
C
C
      SUBROUTINE RESOLVE(II)
      DOUBLE PRECISION BETA(101),GAMMA(101)
      COMMON/BLOCK8/C(101),B(101),A(101),D(101),V(101),NEC,AQR
C    ##### CALCULA OS VETORES INTERMEDIOS BETA E GAMMA #####
      BETA(II)=B(II)
      GAMMA(II)=D(II)/BETA(II)
      L=NEC-1
      DO 1 I=II+1,L
      BETA(I)=B(I)-A(I)*C(I-1)/BETA(I-1)
1    GAMMA(I)=(D(I)-A(I)*GAMMA(I-1))/BETA(I)
C    ##### CALCULA O VETOR SOLUCAO V #####
      V(L)=GAMMA(L)
      DO 2 K=1,L-II
      I=L-K
2    V(I)=GAMMA(I)-C(I)*V(I+1)/BETA(I)
      RETURN
      END
C
C
      SUBROUTINE PLOTA
      REAL IY(6)
      DIMENSION MS(51),IPLOT(51)
      COMMON/BLOCK2/DELZ(101),S(101),DIS(101),UMI(101),EA,NDT,US,KR
      COMMON/BLOCK7/UMAXP,UMINP,PROF(50),UMO(50,8),SMAX,TAC,UM0,NG
      DATA MAIS/'+'/,IPONT/'.'/,IAST/'*'/,IBRAN/' '/,IPRE/'I'/
      DATA MS/51*'-'/,II/'O'/,IFF/'F'/
      WRITE (2,3) TAC
      DO 100 I=1,5
100  IY(I)=UMINP+(UMAXP-UMINP)*(I-1)*0.25
      DO 105 I=1,51,10
105  MS(I)=MAIS
      COEF=40./(UMAXP-UMINP)
      COEF2=10./SMAX
      K=(UM0-UMINP)*COEF+1.01
      IF(K.LT.1.OR.K.GT.41) K=51
      IPLOT(K)=MS(K)
      MS(K)=IAST
      IF(K.EQ.51) MS(K)=IFF
      WRITE (2,1) (IY(I),I=1,5),SMAX,UM0,MS
      MS(K)=IPLOT(K)
      AUX=DIS(1)
      KP=1
      KONT2=0
      DO 110 KONT=1,NDT
560  KONT2=KONT2+1
      IF (KONT.EQ.NDT) GO TO 120
      IF (KONT2/10*10-KONT2)130,120,130
120  DO 125 M=1,51
```

Listagem do programa (continuação)

```
125 IPLOT(M)=MS(M)
    GO TO 150
130 DO 135 M=1,51
135 IPLOT(M)=IBRAN
    DO 140 M=1,51,10
140 IPLOT(M)=IPONT
150 KC=4
    IF(PROF(KP).EQ.0) GO TO 410
    IF(PROF(KP)-AUX)430,420,410
410 KC=1
420 K=(UMI(KONT)-UMINP)*COEF+2.01
    IF (K-41)160,160,170
160 IF(K)170,180,180
170 IPLOT(51)=IFF
    GO TO 470
180 IPLOT(K)=IAST
    IF(KC.EQ.1) GOTO 220
    GO TO 440
430 KC=3
440 K=(UMO(KP,NG)-UMINP)*COEF+2.01
    IF(K-41) 190,190,200
190 IF(K)200,210,210
200 IPLOT(51)=IFF
    GO TO 470
210 IPLOT(K)=II
    IF(KC.EQ.3) GO TO 470
220 IF(KONT.GT.KR) GO TO 460
    K=51.-S(KONT)*COEF2
    IF (K-41) 240,260,270
270 IF((51-K).EQ.0) GO TO 470
    GO TO 260
240 IPLOT(51)=IFF
    GO TO 470
260 IKM=51-K
    IF(S(KONT).EQ.SMAX) IKM=IKM+1
    DO 230 I=1,IKM
    MM=51-I+1
230 IPLOT(MM)=IPRE
    GOTO 470
460 KC=KC+1
470 GO TO (480,490,510,520,530) KC
480 WRITE (2,4) UMI(KONT),S(KONT),IPLOT
    GO TO 300
490 WRITE(2,5) UMI(KONT),IPLOT
    GO TO 300
510 WRITE(2,8) UMO(KP,NG),IPLOT
    KP=KP+1
    GO TO 560
520 WRITE (2,2) UMO(KP,NG),UMI(KONT),S(KONT),IPLOT
    GO TO 550
530 WRITE (2,6) UMO(KP,NG),UMI(KONT),IPLOT
550 KP=KP+1
300 AUX=AUX+0.5*(DELZ(KONT)+DELZ(KONT+1))
110 CONTINUE
    1 FORMAT(' OBSER', ' CALC', ' TRAN',F5.2,3F10.2,F6.2,1X,F6.4,3X,
    2'0',/,6X,F5.3,7X,51A1)
```

Listagem do programa (continuação)

```
2 FORMAT(1X,2F5.3,F7.4,51A1)
3 FORMAT(//,5X,5('*'),' TEMPO DE SIMULACAO=',F10.2,' HS ',5('*'),//)
4 FORMAT(6X,F5.3,F7.4,51A1)
5 FORMAT(6X,F5.3,7X,51A1)
6 FORMAT(1X,2F5.3,7X,51A1)
8 FORMAT(1X,F5.3,12X,51A1)
RETURN
END
```

ANEXO C: Dados observados e calculados

Tabela C1: Dados de umidade das figuras A1 e A2

Profundidade	Tempo de simulação = 75 min		Tempo de simulação = 170 min	
	Calculado	Observado	Calculado	Observado
0.0	0.318		0.097	
2.5	0.318	0.340	0.108	0.055
5.0	0.318		0.114	
7.5	0.318		0.119	
10.0	0.319		0.124	
12.5	0.319		0.128	
15.0	0.319	0.298	0.132	0.159
17.5	0.319		0.136	
20.0	0.319		0.139	
22.5	0.319	0.352	0.142	
25.0	0.319		0.146	
27.5	0.319		0.149	
30.0	0.319		0.152	0.208
32.5	0.319		0.154	
35.0	0.319		0.157	
37.5	0.320		0.160	
40.0	0.320		0.163	
42.5	0.321		0.166	
45.0	0.321		0.169	
47.5	0.322	0.340	0.172	
50.0	0.323		0.176	0.209
52.5	0.324		0.180	
55.0	0.325		0.185	0.217
57.5	0.326		0.190	
60.0	0.328		0.198	
62.5	0.330	0.302	0.206	0.286
65.0	0.332		0.217	
67.5	0.334		0.229	
70.0	0.337	0.341	0.244	0.299
72.5	0.339		0.260	0.319
75.0	0.341		0.277	
77.5	0.344		0.294	
80.0	0.345		0.310	
82.5	0.347		0.323	
85.0	0.348	0.332	0.334	
87.5	0.349		0.342	0.300
90.0	0.350		0.347	
92.5	0.350		0.349	0.316
95.0	0.350		0.350	
97.5	0.350		0.350	
100.0	0.350		0.350	

Tabela C2: Dados de umidade das figuras A3 e A4

Profundidade	Tempo de simulação = 250 min		Tempo de simulação = 500 min	
	Calculado	Observado	Calculado	Observado
0.0	0.082		0.068	
2.5	0.089	0.023	0.073	0.021
5.0	0.093		0.075	
7.5	0.097		0.077	
10.0	0.100		0.079	
12.5	0.103		0.081	
15.0	0.106	0.127	0.083	0.069
17.5	0.109		0.085	
20.0	0.111		0.087	
22.5	0.114		0.089	
25.0	0.116		0.091	
27.5	0.119	0.152	0.092	0.133
30.0	0.121		0.094	0.137
32.5	0.123		0.096	
35.0	0.126		0.098	
37.5	0.128	0.146	0.101	
40.0	0.130		0.103	
42.5	0.133		0.106	
45.0	0.136		0.110	
47.5	0.139	0.191	0.114	0.140
50.0	0.143		0.120	0.140
52.5	0.148		0.126	
55.0	0.154		0.134	0.207
57.5	0.161		0.144	
60.0	0.170	0.251	0.155	
62.5	0.181		0.168	0.211
65.0	0.194		0.183	
67.5	0.209		0.201	
70.0	0.227		0.220	
72.5	0.246	0.319	0.240	0.300
75.0	0.266		0.262	
77.5	0.286		0.282	
80.0	0.304		0.302	
82.5	0.320	0.333	0.318	
85.0	0.332		0.331	0.335
87.5	0.341		0.340	
90.0	0.346		0.346	
92.5	0.349	0.325	0.349	0.346
95.0	0.350		0.350	
97.5	0.350		0.350	
100.0	0.350		0.350	

Tabela C3: Dados de umidade da figura A5

Profundidade	Tempo de simulação = 5585 min	
	Calculado	Observado
0.0	0.050	
2.5	0.051	
5.0	0.052	
7.5	0.054	
10.0	0.055	
12.5	0.056	
15.0	0.057	0.060
17.5	0.059	
20.0	0.061	
22.5	0.063	0.099
25.0	0.065	
27.5	0.067	
30.0	0.070	
32.5	0.073	
35.0	0.076	
37.5	0.080	
40.0	0.084	
42.5	0.089	
45.0	0.094	
47.5	0.101	
50.0	0.108	0.128
52.5	0.116	
55.0	0.126	
57.5	0.137	
60.0	0.150	
62.5	0.164	0.194
65.0	0.180	
67.5	0.198	
70.0	0.218	
72.5	0.239	0.283
75.0	0.261	
77.5	0.282	
80.0	0.301	
82.5	0.318	
85.0	0.331	0.321
87.5	0.340	
90.0	0.346	0.321
92.5	0.349	0.323
95.0	0.350	
97.5	0.350	
100.0	0.350	

Tabela C4: Dados de umidade das figuras A6 e A7

Profundidade	Tempo de simulação = 70 min		Tempo de simulação = 160 min	
	Calculado	Observado	Calculado	Observado
0.0	0.102		0.102	
2.5	0.115	0.135	0.114	0.124
5.0	0.121		0.120	
7.5	0.126		0.126	
10.0	0.131		0.131	
12.5	0.136		0.135	
15.0	0.140	0.146	0.140	0.148
17.5	0.144		0.144	
20.0	0.148	0.160	0.148	0.168
22.5	0.152		0.151	
25.0	0.155	0.172	0.155	0.152
27.5	0.159		0.158	
30.0	0.162	0.223	0.161	0.206
32.5	0.165		0.164	
35.0	0.167	0.177	0.167	0.155
37.5	0.170		0.170	
40.0	0.173		0.172	
42.5	0.175		0.175	
45.0	0.178		0.178	
47.5	0.181	0.236	0.180	0.230
50.0	0.183	0.241	0.183	0.228
52.5	0.186		0.185	
55.0	0.188	0.194	0.188	0.181
57.5	0.191		0.191	
60.0	0.194	0.181	0.194	0.194
62.5	0.197		0.198	
65.0	0.202	0.122	0.202	0.187
67.5	0.207		0.208	
70.0	0.213		0.214	0.187
72.5	0.221	0.116	0.222	0.168
75.0	0.231	0.114	0.232	
77.5	0.243		0.244	
80.0	0.257		0.258	
82.5	0.272	0.226	0.273	0.247
85.0	0.288	0.270	0.289	0.280
87.5	0.304	0.286	0.304	0.295
90.0	0.318	0.311	0.318	0.319
92.5	0.330	0.311	0.330	0.335
95.0	0.339	0.350	0.339	
97.5	0.345	0.330	0.345	0.344
100.0	0.348		0.348	
102.5	0.350		0.350	
106.9	0.350		0.350	

Tabela C5: Dados de umidade das figuras A8 e A9

Profundidade	Tempo de simulação = 280 min		Tempo de simulação = 430 min	
	Calculado	Observado	Calculado	Observado
0.0	0.092		0.086	
2.5	0.102	0.103	0.095	0.093
5.0	0.108		0.100	
7.5	0.112		0.104	
10.0	0.116		0.108	
12.5	0.120		0.111	
15.0	0.124	0.133	0.114	0.132
17.5	0.127		0.117	
20.0	0.131	0.150	0.120	0.132
22.5	0.134		0.123	
25.0	0.137	0.152	0.126	0.125
27.5	0.139		0.128	
30.0	0.141	0.184	0.130	0.173
32.5	0.145		0.133	
35.0	0.147	0.142	0.135	0.134
37.5	0.149		0.137	
40.0	0.152		0.139	
42.5	0.154		0.142	
45.0	0.156		0.144	
47.5	0.159	0.218	0.146	0.208
50.0	0.161	0.221	0.148	0.222
52.5	0.164		0.150	
55.0	0.166	0.148	0.153	0.165
57.5	0.169		0.156	
60.0	0.173	0.196	0.160	0.188
62.5	0.177		0.164	
65.0	0.181	0.151	0.169	0.151
67.5	0.188	0.174	0.176	0.179
70.0	0.195		0.185	0.180
72.5	0.205	0.132	0.195	
75.0	0.216		0.208	
77.5	0.230		0.230	
80.0	0.246		0.240	
82.5	0.264	0.246	0.259	0.250
85.0	0.282	0.284	0.278	0.302
87.5	0.299	0.303	0.297	0.286
90.0	0.315	0.332	0.313	0.345
92.5	0.328	0.333	0.327	0.337
95.0	0.338	0.344	0.337	0.337
97.5	0.344	0.339	0.344	0.342
100.0	0.348		0.348	
102.5	0.350		0.350	
106.9	0.350		0.350	

Tabela C6: Dados de umidade das figuras A10 e A11

Profundidade	Tempo de simulação = 640 min		Tempo de simulação = 1420 min	
	Calculado	Observado	Calculado	Observado
0.0	0.079		0.061	
2.5	0.087	0.080	0.065	0.044
5.0	0.090		0.066	
7.5	0.094		0.068	
10.0	0.097		0.070	
12.5	0.100		0.071	
15.0	0.102		0.073	0.084
17.5	0.105		0.074	
20.0	0.107	0.121	0.075	0.076
22.5	0.110		0.077	
25.0	0.112	0.100	0.078	0.056
27.5	0.114		0.079	
30.0	0.116	0.142	0.081	0.110
32.5	0.118		0.082	
35.0	0.120	0.118	0.084	0.079
37.5	0.122	0.163	0.085	
40.0	0.124		0.087	
42.5	0.126		0.089	
45.0	0.128		0.091	
47.5	0.130	0.180	0.094	0.129
50.0	0.132	0.188	0.097	0.127
52.5	0.134		0.101	
55.0	0.137	0.132	0.105	0.102
57.5	0.140		0.111	
60.0	0.144	0.177	0.118	0.098
62.5	0.149		0.125	
65.0	0.156	0.140	0.135	0.112
67.5	0.164	0.174	0.146	0.138
70.0	0.173		0.159	
72.5	0.185	0.130	0.173	0.112
75.0	0.200		0.190	
77.5	0.216		0.209	
80.0	0.235		0.229	
82.5	0.255	0.230	0.250	0.210
85.0	0.275	0.275	0.272	0.257
87.5	0.294	0.294	0.292	0.278
90.0	0.312	0.313	0.310	
92.5	0.326		0.325	0.302
95.0	0.337	0.348	0.336	
97.5	0.344		0.343	0.330
100.0	0.348		0.348	
102.5	0.350		0.350	
106.9	0.350		0.350	

Tabela C7: Dados de recarga das figuras A12 e A16

Tempo de simulação (hs)	Recarga observ (cm/h)	Recarga calculada (cm/h)
0.0	0.000	0.000
44.0	1.005	2.880
52.5	1.329	4.671
60.6	1.474	4.488
67.8	1.558	3.910
75.1	1.587	3.345
83.0	1.747	2.257
92.0	1.738	1.488
100.0	3.669	1.967
108.2	14.300	2.386
112.0	17.607	7.120
115.0	16.832	13.935
118.0	14.861	15.765
121.0	13.311	14.674
124.0	11.080	12.484
129.0	8.304	9.789
136.0	6.120	7.610
142.5	4.926	6.275
148.0	3.922	5.106
156.7	3.150	4.146
164.5	2.447	3.096
180.2	2.106	1.133
185.0	2.561	1.751
191.0	4.549	2.009
197.0	10.632	1.940
200.0	16.917	3.257
203.0	17.692	9.824
206.0	16.293	14.635
209.0	14.558	15.157
212.0	12.511	13.643
216.0	10.386	11.639
220.2	8.382	9.712
225.0	6.753	8.170
230.0	5.143	6.411
239.2	3.877	4.918
248.0	3.134	4.030
255.0	2.612	3.384
264.0	2.296	2.901
271.0	1.846	2.468
282.5	1.929	2.095
289.0	1.344	1.469
301.0	1.531	0.122
308.0	2.918	0.750
315.5	3.752	1.059
320.0	11.761	1.373
323.0	14.878	4.800
326.0	14.996	11.097
329.0	13.850	13.715
332.0	12.334	13.265
335.0	10.969	12.023
338.0	9.671	10.775
341.0	8.277	9.470
345.0	6.834	8.032
350.0	5.388	6.800

Tabela C7: Dados de recarga das figuras A12 e A16 (continuação)

Tempo de simulação (min)	Recarga observ (cm/h)	Recarga calculada (cm/h)
355.0	4.078	5.094
370.0	2.852	3.678
382.0	2.169	2.763
397.1	1.761	2.246
406.0	1.528	1.897
419.0	1.333	1.597
429.0	1.178	1.399
441.0	1.070	0.182
458.0	1.324	0.000
463.0	2.718	0.568
471.2	9.748	1.019
474.0	12.350	4.150
477.0	13.210	9.897
480.0	12.553	12.333
483.0	11.424	12.203
486.0	10.194	11.264
489.0	8.947	10.183
492.0	7.885	9.151
495.0	6.528	7.730
502.0	5.069	6.194
509.0	4.004	4.938
518.0	3.144	3.959
527.1	2.556	3.265
536.0	2.133	2.685
546.0	1.778	2.217
558.0	1.485	1.823
571.0	1.244	1.508
586.2	1.092	1.284
598.0	0.977	1.125
610.0	0.859	0.967
626.0	0.774	0.839
640.3	0.687	0.726
659.0	0.695	0.000
667.0	0.918	0.000
673.0	1.045	0.000
679.0	5.548	0.000
683.0	11.053	0.930
686.0	12.350	4.402
689.0	12.233	9.095
692.0	11.238	10.888
695.0	9.794	10.731
699.0	8.429	9.660
703.0	7.026	8.413
708.0	5.934	7.189
713.0	4.838	6.030
720.0	4.607	4.894
727.0	3.213	4.153
734.0	2.480	3.267
748.0	1.859	2.410
766.0	1.511	1.931
775.0	0.396	0.379
1354.0	0.130	0.092
1386.0	0.146	0.000
1444.0	0.063	0.000

Tabela C7: Dados de recarga das figuras A12 e A16 (continuação)

Tempo de simulação (hs)	Recarga observ (cm/h)	Recarga calculada (cm/h)
1456.0	0.337	0.000
1462.0	0.594	0.000
1466.0	3.420	0.000
1469.0	4.920	1.317
1472.0	5.998	4.145
1475.0	6.655	6.791
1478.0	6.858	7.986
1481.0	6.773	8.066
1484.0	6.403	7.715
1487.0	5.914	7.222
1490.0	5.493	6.656
1493.0	5.038	6.114
1496.0	4.575	5.554
1500.0	3.811	4.635
1510.0	3.077	3.764
1518.0	2.669	3.262
1523.0	2.228	2.761
1536.0	1.777	2.184
1549.0	1.516	1.843
1558.0	1.340	1.645
1566.0	1.123	1.399
1584.0	0.999	1.136
1601.0	0.690	0.769
1669.0	0.458	0.461
1740.0	0.350	0.329
1784.0	0.102	0.102

Tabela C8: Dados de umidade das figuras A18 e A19

Profundidade	26/05/88		09/06/88	
	Calculado	Observado	Calculado	Observado
0.00	0.289		0.349	
0.63	0.289		0.349	
2.50	0.289		0.349	
5.00	0.289		0.350	
7.50	0.290		0.350	
10.00	0.290		0.350	
12.50	0.291		0.351	
15.00	0.292	0.293	0.351	0.367
17.50	0.293		0.351	
20.00	0.294		0.351	
22.50	0.294		0.352	
25.00	0.295		0.352	
27.50	0.296		0.352	
30.00	0.297	0.295	0.353	0.352
32.50	0.298		0.353	
35.00	0.299		0.353	
37.50	0.300		0.353	
40.00	0.301		0.354	
42.50	0.301		0.354	
45.00	0.302	0.295	0.354	0.348
47.50	0.303		0.354	
50.00	0.304		0.355	
52.50	0.304		0.355	
55.00	0.305		0.355	
57.50	0.305		0.356	
60.00	0.306	0.298	0.356	0.350
62.50	0.307		0.356	
65.00	0.307		0.357	
67.50	0.308		0.357	
70.00	0.308		0.357	
72.50	0.308		0.358	
75.00	0.309	0.312	0.358	0.343
77.50	0.309		0.358	
80.00	0.310		0.359	
82.50	0.310		0.359	
85.00	0.310		0.360	
87.50	0.311		0.360	
90.00	0.311		0.361	
92.50	0.311		0.361	
95.00	0.311		0.362	
97.50	0.312		0.362	
96.25	0.312		0.362	

Tabela C9: Dados de umidade das figuras A20 e A21

Profundidade	24/06/88		07/07/88	
	Calculado	Observado	Calculado	Observado
0.00	0.375		0.376	
0.63	0.375		0.376	
2.50	0.376		0.377	
5.00	0.376		0.377	
7.50	0.377		0.378	
10.00	0.378		0.378	
12.50	0.378		0.379	
15.00	0.379	0.373	0.380	0.375
17.50	0.379		0.380	
20.00	0.380		0.381	
22.50	0.381		0.381	
25.00	0.381		0.382	
27.50	0.382		0.383	
30.00	0.382	0.377	0.383	0.378
32.50	0.383		0.384	
35.00	0.384		0.385	
37.50	0.384		0.385	
40.00	0.385		0.386	
42.50	0.385		0.386	
45.00	0.386	0.384	0.387	0.382
47.50	0.386		0.387	
50.00	0.387		0.388	
52.50	0.388		0.388	
55.00	0.388		0.388	
57.50	0.389		0.389	
60.00	0.390	0.390	0.389	0.383
62.50	0.390		0.390	
65.00	0.390		0.390	
67.50	0.390		0.390	
70.00	0.390		0.390	
72.50	0.390		0.390	
75.00	0.390	0.390	0.390	0.390
77.50	0.390		0.390	
80.00	0.390		0.390	
82.50	0.390		0.390	
85.00	0.390		0.390	
87.50	0.390		0.390	
90.00	0.390		0.390	
92.50	0.390		0.390	
95.00	0.390		0.390	
97.50	0.390		0.390	
96.25	0.390		0.390	

Tabela C10: Dados de umidade da figura A22

Profundidade	21/07/88	
	Calculado	Observado
0.00	0.362	
0.63	0.362	
2.50	0.362	
5.00	0.363	
7.50	0.363	
10.00	0.364	
12.50	0.364	
15.00	0.365	0.362
17.50	0.365	
20.00	0.366	
22.50	0.366	
25.00	0.367	
27.50	0.367	
30.00	0.368	0.354
32.50	0.369	
35.00	0.369	
37.50	0.370	
40.00	0.370	
42.50	0.371	
45.00	0.371	0.360
47.50	0.372	
50.00	0.373	
52.50	0.373	
55.00	0.374	
57.50	0.374	
60.00	0.375	0.369
62.50	0.375	
65.00	0.376	
67.50	0.377	
70.00	0.377	
72.50	0.378	
75.00	0.378	0.388
77.50	0.379	
80.00	0.380	
82.50	0.380	
85.00	0.381	
87.50	0.381	
90.00	0.382	
92.50	0.383	
95.00	0.383	
97.50	0.384	
96.25	0.384	

Tabela C11: Dados de precipitação, evapotranspiração e recarga das figuras A23 e A25

Tempo de simulação (hs)	Precipitação (mm)	ETP (mm/dia)	ETR (mm/dia)	Recarga nat (mm/dia)
24	30.50	1.85	1.84	0.00
48	1.80	0.90	0.89	0.00
72	0.00	2.14	2.13	0.00
96	0.00	1.70	1.69	0.00
120	0.00	2.82	2.81	0.00
144	0.00	2.46	2.44	0.00
168	0.00	2.76	2.75	0.00
192	0.00	2.23	2.22	0.00
216	0.00	1.96	1.95	0.00
240	1.60	1.87	1.86	0.00
264	0.00	2.33	2.32	0.00
288	0.00	2.78	2.77	0.00
312	0.00	3.04	3.03	0.00
336	0.00	2.47	2.46	0.00
360	0.00	2.24	2.23	0.00
384	0.00	1.60	1.59	0.00
408	0.00	1.53	1.52	0.00
432	0.00	2.43	2.42	0.00
456	0.00	1.96	1.95	0.00
480	0.00	2.20	2.19	0.00
504	0.00	2.00	1.99	0.00
528	1.80	2.02	2.01	0.00
552	12.50	0.63	0.63	0.00
576	0.00	2.37	2.36	0.00
600	0.00	2.57	2.56	0.00
624	23.40	1.42	1.41	0.00
648	34.00	1.37	1.37	0.00
672	0.70	0.44	0.44	0.00
696	0.00	1.88	1.87	0.00
720	2.00	1.89	1.88	0.00
744	21.70	1.06	1.05	0.00
768	0.40	0.42	0.42	0.00
792	0.00	1.96	1.95	0.00
816	0.00	1.53	1.52	0.00
840	0.00	2.00	1.99	0.00
864	1.20	2.49	2.48	0.00
888	1.60	0.70	0.69	0.00
912	5.10	0.40	0.40	0.00
936	0.00	1.03	1.02	0.00
960	0.00	1.99	1.98	0.00
984	5.00	1.76	1.75	0.12
1008	31.40	0.38	0.27	1.52
1032	0.00	2.26	2.25	0.94
1056	0.00	2.16	2.15	0.54
1080	0.00	2.12	2.11	0.27
1104	8.90	1.37	1.36	1.01
1128	0.40	0.99	0.98	0.84
1152	0.00	1.77	1.77	0.56
1176	0.00	2.17	2.16	0.30
1200	0.00	2.29	2.28	0.08
1224	0.00	2.42	2.41	0.00
1248	0.00	2.98	2.96	0.00
1272	0.00	2.54	2.53	0.00
1296	24.20	0.21	0.16	1.06

Tabela C11: Dados de precipitação, evapotranspiração e recarga das figuras A23 e A25 (continuação)

Tempo de simulação (hs)	Precipitação (mm)	ETP (mm/dia)	ETR (mm/dia)	Recarga nat (mm/dia)
1320	9.80	0.46	0.30	1.62
1344	0.00	1.76	1.75	0.98
1368	0.00	2.45	2.44	0.57
1392	0.00	1.95	1.94	0.29
1416	0.00	2.07	2.06	0.08
1440	0.00	2.02	2.01	0.00
1464	0.00	1.31	1.31	0.00
1488	0.00	1.90	1.89	0.00
1512	0.00	2.03	2.02	0.00
1536	0.00	2.35	2.34	0.00
1560	0.00	2.20	2.19	0.00
1584	0.00	2.14	2.13	0.00
1608	0.00	2.52	2.51	0.00
1632	0.00	2.42	2.41	0.00
1656	0.20	0.58	0.58	0.00
1680	8.60	2.05	2.05	0.00

Tabela C12: Dados de precipitação e nível do aquífero das figuras A24 e A26

Tempo de simulação (hs)	Precipitação (mm)	Nível Aquífero (cm)
24	30.50	0.00
48	1.80	0.00
72	0.00	0.00
96	0.00	0.00
120	0.00	0.00
144	0.00	0.00
168	0.00	0.00
192	0.00	0.00
216	0.00	0.00
240	1.60	0.00
264	0.00	0.00
288	0.00	0.00
312	0.00	0.00
336	0.00	0.00
360	0.00	0.00
384	0.00	0.00
408	0.00	0.00
432	0.00	0.00
456	0.00	0.00
480	0.00	0.00
504	0.00	0.00
528	1.80	0.00
552	12.50	0.00
576	0.00	0.00
600	0.00	0.00
624	23.40	0.00
648	34.00	0.00
672	0.70	0.00
696	0.00	0.00
720	2.00	0.00

Tabela C12: Dados de precipitação e nível do aquífero das figuras A24 e A26 (continuação)

Tempo de simulação (hs)	Precipitação (mm)	Nível Aquífero (cm)
744	21.70	0.00
768	0.40	0.00
792	0.00	0.00
816	0.00	0.00
840	0.00	0.00
864	1.20	0.00
888	1.60	0.00
912	5.10	1.01
936	0.00	0.00
960	0.00	0.00
984	5.00	7.12
1008	31.40	61.76
1032	0.00	33.37
1056	0.00	17.23
1080	0.00	9.85
1104	8.90	46.82
1128	0.40	34.43
1152	0.00	20.65
1176	0.00	9.70
1200	0.00	0.00
1224	0.00	0.00
1248	0.00	0.00
1272	0.00	0.00
1296	24.20	70.74
1320	9.80	61.81
1344	0.00	38.85
1368	0.00	22.40
1392	0.00	10.70
1416	0.00	0.00
1440	0.00	0.00
1464	0.00	0.00
1488	0.00	0.00
1512	0.00	0.00
1536	0.00	0.00
1560	0.00	0.00
1584	0.00	0.00
1608	0.00	0.00
1632	0.00	0.00
1656	0.20	0.00
1680	8.60	0.00