



MODELAÇÃO DA DINÂMICA DA SUPERFÍCIE FREÁTICA EM DRENAGEM SUBSUPERFICIAL

PAULO JORGE NORTE CASTANHEIRA



Esta tese não inclui as críticas e sugestões feitas
pelo júri.

169 498

ÉVORA 2005

MODELAÇÃO DA DINÂMICA DA SUPERFÍCIE FREÁTICA EM DRENAGEM SUBSUPERFICIAL

PAULO JORGE NORTE CASTANHEIRA

Dissertação apresentada à Universidade de
Évora para satisfação parcial dos requisitos
para obtenção do grau de Doutor em
Engenharia Rural

ÉVORA 2005

À memória da Lóló, inesquecível exemplo de vida

Aos meus filhos, afectos da vida

AGRADECIMENTOS

A elaboração de uma tese é por natureza uma tarefa onde confluem disponibilidades de várias pessoas, sem as quais este trabalho não teria sido possível. Desejo expressar o meu reconhecimento às pessoas que directa e indirectamente me ajudaram na sua elaboração, nomeadamente

Ao Sr. Professor António Gonçalves Santos Júnior, por ter aceite ler a primeira forma do texto, pelas suas preciosas e sábias sugestões, pelo estímulo bem como pela disponibilidade que sempre revelou.

Ao Sr. Professor Francisco Lúcio Santos, pela forma interessada com que aceitou orientar este trabalho, pelo seu empenho, sugestões, encorajamento e constante incentivo ao longo de todo tempo da sua realização.

À Doutora Conceição Gonçalves, da Estação Agronómica Nacional, pelo seu precioso contributo na determinação dos parâmetros dos modelos de retenção de água no solo.

À colega Daniela, agradeço a sua amizade, disponibilidade, interesse e apoio na realização dos ensaios de campo.

À Eng^a Conceição Gonçalves Silva e ao Eng^o Jorge Rocha Ferreira, pela ajuda e empenhamento na obtenção dos dados de campo.

Por último, à minha mulher e filhos, pelo seu apoio nos momentos menos fáceis, permanente encorajamento e terem suportado o convívio diário de um doutorando.

A todos Bem Hajam.

Esta tese inclui um CD inserido na contracapa com o modelo DRENAFEM e respectivo manual de utilização em formato PDF.

Requisitos mínimos do sistema MS Windows ME. 20 GB de HD e 512 MB de RAM.

Freeware - o programa pode ser utilizado livremente sem fins comerciais.

A totalidade ou parte das rotinas, podem ser utilizadas com finalidade académica.

Qualquer utilização, de todo ou parte deste programa com outros fins que não o anterior deve ser feita sob autorização do autor.

O programa utiliza uma rotina gráfica sob autorização de efg, www.efg2.com/Lab

A resolução de sistemas de equações lineares por decomposição LU utiliza uma rotina freeware do site Numerical Recipes - www.nr.com.

O autor declina responsabilidade de quaisquer danos emergentes da utilização do software.

RESUMO

Métodos analíticos têm sido extensivamente usados na determinação da geometria dos sistemas de drenagem subsuperficial. Condicionais inerentes a esses métodos inviabilizam a sua utilização em solos heterogêneos com mais de duas camadas, em solos anisotrópicos e ignoram o efeito da zona não saturada no escoamento global em direção aos drenos. Caracterizam também deficientemente o comportamento não ideal dos drenos. O uso de métodos numéricos na solução das equações fundamentais do escoamento em meio poroso é uma alternativa viável para resolver os sistemas mais complexos, sem solução analítica. A modelação matemática da equação de Richards permite a solução numérica aproximada de problemas de drenagem subsuperficial, nomeadamente a determinação da posição da superfície freática, da distribuição do potencial de pressão e do caudal do dreno.

Neste estudo desenvolveu-se um modelo numérico para caracterizar a dinâmica da superfície freática na drenagem subsuperficial, resolvendo a equação de Richards no plano perpendicular à direção dos drenos, pelo método dos elementos finitos, formulação de Galerkin. O dreno foi representado por um único nó ajustado pelo procedimento de Vimoke e o espaço discretizado em 1520 elementos triangulares a que correspondem 820 nós. A discretização temporal foi realizada pelo método das diferenças finitas. Os resultados pertinentes foram a carga à meia distância entre drenos, no plano vertical do dreno e o caudal do dreno.

Foram realizadas, com o modelo desenvolvido, várias simulações em regime variável. O caudal numérico, obtido a partir da análise do balanço de massa da solução e do esquema numérico de forma explícita, foi comparado com métodos analíticos como a equação de fluxo radial, equação de Hooghoudt e Hooghoudt modificado. Verificou-se boa aderência com os valores estimados numericamente. Por seu lado o caudal estimado analiticamente foi sempre superior ao obtido pelo método numérico.

Compararam-se os resultados obtidos quanto à aderência da solução analítica com a aproximação numérica e testa-se a conservação da massa ao longo da solução numérica. Verificou-se que, quando a distância entre drenos é baixa (10 a 25 m) a solução de Hooghoudt exhibe valores para a profundidade da superfície freática à meia distância entre drenos idênticos aos da solução numérica, porém à medida que a distância entre drenos aumenta e a profundidade da superfície freática diminui na meia distância entre drenos, os valores obtidos com os dois métodos começam a divergir, sobretudo devido à caracterização deficiente, por parte do método analítico, do ambiente de escoamento junto do dreno e da franja capilar. Também a solução exacta da equação de Laplace proposta por Kirkham, quando comparada com o método numérico proposto revela os estrangulamentos da formulação de Kirkham pela teoria potencial. Consegue-se, contudo, boa aderência entre os dois métodos relativamente à carga a meia distância do dreno, mas a localização da superfície freática em toda a sua extensão e das linhas equipotenciais no domínio do escoamento não concordam entre os métodos, devido, novamente à caracterização do dreno de tubo, que influencia os resultados de todos os métodos.

Mostra-se o comportamento do escoamento em solo anisotrópico e heterogéneo, a partir das redes de fluxo obtidas pelo modelo numérico. Nestas circunstâncias, o escoamento revela a refração das linhas de corrente entre as diferentes camadas. As redes de fluxo obtidas numericamente são também concordantes com a teoria do escoamento.

A partir de simulações numéricas, foi proposta a estimativa do caudal de drenagem numa situação de regressão de superfície freática, a partir da condição inicial de solo totalmente saturado. Para situações de regime quase permanente, a média das cargas acima do plano horizontal do dreno revelou ser mais eficaz do que a utilização simples do valor da carga hidráulica à meia distância dos drenos, na estimativa do caudal no dreno e na concordância com o caudal estimado numericamente.

Foi também comprovado numericamente que a submersão do dreno faz elevar a superfície freática à meia distância do dreno, a uma razão menor que a da respectiva carga de submersão.

Palavras Chave: Drenagem subsuperficial, Métodos numéricos, Elementos finitos, Drenafem

ABSTRACT

Analytical methods have been extensively used in the determination of drain spacing in subsurface drainage. Problems inherent to these methods make impracticable their use in heterogeneous and anisotropic soils, and ignore the effect of the unsaturated zone in the global soil draining. They also characterize deficiently the non-ideal drains. The use of numerical methods in the solution of the Richards equations in porous medium is a viable alternative to those methods, especially for the solution that is required by the more complex drainage systems, which usually do not allow for analytical solutions. Indeed, the mathematical solution of the Richards' equation allows the approach to be used to obtain numerical solutions of complex problems presented by subsurface drainage, such as the determination of the position of the watertable, distribution of the pressure potential in the flow domain and the calculation of drain flow rates.

In this study a numerical model called DRENAFEM was written in an algorithm using the method of the finite elements and the Galerkin approach to solve the Richards equation in the vertical plan. The drain was represented by a single node and adjusted with the procedure of Vimoke, being the space between drains discretized in 1520 triangular elements, which corresponds to 820 nodes. The time discretization was carried out by the method of finite differences, being the pertinent results the head at middle distance between drains, the water pressure head in the flow domain and the drain flow rate.

Transient flow simulations were also carried out with the model. The numerically obtained drain flow rates were compared with the ones obtained with the analytical methods such as the equation of radial flow, the Hooghoudt's equation and the modified Hooghoudt equation. Good match was verified between the pressure head values obtained by using the numerical method and those estimated with the analytical equations. It was observed that the solutions obtained by using Hooghoudt equation shows identical values for the depth of the watertable at middle distance between drains to the ones obtained with the numerical approach, particularly when the distance between drains is low (in between 10 and 25 meters). However, when the spacing distance increases and the depth of the watertable diminishes at the middle distance of the drains, the values obtained with the two methods start to diverge, due mainly to the deficient characterization on the part of the analytical method of the boundary of the flow next to the drain. The Kirkham's exact solution of the Laplace equation, when compared with the numerical method, shows the weakness of the analytical solution involved in Kirkham's formulation using the potential theory. Good agreement was obtained between the two methods regarding the results of the hydraulic head value at half distance between the drains. However for the localization of the watertable surface in all its extension, and the equipotential lines in the domain, the results obtained with the two methods did not always agree, due, again, to the poor pipe drain boundary characterization by the analytical method.

The behaviour of an anisotropic and heterogeneous soil was also made clear from the flow net results obtained with the numerical solution. In those circumstances, the flow net clearly shows the refraction of the flow lines between the different layers.

The numerical flow nets obtained with the DRENAFEM model are also concordant with the shallow drainage theory.

Estimates of drain flow rates in situation of full saturation and the subsequent regression of watertable were also simulated with the numerical method, and presented here. For the particular situation of steady state flow, the use of the average pressure head above the horizontal plan of the drain was more efficient in obtaining reliable estimates of drain flow rates than the use of the pressure head at middle distance between the drains, and the results were more in agreement with the ones obtained with the DRENAFEM model.

It was also possible to demonstrate numerically that the submersion of the drain forces the watertable to rise at half distance between the drains to a lesser pressure head value than the respective head applied for drain submersion.

Keywords: Finite element method; shallow drainage; numerical methods; Drenafem.

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVII
ÍNDICE DE TABELAS	XXIII
SÍMBOLOS USADOS	XXV
INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 1 – EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS DO ESCOAMENTO EM MEIO POROSO	7
1.1 Introdução.....	7
1.2 Princípios fundamentais do escoamento em meio poroso.	11
1.2.1. Potencial da água do solo.	11
1.2.2 Equação da conservação de massa.....	13
1.2.3 Equação dinâmica	15
1.2.4 Equação geral do escoamento	17
1.3 Modelos de retenção de água no solo.....	19
1.3.1 Modelo de Brooks e Corey.....	20
1.3.2 Modelo de van Genuchten.....	21
1.4 Conclusões	25
CAPÍTULO 2 – MODELAÇÃO MATEMÁTICA DO ESCOAMENTO SATURADO – NÃO SATURADO EM MEIO POROSO	27
2.1. Introdução	27
2.1.1 Modelos de drenagem.....	28
2.1.2 Métodos numéricos.....	33
2.2 Modelos matemáticos.....	41

2.2.1 Método dos elementos finitos.....	43
2.2.1.1 Método dos resíduos pesados.....	44
2.2.1.1.1 Funções de forma dos erros residuais – Método de Galerkin.....	46
2.2.2 Discretização do espaço.....	52
2.2.3 Discretização do tempo.....	56
2.2.4 Condições iniciais e de fronteira.....	59
2.2.4.1 Implementação numérica das condições de fronteira.....	63
2.2.4.1.1 Condição de Dirichlet.....	63
2.2.4.1.2 Condição de Cauchy.....	64
2.2.4.1.3 Condição variável. Fronteira atmosférica.....	65
2.2.4.1.4 Dreno como condição de fronteira.....	67
2.2.5 Resolução de sistemas de equações lineares.....	71
2.2.6 Resolução de sistemas de equações não lineares.....	73
2.2.7 Estratégias numéricas para determinação do potencial de pressão.....	74
2.2.7.1 Regime permanente e variável sem considerar o escoamento não saturado.....	74
2.2.7.2 Regime permanente e variável com escoamento não saturado.....	75
2.3 Concepção do modelo matemático.....	79
2.3.1 Determinação da localização da superfície freática.....	81
2.3.2 Determinação do caudal no dreno.....	81
2.3.2.1 Determinação do caudal por processos numéricos.....	82
2.3.2.1.1 Método explícito.....	82
2.3.2.1.2 Balanço de massa.....	83
2.3.2.2 Determinação do caudal por processos analíticos.....	84
2.3.2.2.1 Equação de Hooghoudt.....	84
2.3.2.2.2 Equação do fluxo radial.....	86
2.4 Conservação de massa.....	88
2.5 Determinação de resultantes.....	93
2.6 Conclusões.....	95
CAPÍTULO 3 - IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL DO	
MODELO.....	99
3.1. Introdução.....	99
3.2. Desenvolvimento do modelo numérico.....	100
3.3. Implementação computacional.....	103

3.3.1 Programa principal.....	106
3.3.2 Unidades	107
3.4. Conclusões.....	145
CAPÍTULO 4 – DELINEAMENTO EXPERIMENTAL E OBSERVAÇÕES.....	147
4.1 Introdução.....	147
4.2 Instalação dos ensaios e medições	148
4.2.1 Vila Franca de Xira.....	148
4.2.2 Baixo Vouga Lagunar (<i>Polder Piloto</i>).....	151
4.3 Posição da superfície freática	155
4.4 Determinação da condutividade hidráulica saturada	157
4.5 Curvas de retenção de humidade e de relação $K(\theta)$	160
4.6 Conclusões	171
CAPÍTULO 5 – VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	173
5.1 Introdução.....	173
5.2 Comparação do modelo numérico com métodos analíticos.....	176
5.2.1 Regime permanente	176
5.2.1.1 Equação de Hooghoudt.....	177
5.2.1.2 Equação de Kirkham	180
5.2.1.3 Teoria hidráulica	185
5.2.2 Regime variável	192
5.3 Comparação do modelo DRENAFEM com HYDRUS2D	195
5.4 Utilização do modelo DRENAFEM com dados de campo.....	197
5.4.1 Lezíria de Vila Franca	199
5.4.2 Baixo Vouga Lagunar.....	202
5.5 Linhas de corrente e velocidades de escoamento	204
5.6 Escoamento em solo heterogéneo e anisotrópico	214
5.7 Conclusões.....	219

CAPÍTULO 6 – MODELAÇÃO DA DINÂMICA DA SUPERFÍCIE FREÁTICA - CASOS ESPECIAIS.....	223
6.1 Introdução.....	223
6.2 Determinação do caudal no dreno em situação de superfície freática não elíptica.	225
6.2.1. Descrição do problema	225
6.2.2 Resultados	227
6.3 Determinação da profundidade da superfície freática com carga positiva no dreno.	229
6.3.1 Descrição do problema	229
6.3.2 Resultados	231
6.4 Conclusões	233
BIBLIOGRAFIA.....	235
ANEXOS	243
ANEXO I - Curva de retenção de humidade. Resultados de laboratório.	243
ANEXO II - Determinação da condutividade hidráulica saturada	245
ANEXO III - Resumo de valores de h_r , h_m e q em Vila Franca de Xira	247
ANEXO IV - Resumo de valores de h_r , h_m e q no Baixo Vouga Lagunar	250

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Distribuição do trabalho por capítulo e linha condutora da sua estrutura	6
Figura 2 – Funções de interpolação num elemento linear	46
Figura 3 - Elemento triangular.	47
Figura 5 - Definição geométrica do sistema e definição de fronteiras. Consideram-se drenos à mesma cota e simetria do espaço.	61
Figura 6 - Fluxo aplicado em dois nós da fronteira de um elemento	64
Figura 7 - Variação do potencial total em regime permanente, ao longo do plano ortogonal à linha do dreno, com o ajustamento de Vimoke. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=0.8$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, $q=0.007$ m dia ⁻¹	70
Figura 8 - Número de iterações necessárias para atingir a convergência num solo homogéneo e isotrópico, em regime permanente. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=0.8$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0,07$ m ³ m ⁻³ e $\alpha=0.5$ m ⁻¹	79
Figura 9 - Estimativa de caudal no dreno. Simulação efectuada para $L=15$ m, $K_s=1.2$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 4.2 m, dreno à profundidade de 1 m, $q= 0.07$ m dia ⁻¹ , parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0,07$ m ³ m ⁻³ e $\alpha=0.5$ m ⁻¹ , raio efectivo de 0.003 m.....	87
Figura 10 - Conservação de massa para intervalos de tempo distintos. Simulação efectuada para $L=15$ m, $K_s=1.2$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 4.2 m, dreno à profundidade de 1 m, $q= 0.07$ m dia ⁻¹ , parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0,07$ m ³ m ⁻³ e $\alpha=0.5$ m ⁻¹	90
Figura 11 - Erro na conservação de massa e a sua relação com a densidade de fluxo à superfície do solo e a carga a meia distância entre drenos acima do nível dos drenos, em regime permanente. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=0.8$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0,07$ m ³ m ⁻³ e $\alpha=0.5$ m ⁻¹	92

Figura 12 - Erro na estimativa do caudal do dreno, em regime permanente, por metro linear de dreno, comparado com h_m e q . Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=0.8$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0,07$ m ³ m ⁻³ e $\alpha=0.5$ m ⁻¹	93
Figura 13 - Organigrama da modelação numérica de um sistema de drenagem subsuperficial.....	102
Figura 14 - Janela de entrada de dados do modelo DRENAFEM. Na figura a definição da geometria do sistema.	103
Figura 15 - Janela com resultado em regime variável.....	105
Figura 16 - Esquema de instalação dos piezómetros na Lezíria de Vila Franca	150
Figura 17 - Evolução temporal de h_m , h_r e caudal específico em na Lezíria de Vila Franca de Xira.	150
Figura 18 - Evolução temporal de h_m , h_r e caudal específico no Baixo Vouga Lagunar.	153
Figura 19 - Esquema de instalação dos piezómetros no Baixo Vouga Lagunar.	154
Figura 20 - Aspecto da instalação da bateria de piezómetros, no Baixo Vouga Lagunar.	155
Figura 21 - h_m versus h_r no Baixo Vouga lagunar e na Lezíria de Vila Franca	156
Figura 22 - Curvas de retenção de humidade no solo no Baixo Vouga Lagunar. Modelo de van Genuchten. Horizonte A (0-0.3 m) e horizonte B (0.3 -1 m).....	164
Figura 23 - Curvas de retenção de humidade no solo no Baixo Vouga Lagunar. Modelo de Brooks e Corey. Horizonte A (0-0.3 m) e horizonte B (0.3-1 m).	164
Figura 24 - Variação de Condutividade hidráulica relativa com a humidade do solo no Baixo Vouga Lagunar. Modelo de van Genuchten. Horizonte A (0-0.3 m) e horizonte B (0.3 -1 m).	165
Figura 25 - Curvas de $K_r(\theta)$ no Baixo Vouga Lagunar. Modelo de Brooks e Corey. Horizonte A (0-0.3 m) e Horizonte B (0.3 -1 m).	165
Figura 26- Comparação entre os valores obtidos com os modelos de retenção de água no solo e de relação $K(\theta)$. As curvas a cheio representam a média dos valores observados no Baixo Vouga Lagunar.	166

Figura 27 - Curvas de retenção de humidade no solo e de relação $K(\theta)$ na Lezíria de Vila Franca. Modelo de van Genuchten.	168
Figura 28 - Curvas de retenção de humidade no solo e de relação $K(\theta)$ na Lezíria de Vila Franca. Modelo de van Brooks & Corey.....	168
Figura 29- Comparação entre os modelos de retenção de água no solo e de relação $K(\theta)$. As curvas representam a média dos valores observados na Lezíria de Vila Franca.	169
Figura 30- Comparação entre os modelos de retenção de água no solo. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_{sz}=0.2$ m dia ⁻¹ , $K_{sx}=5.2$ m dia ⁻¹ , dreno à profundidade de 1 m, $q= 0.007$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 4.2 m, $\theta_s=0.485$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0.1$ m ³ m ⁻³ , parâmetros de VG: $n=1.078$ e $\alpha=0.022$ m ⁻¹ , parâmetros de BC: $\lambda=0.078$ e $\psi_a= 59.1$ cm.	170
Figura 31 - Influência da profundidade do imperme na carga a meia distância entre drenos. Simulação efectuada para $L=15$ m, $K_s=0.52$ m dia ⁻¹ , dreno à profundidade de 1 m, $q= 0.005$ m dia ⁻¹ , parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.38$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0,068$ m ³ m ⁻³ e $\alpha=0.8$ m ⁻¹	177
Figura 32 - Carga a meia acima do plano do dreno a meia distância entre drenos. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=1$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 4,2 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0,07$ m ³ m ⁻³ e $\alpha=0.5$ m ⁻¹ . Raio do dreno=0.05 m.	178
Figura 33 - Variações da relação h_m/L d/L para diferentes rácios de q/K_s e raio real do dreno. As simulações efectuadas para um solo de textura argilosa num meio homogéneo e isotrópico.	180
Figura 34 - Comparação das equipotenciais e da posição da superfície livre segundo Kirkham (linha a cheio) e do modelo numérico (linha de pontos). Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=1.5$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0.07$ m ³ m ⁻³ e $\alpha=0.5$ m ⁻¹ , $q=0.002$ m dia ⁻¹ e $r= 0.05$ m (A), $r=0.01$ m (B) e $r=0.005$ m (C)....	184
Figura 35 – Concepção de modelo de drenagem e respectivas variáveis	187
Figura 36 - Variação de q/K_s com $H_m/0.5L$ nos métodos de cálculo utilizados. Solo inicialmente saturado. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=0.45$ m dia ⁻¹ ,	

imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0.07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$	190
Figura 37 - Variação de q/K_s com $H_m/0.5L$ nos métodos de cálculo utilizados, com dreno livre (A), e dreno submerso (B). Solo inicialmente saturado e sem infiltração. Simulação efectuada para $L=20 \text{ m}$, $K_s=0.45 \text{ m dia}^{-1}$, imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0.07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$	191
Figura 38 - Evolução da potencial hidráulico a meia distância entre drenos, acima do plano horizontal destes com o tempo. Simulação efectuada para $L=30 \text{ m}$, $K_s=1 \text{ m dia}^{-1}$, imperme à profundidade de 4,2 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0.07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$, $q=0 \text{ m dia}^{-1}$. $S=0.006$	195
Figura 39 - Evolução da potencial hidráulico a meia distância entre drenos, acima do plano horizontal destes com o tempo. Simulação efectuada para $L=20 \text{ m}$, $K_s=0.048 \text{ m dia}^{-1}$, imperme à profundidade de 4 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.38 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0.068 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.8 \text{ m}^{-1}$, $q=0 \text{ m dia}^{-1}$, r efectivo = 0.01 m. Ajustamento de Vimoke 1.5.	196
Figura 40 -- Valores de h_m e h_r simulados e observados na Lezíria de Vila Franca. 1ª simulação sem calibração de parâmetros.	200
Figura 41 - Valores de h_m e h_r simulados e observados na Lezíria de Vila Franca. Simulação após calibração de parâmetros.....	201
Figura 42 – Valores de h_m simulados e observados no Baixo Vouga Lagunar.....	203
Figura 43 - Regime variável. Variação de linhas de corrente, equipotenciais, e posição da superfície freática com o tempo. Solo saturado para $t=0$. (a) -0.024 horas, (b)-2.2 horas, (c)-34.6. horas (regime permanente). A linha a cheio representa a superfície ($\psi=0$). Simulação efectuada para $L=20 \text{ m}$, $K_s=1 \text{ m dia}^{-1}$, imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0.07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$, $q=0.004 \text{ m dia}^{-1}$	206
Figura 44 -Equipotenciais em redor do dreno. Solo saturado para $t=0$. (a)-0.024 horas, (b)-29.8 horas (regime permanente). Simulação efectuada para $L=20 \text{ m}$, $K_s=1 \text{ m dia}^{-1}$, imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0.07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$, $q=0.004 \text{ m dia}^{-1}$	206

-
- dia⁻¹, imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0,07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$, $q=0.004 \text{ m dia}^{-1}$. 207
- Figura 45 - Regime variável. Variação dos vectores velocidade e posição da superfície freática com o tempo. Solo saturado para $t=0$. (a) -0.024 horas, (b)- 2.2 horas, (c)- 34.6. horas (regime permanente). A linha a cheio representa a superfície ($\psi=0$). Simulação efectuada para $L=20 \text{ m}$, $K_s=1 \text{ m dia}^{-1}$, imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0.07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$, $q=0.004 \text{ m dia}^{-1}$ 209
- Figura 46 - Regime permanente. Variação da velocidade aparente de escoamento com o a densidade de fluxo à superfície. Simulação efectuada para $L=20 \text{ m}$, $K_s=1,2 \text{ m dia}^{-1}$, imperme à profundidade de 4.2 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0.07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$ 211
- Figura 47 - Regime variável. Variação dos vectores velocidade e potencial de pressão com o tempo, acima do plano dos drenos . Solo saturado para $t=0$. (a) -0.024 horas, (b)- 2.2 horas, (c)-34.6. horas (regime permanente). A linha a cheio representa a superfície ($\psi=0$). Simulação 213
- Figura 48 - Solo heterogéneo, com dois horizontes de condutividade hidráulica distinta. Variação de h_m para diferentes relações de K_{s1}/K_{s2} e distâncias entre drenos. Espessura do horizonte 1 = 0.3 m. Simulação efectuada para imperme à profundidade de 4 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG camada 1: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0,07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.005 \text{ m}^{-1}$, $q=0.007 \text{ m dia}^{-1}$. Parâmetros de VG camada 2: $n=1.23$, $\theta_s=0.43 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0,089 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.010 \text{ m}^{-1}$ 215
- Figura 49 - Regime variável, solo anisotrópico. Variação de linhas de corrente, equipotenciais, e posição da superfície freática com o tempo. Solo saturado para $t=0$. (a)-0.024 horas, (b)- 19.1 horas, (c)-57.8 horas (regime permanente). A linha a cheio representa a superfície freática ($\psi=0$). Espessura da camada 1 = 0.7 m. Simulação efectuada para $L=30 \text{ m}$, $K_{s1}=0.3 \text{ m dia}^{-1}$, $K_{s2}=3 \text{ m dia}^{-1}$ imperme à profundidade de 4 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG camada 1: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0,07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$. parâmetros de VG camada 2: $n=1.567$, $\theta_s=0.45 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0,067 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.07 \text{ m}^{-1}$, $q=0.005 \text{ m dia}^{-1}$ 217
-

Figura 50 - Regime permanente, solo anisotrópico. Variação de linhas equipotenciais, com a condutividade hidráulica saturada. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_{sv}=0.3$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 4.2 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.38$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0,068$ m ³ m ⁻³ e $\alpha=0.008$ m ⁻¹ , $q=0.005$ m dia ⁻¹	218
Figura 51 - Regime variável. Posições instantâneas da sup. freática sem recarga à superfície. Solo inicialmente saturado. Simulação efectuada para $L=40$ m, $K_s=0.7$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 4 m, dreno à profundidade de 1.2 m, parâmetros de VG : $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0,07$ m ³ m ⁻³ e $\alpha=0.5$ m ⁻¹ , $q=0$ m dia ⁻¹ . Raio do dreno 0.05 m.....	226
Figura 52 - Densidade de fluxo no dreno, baseada em h_m , média de h e nos elementos finitos sem recarga à superfície. Solo inicialmente saturado. Simulação efectuada para $L=40$ m, $K_s=0.7$	228
Figura 53 - Família de curvas da equação 5.10	230
Figura 54 - Regime variável. Variação de h_r e h_m com o tempo sujeito a carga exterior de 0.1 m, 0.2 m e sem carga. Solo inicialmente saturado. Simulação efectuada para $L=30$ m, $K=1$ m dia ⁻¹ , imperme à profundidade de 4 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG : $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m ³ m ⁻³ , $\theta_r=0,07$ m ³ m ⁻³ e $\alpha=0.5$ m ⁻¹ , $q=0.005$ m dia ⁻¹ . Raio do dreno 0.05 m.....	231
Figura 55 - Variação de H_m e H_d , para cargas exteriores no dreno de 0 m, 0.1 m, 0.2 m, 0.3 m, com q/K	233

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de Condutividade hidráulica saturada média e respectivo desvio padrão no Baixo Vouga Lagunar à temperatura padrão de 20°C.	159
Tabela 2 – Valores de Condutividade hidráulica saturada média e respectivo desvio padrão na Lezíria de Vila Franca à temperatura de 20°C.	160
Tabela 3– Parâmetros dos modelos retenção de humidade no Baixo Vouga Lagunar	161
Tabela 4 – Parâmetros dos modelos retenção de humidade na Lezíria de Vila Franca	167
Tabela 5 - Valores para a razão de q/K_s , em função de $H_m/0.5L$	189

SÍMBOLOS USADOS

b	profundidade do imperme [L]
d	profundidade da camada impermeável a partir do dreno [L]
d_e	espessura da camada equivalente [L]
g	aceleração da gravidade [LT^{-2}]
h	potencial total [L]
h'	diferença de potencial [L]
h_m	altura da superfície freática acima do plano dos drenos a meia distância entre drenos [L]
h_r	altura da superfície freática acima do plano do dreno, no plano vertical do dreno [L]
i_x	contador do número de nós na horizontal
i_z	contador do número de nós na vertical
k'	permeabilidade intrínseca [L^2]
k	parâmetro de período de tempo [-]
m	parâmetro do modelo de van Genuchten [-]
n	parâmetro do modelo de van Genuchten [-]
n_x	número de nós na horizontal
n_z	número de nós na vertical
n_q	número de quadrados na malha
p	pressão [$ML^{-1}T^{-2}$]
p_0	pressão absoluta [$ML^{-1}T^{-2}$]
q	densidade de fluxo [LT^{-1}]
q_n	densidade de fluxo normal ao segmento de fronteira [LT^{-1}]
t	tempo [T]
w	coeficiente de ponderação do tempo [-]
x_i	coordenada do nó i no eixo x [L]

r_e	raio efectivo do dreno [L]
t	tempo [T]
\bar{v}	magnitude da velocidade aparente [L T ⁻¹]
z	potencial gravitacional por unidade de peso de água [L]
z_i	coordenada do nó i no eixo z [L]
A	área da secção transversal de amostra de solo [L ²]
A_e	área do elemento [L ²]
$C(\psi)$	capacidade específica [L ⁻¹]
$[C(\psi)]$	matriz com coeficientes da capacidade específica - matriz de massa [L ⁻¹]
D	dimensão do lado do triângulo que contém o nó do dreno [L]
$\{F\}$	vector força [LT ⁻¹]
I^*	infiltrabilidade [LT ⁻¹]
H_d	potencial total no plano vertical da linha do dreno [L]
H_m	potencial total no plano vertical a meia distância entre drenos [L]
K_r	condutividade hidráulica relativa [-]
K_s	condutividade hidráulica saturada [LT ⁻¹]
K_{xx}	condutividade hidráulica horizontal [LT ⁻¹]
K_{zz}	condutividade hidráulica vertical [LT ⁻¹]
$K(\psi)$	condutividade hidráulica do solo não saturado [LT ⁻¹]
$[K(\psi)]$	matriz de coeficientes da condutividade hidráulica do solo não saturado [LT ⁻¹]
L	espaçamento dos drenos [L]
L'	cumprimento de amostra de solo [L]
L_n	distância entre dois nós [L]
Q	caudal no dreno por metro linear de dreno [L ² T ⁻¹]
Q'	volume de água que atravessa uma secção transversal por unidade de tempo [L ³ T ⁻¹]
Q_f	fluxo horizontal por unidade de largura [L ² T ⁻¹]
Q_s	densidade de fluxo no nó por metro linear de dreno [L ² T ⁻¹]
N_j	função de interpolação
W_i	função de interpolação do resíduo

R	resíduo
S	rendimento específico [-]
V	volume de água por metro linear de dreno [L ²]
V _m	factor de ajustamento de Vimoke [-]
α	parâmetro do modelo de van Genuchten [L ⁻¹]
α ³	coeficiente de compressibilidade do solo [LM ⁻¹ T ²]
β	coeficiente de compressibilidade da água. [LM ⁻¹ T ²]
μ	viscosidade dinâmica [M L ⁻¹ T ⁻¹]
λ	parâmetro da equação de Brooks e Corey [-]
ε	tolerância de convergência [L]
γ	ângulo entre a superfície freática e o plano horizontal dos drenos.
ρ _a	massa volúmica da água [ML ⁻³]
ρ _e	quociente entre a dimensão da malha e o raio efectivo do dreno [-]
θ	humidade volúmica [L ³ L ⁻³]
θ _e	grau efectivo de saturação [-]
θ _s	humidade volúmica à saturação [L ³ L ⁻³]
θ _r	humidade volúmica residual [L ³ L ⁻³]
ψ	potencial de pressão por unidade de peso de água [L]
ψ _a	pressão de entrada de ar do solo [L]
ψ ^k	potencial de pressão no tempo k [L]
ψ ^{k+1}	potencial de pressão actual na iteração [L]
ψ ^{k-1}	potencial de pressão no tempo k-1 [L]
Γ	segmento de fronteira [L]
Ω	domínio espacial [L ²]
∇	operador diferencial [L ⁻¹]

“(...) instala valas cegas, tendo no fundo pedras ou conchas lançadas a granel, por entre as quais se escoará a água e passará o ar subtil, e assim as plantas novas cobrarão alento (...)”

Vergílio, *Geórgicas*. Traduzido por Ruy Mayer.

INTRODUÇÃO

A caracterização quantitativa e qualitativa do escoamento na zona saturada e não saturada do solo é fundamental para o conhecimento da dinâmica dos fluidos e solutos que as atravessam. Estes, na maioria das vezes, são poluentes do solo e contaminantes dos aquíferos. A gestão dos riscos de contaminação compreende, entre outros aspectos, o estabelecimento de redes de drenagem subsuperficial para interceptar a percolação dos poluentes e/ou os volumes de lixiviação. Estudos recentes (Gilliam *et al.*, 1999) referem que a drenagem subsuperficial diminui a acumulação de nitratos no solo em comparação com solos de drenagem deficiente.

A drenagem subsuperficial vem também adquirindo um papel importante na defesa da erosão do solo ao incrementar a perda de humidade, facilitando a infiltração e reduzindo o escoamento superficial. Quando controlada, permite manter uma zona

húmida no solo associada à rega subterrânea (Skaggs, 1999). As funções convencionais da drenagem, como sejam as de evitar a saturação da zona do perfil onde as raízes se desenvolvem e melhorar a traficabilidade continuam pertinentes. Por estas razões a drenagem é fundamental numa agricultura de regadio sustentável (Serralheiro 2003), e importante na concepção de modelos de escoamento superficiais (Bastiaanssen *et al.*, 2004).

No projecto de drenagem subsuperficial, utilizam-se comumente soluções analíticas da equação de Laplace na determinação do espaçamento dos drenos, assumindo-se em consequência uma série de premissas que limitam a solução a casos pontuais, por ignorarem a anisotropia e a heterogeneidade do solo, o escoamento na zona não saturada e a influência destas na posição da superfície freática e nos volumes drenados. Todavia, com o rápido desenvolvimento da computação, é hoje possível recorrer a métodos numéricos para caracterizar sistemas relativamente complexos, reduzindo e, por vezes, eliminando as restrições na simulação do escoamento em meio poroso de humidade variável. Para o efeito, na maior parte dos casos, o sistema é descrito pela equação geral do escoamento ou equação de Richards.

A equação de Richards é uma equação diferencial às derivadas parciais, não linear, elíptica em meios saturados e parabólica em meios não saturados. Na sua solução utilizam-se métodos numéricos como os métodos das diferenças finitas e elementos finitos. Este último está bem adaptado a sistemas heterogéneos e anisotrópicos, tridimensionais e de fronteiras complexas, embora a programação do esquema numérico seja algo complexa mesmo para problemas simples a uma dimensão.

Nas duas últimas décadas têm surgido vários programas de computador que resolvem numericamente a equação de Richards, inicialmente a uma dimensão e mais recentemente a três dimensões. A solução desta equação num determinado domínio do escoamento, pelo método dos elementos finitos, permite prever o comportamento do nível freático em resposta a diversas condições iniciais e de fronteira, a distribuição espacial dos potenciais da água no solo, a velocidade e sentido do escoamento e a determinação dos caudais do dreno. A simulação em regime variável permite, além disso, caracterizar a evolução temporal de cada um destes parâmetros.

A evolução dos meios computacionais, quer em quantidade, quer sobretudo em capacidade de cálculo, tem permitido ao cálculo numérico adquirir importância relativamente aos métodos analíticos clássicos, em especial pela sua capacidade em caracterizar o escoamento na zona não saturada, poder lidar com fronteiras complexas e com a heterogeneidade e a anisotropia dos sistemas. Estes programas são na sua generalidade complexos do ponto de vista de utilização e bastante ávidos de dados, também eles difíceis de obter no campo, o que os tem afastado dos gabinetes de projecto conservando uma posição eminentemente académica. A generalização da sua utilização torna-se por isso necessária e urgente.

Neste estudo propõe-se um modelo matemático determinístico desenvolvido de raiz, a que chamamos de DRENAFEM, baseado num programa de computador em ambiente gráfico, que minimiza a necessidade de introdução de dados e que resolve o problema da drenagem subsuperficial com drenos de tubos pelo método numérico dos elementos finitos, numa perspectiva de facilidade de utilização, com opções mais avançadas se o utilizador assim o entender.

Com este modelo pretende-se: i) determinar a distribuição do potencial hidráulico no plano perpendicular à direcção dos drenos, num solo plano drenado por drenos de tubos horizontais, podendo o limite inferior ser um estrato impermeável ou profundidade infinita; ii) identificar e localizar a superfície livre, as componentes de velocidade de escoamento, a distribuição de humidade e o caudal do dreno, em regime permanente e variável do escoamento; iii) simular a altura da superfície freática acima dos drenos e respectivo caudal no dreno; iv) resolver casos especiais de drenagem subsuperficial, como a ocorrência de drenos não ideais; v) construir redes de fluxo.

As simplificações intrínsecas ao próprio conceito de modelo, consideradas neste trabalho são: i) recarga à superfície do solo caracterizada por uma densidade de fluxo referente à intensidade de precipitação ou rega, podendo esta ser constante, intermitente e/ou de valor variável, e considera-se que todo o volume de água não infiltrado é instantaneamente removido da superfície do solo; ii) heterogeneidade do solo possível para dois horizontes; iii) anisotropia da condutividade hidráulica e dos

modelos de retenção de água no solo ao longo dos principais eixos coordenados; iv) modelo não contempla a evaporação e o efeito das raízes no ambiente hídrico da zona não saturada. Qualquer uma destas hipóteses simplificadoras, exceptuando a absorção de água pelas raízes, é relativamente fácil de implementar futuramente.

O trabalho está organizado por capítulos, que não se pretendem estanques, mas onde, em cada capítulo se apresentam os instrumentos necessários para a compreensão dos subsequentes.

No Capítulo 1, é apresentada a dedução das equações fundamentais do escoamento e dos modelos de retenção de humidade no solo, dando especial ênfase às limitações das equações e restrições efectuadas para tornar o problema da simulação maleável matematicamente.

No Capítulo 2 faz-se uma revisão bibliográfica da aplicação de modelos, quer numéricos, quer analíticos em drenagem. A equação de Richards, entretanto deduzida no capítulo anterior é tratada para uso com o método dos elementos finitos. Mostram-se os resultados preliminares de testes efectuados com o software no sentido de melhorar certos aspectos de desempenho e rigor na solução, como sejam a conservação de massa do sistema, a determinação do caudal do dreno e as estratégias numéricas para obtenção da posição da superfície freática. São focados os aspectos da discretização espacial e temporal, bem como os da fixação das condições de fronteira, o seu significado e o procedimento matemático necessário à sua implementação no modelo. Dá-se também atenção aos métodos numéricos usados na solução das matrizes do problema, nomeadamente dos sistemas de equações lineares e não lineares.

No Capítulo 3 lista-se e explica-se em detelhe o código de computador do modelo, em linguagem Delphi, com uma explicação mais cuidada dos procedimentos e variáveis relevantes.

A validação de um modelo de drenagem não ficaria completa sem a sua comparação com resultados reais medidos no campo. Por isso, no Capítulo 4 são apresentados os ensaios de campo realizados em sistemas de drenagem reais, com o objectivo de testar o modelo desenvolvido (DRENAFEM) em situações concretas. São também apresentados os métodos usados na estimativa e os resultados dos parâmetros

físicos do solo, nomeadamente da condutividade hidráulica saturada e dos modelos de retenção de van Genuchten e Brooks e Corey. É dada especial atenção às dificuldades inerentes aos modelos de retenção, sendo estes preliminarmente testados para averiguar qual o que melhor traduz com rigor a distribuição dos potenciais hidráulicos no sistema.

No Capítulo 5 faz-se a validação do modelo numérico com recurso a equações analíticas extensivamente usadas em drenagem subsuperficial, quer em regime permanente quer em regime variável. O modelo é comparado com outro modelo numérico comercial, Hydrus2d. Por último, são apresentados vários resultados do campo vectorial da velocidade aparente de escoamento, bem como a influência da heterogeneidade e anisotropia do solo no comportamento da velocidade de escoamento e linhas de corrente, a partir de soluções obtidas pelo modelo DRENAFEM.

Finalmente, no Capítulo 6, são apresentados casos especiais em drenagem subsuperficial pondo em evidência a capacidade dos métodos numéricos na análise de situações mais complexas e na flexibilidade dos modelos para simular a hidrologia do sistema de drenagem, nomeadamente na determinação de caudais numa situação de superfície freática não elíptica e a influência da submersão do dreno nos potenciais totais.

A Figura 1 resume os capítulos do trabalho e mostra a sua linha condutora desde a dedução das equações de escoamento, passando pela solução destas pelo método numérico dos elementos finitos com a programação de um modelo numérico, até à utilização do modelo em casos concretos de drenagem e em situações que não têm solução analítica como as referidas no Capítulo 6.

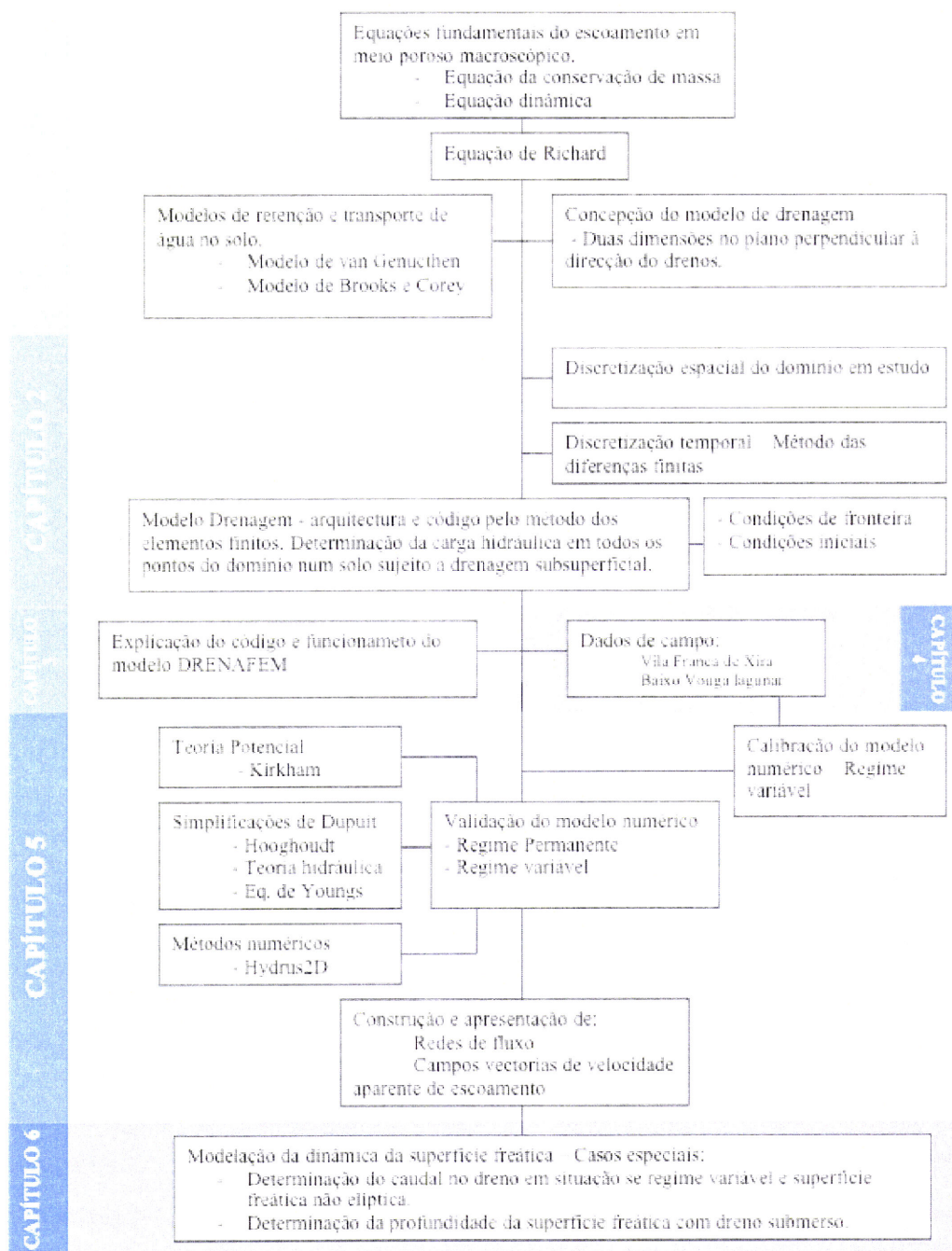


Figura 1 – Distribuição do trabalho por capítulo e linha condutora da sua estrutura

CAPÍTULO 1 – EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS DO ESCOAMENTO EM MEIO POROSO

1.1 Introdução

O movimento de um fluido na matriz do solo realiza-se numa intrincada e complexa rede de poros de características microscópicas descontínuas. O tratamento matemático do seu escoamento neste meio poroso, baseia-se nas equações de balanço de massa, movimento, energia e entropia ao nível microscópico (Yeh, 1999). A este nível considera-se o comportamento individual das moléculas no poro. A caracterização do escoamento de uma partícula (constituída por muitas moléculas) num sistema poroso, em especial a determinação da sua posição e velocidade e a caracterização matemática da complicada geometria dos poros, constituem problemas extraordinariamente complexos mesmo com a utilização de modernos e poderosos computadores. Na

solução destes problemas são usadas as equações basilares da mecânica dos fluidos, conhecidas por equações de Navier-Stokes, que representam o balanço entre as forças de inércia, pressão, gravidade e viscosidade. Em problemas de escoamento em meios porosos as acelerações são normalmente baixas, pelo que as forças de inércia são negligenciadas relativamente às forças de viscosidade.

A partir da teoria da mecânica clássica, pode descrever-se por completo um determinado sistema de moléculas de um determinado fluido. Por exemplo, a partir da posição inicial no espaço de uma molécula e do seu movimento, pode prever-se a sua posição no futuro. Porém, o tratamento matemático de um sistema deste tipo é na prática impossível devido ao elevado número de moléculas que constituem um fluido, bem como a dificuldade em conhecer com exactidão as suas posições iniciais.

Para ultrapassar estas dificuldades usam-se procedimentos estatísticos (Bear, 1988) para descrever em termos médios as propriedades físicas de um sistema considerando o solo como um sistema contínuo, fictício, descrito a nível macroscópico em cada ponto por valores médios observados em determinado intervalo de tempo. Hassanizadeh (1986) derivou macroscopicamente as equações de movimento, massa, energia e entropia, partindo de métodos estatísticos e do conceito de volume elementar representativo (VER), onde a uniformidade das características físicas do sistema está garantida. Se este for demasiado pequeno, a média dos valores não será bem definida, mas se for demasiado grande, podem ocorrer solos de diferentes texturas e a média dos valores reflectir uma natureza heterogénea no VER. Deve contudo ter-se em consideração que o próprio conceito de VER varia de autor para autor (Cushman, 1983). Em qualquer dos casos, é necessário garantir que as propriedades da matriz do solo e do fluido em movimento possam ser descritas por funções contínuas diferenciáveis em relação ao espaço e ao tempo. Assim, do ponto de vista macroscópico, o escoamento que se processa sobre um VER realiza-se de maneira uniforme, não considerando as especificidades locais do solo que constitui o VER, mas apenas o seu comportamento global relativamente às suas propriedades físicas. Note-se que à medida que se move um VER num sistema, as propriedades físicas alteram-se, mas consideram-se constantes dentro do VER.

A simplificação pelo tratamento macroscópico permite por sua vez simplificar quer o número de equações, quer o número de variáveis que descrevem o sistema.

A descrição macroscópica de um sistema deste tipo usa as propriedades de cada fase, definidas ao longo do meio poroso contínuo e baseia-se no princípio de conservação de massa de cada uma delas. Recorda-se que a zona não saturada do solo é por definição um sistema de três fases, porquanto é composta por uma fase gasosa, líquida e sólida, enquanto a zona saturada é somente constituída pelas fases sólida e líquida.

Complementando a leis de conservação de massa é necessário descrever as relações constitutivas entre o potencial de pressão da água no solo e a sua condutividade hidráulica, bem como entre o teor de água e o seu potencial de pressão no solo. Para o efeito utilizam-se expressões analíticas cuja derivada fornece informação sobre a influência da pressão no armazenamento de água no solo. A combinação dos princípios de conservação de massa com as relações constitutivas e com certas assunções relativas às propriedades físicas das fases resultam na equação geral do escoamento.

Deve notar-se que a fase gasosa é de extrema importância para caracterizar o movimento de solutos e/ou contaminantes gasosos, mas, no âmbito da drenagem subsuperficial, a única implicação que o escoamento gasoso poderá ter no escoamento líquido é o aumento da resistência ao fluxo, por aprisionamento de bolhas de ar em poros descontínuos do solo, sobretudo quando a infiltração se processa sob o efeito de carga hidráulica à superfície do solo e a superfície freática está localizada muito próximo da superfície do solo. A simplificação de não considerar a fase gasosa no escoamento parte do princípio, muito razoável, de que a fase gasosa no solo se mantém à pressão atmosférica, já que na maioria dos casos, a mobilidade desta fase é bastante superior à da água. O objectivo principal deste estudo é descrever o movimento da água no solo, para caracterizar a dinâmica da superfície freática em drenagem subsuperficial, pelo que a nossa preocupação refere-se em exclusivo a um sistema de duas fases (sólido e líquido).

Embora também importante no comportamento do escoamento de água no solo, como o objectivo actual não é o transporte de solutos, mas o de água, ignora-se neste trabalho o efeito da macroporosidade no escoamento preferencial da água. Esta simplificação prende-se sobretudo com a dificuldade em obter parâmetros físicos fiáveis relacionados com o escoamento nos macroporos. A utilização de parâmetros deficientemente estimados repercute-se em resultados bastante afastados da realidade, como referem Nieber e Misra (1995) e Wang e Wang (2001). Além disso, a lei de Darcy perde validade nos escoamentos em macroporos, complicando extraordinariamente o problema. A natureza estocástica da porosidade também não permite realizar correctamente simulações em função do tempo. Mas, como referido, a macroporosidade não pode deixar de ser caracterizada se o objectivo do estudo for o transporte de solutos, já que o papel dos macroporos nesta situação é determinante na condução preferencial de solutos ao longo da matriz do solo. Contudo, do ponto de vista físico, o próprio conceito de macroporosidade é algo ambíguo porque depende da escala de tratamento do problema, sendo aceitável que à escala do *pedon* os poros de maiores dimensões sejam classificados como macroporos.

Vários estudos têm vindo a realizar-se para determinar a importância do escoamento preferencial na distribuição do potencial total. A modificação da equação de Darcy, nomeadamente na alteração da determinação do gradiente, devido a um balanço diferenciado do potencial de pressão e gravitacional de modo a que este último seja o principal responsável pelo movimento da água no solo, permite lidar, em certas condições, com o escoamento preferencial (Wang e Wang, 2001). Procedimento diferente adoptam Abbaspour *et al.*, (2001), ao considerar que o escoamento se realiza em dois domínios, dos micro e macroporos. Este último é entendido como exclusivamente unidimensional na vertical e de escoamento laminar. A transferência de massa entre os dois domínios processa-se pela avaliação do potencial de pressão em cada ponto do domínio que a partir de determinado valor crítico altera o padrão de escoamento da água. A aplicação deste processo à drenagem subsuperficial e em situações de drenos não ideais é, na opinião dos autores, de extrema complexidade.

Neste capítulo deduzem-se as equações de escoamento considerando a zona não saturada como um sistema de fases líquida e sólida e assume-se que a fase gasosa se mantém à pressão atmosférica devido à sua elevada mobilidade relativamente à fase líquida. Deste modo, não se apresenta a equação de conservação de massa da fase gasosa. O problema resume-se, assim, à equação de balanço de massa da fase líquida. Também se admite que a densidade da água e a porosidade do solo se mantêm constantes, condições necessárias à dedução da equação de Richards.

1.2 Princípios fundamentais do escoamento em meio poroso.

1.2.1. Potencial da água do solo.

Usando a terminologia da mecânica dos meios contínuos, a água do solo está sujeita a forças de superfície e forças de massa. Admitindo que o movimento da água na matriz de solo se processa em regime viscoso com ausência de variações de velocidade (acelerações), térmicas e de concentração de solutos, são forças de superfície por unidade de superfície somente a pressão hidrostática. As forças de massa importantes na análise do escoamento do fluido são as forças da gravidade, de reacção à impulsão e da resistência pela matriz ao movimento viscoso (forças de viscosidade). Em regime variável, para velocidades elevadas de escoamento, sujeitas a aceleração, são também forças de massa relevantes as forças de inércia.

Quando estas forças não estão em equilíbrio, a sua acção sobre uma partícula de água no solo provoca o movimento desta e a conseqüente perda de energia. À diferença entre estes dois estados energéticos dividida pela unidade de massa, volume ou peso de água, chamamos diferença de potencial.

A mecânica contínua define potencial como o trabalho necessário para mover uma unidade de massa, volume ou peso de um fluido num ponto onde se encontra até um referencial arbitrário nulo. O trabalho realizado nesse processo mecânico transforma energia mecânica em energia térmica sobretudo devido à fricção entre o fluido e a matriz do solo. A razão entre a diferença do potencial e a distância entre dois

pontos, representa um gradiente de potencial. Este é gerador de movimento e um dos principais responsáveis pelo escoamento. Assim, um sistema poroso contínuo saturado e/ou não saturado implica necessariamente a existência de um campo de potenciais e a explicação do escoamento é por consequência baseado na teoria potencial, através do conhecimento e da caracterização dos gradientes de potencial.

Admitindo que as variações do estado energético da água no solo devidas à temperatura (potencial térmico), à concentração de solutos (potencial osmótico) e à velocidade (potencial cinético) são desprezíveis em drenagem subsuperficial, são relevantes para o movimento da água nas nossas condições os potenciais de pressão e de posição ou gravitacional.

Considere-se um sistema solo-água-ar contínuo com um referencial de pressão à pressão atmosférica (p_0). Num qualquer ponto do sistema o potencial de pressão (ψ), por unidade de massa, é definido por

$$\psi = \frac{p - p_0}{g\rho_a} \quad (\text{eq.1.1})$$

sendo ρ_a a massa volúmica da água, g a aceleração da gravidade, p a pressão num ponto do campo potencial. Quando este potencial é expresso em energia por unidade de peso, considerando a água incompressível e a pressão atmosférica nula, temos

$$\psi = p \quad (\text{eq.1.2})$$

que possui dimensão de comprimento e por esta razão o potencial de pressão é por vezes designado por carga. O seu valor é numericamente igual à distância ψ medida desde o ponto do campo potencial até à superfície livre num piezómetro, para pressões positivas, ou tensiómetro, para pressões negativas. A utilização da pressão atmosférica como um referencial de pressão tem a vantagem de fazer a distinção clara entre dois domínios de variação do potencial de pressão, o solo saturado e o não saturado, onde o

movimento da água se realizada de modo distinto, sobretudo nos aspectos físicos do escoamento.

A posição que uma partícula de água ocupa no referencial gravitacional da matriz do solo, confere-lhe uma energia de posição ou potencial gravitacional. Expressando também este potencial como a energia por unidade de peso de água, o seu valor é numericamente igual à cota z do ponto, medida positivamente para cima do plano de referência.

Assim, a carga hidráulica ou potencial total (h) relevante para o nosso estudo é definido como a soma da carga de pressão e carga gravitacional, sendo expressa por

$$h = z + \psi \quad (\text{eq.1.3})$$

1.2.2 Equação da conservação de massa.

Para a caracterização e conhecimento da transferência de fluidos num meio poroso como o solo e o seu comportamento na zona saturada e não saturada, tem-se recorrido a modelos determinísticos baseados na física do solo.

A zona não saturada é, por definição, um sistema multifase, pois pelo menos duas fases de fluidos estão presentes – água e ar. A descrição macroscópica de um sistema deste tipo faz uso das propriedades dos fluidos e sólidos definidos sobre um meio poroso contínuo, baseada nas leis de conservação de massa aplicadas a cada uma dessas fases.

Neste trabalho, considera-se somente a fase líquida, pois a fase gasosa é tida como estando à pressão atmosférica. Esta assunção é razoável porquanto a mobilidade da fase gasosa é largamente superior à da água devido à diferença de viscosidade entre os dois fluidos. Também o aprisionamento de ar nos poros e por consequência, a sua interferência no movimento da água, é omitido devido à complexidade na caracterização do seu efeito no comportamento do escoamento e na provável diminuta importância que tem na alteração dos resultados numéricos obtidos em drenagem subsuperficial, sem a sua consideração.

Admitindo que não existe transferência de massa entre a fase líquida e sólida do solo, a equação de conservação de massa expressa-se do seguinte modo

$$\frac{\partial(\rho_a \eta)}{\partial t} = -div(\rho_a \bar{q}) \quad (\text{eq. 1.4})$$

onde, η é a porosidade do meio; ρ_a a massa volúmica da água; t o tempo e \bar{q} o vector densidade de fluxo.

Para um escoamento em meio poroso não saturado, sem entrada e saída de água e em condições isotérmicas (eq. 1.4) fica

$$\frac{\partial(\rho_a \eta S_w)}{\partial t} = -div(\rho_a \bar{q}) \quad (\text{eq. 1.5})$$

onde S_w é o grau de saturação do meio.

A expansão da derivada em relação ao tempo resulta em

$$\frac{\partial(\rho_a \eta S_w)}{\partial t} = \eta S_w \frac{\partial \rho_a}{\partial t} + \rho S_w \frac{\partial \eta}{\partial t} + \rho \eta \frac{\partial S_w}{\partial t} \quad (\text{eq. 1.6})$$

Considerando a densidade da água, porosidade e grau de saturação como função do potencial de pressão e assumindo a compressibilidade do solo exclusivamente no sentido vertical, as derivadas em relação ao tempo podem reescrever-se como

$$\frac{\partial \rho_a}{\partial t} = \beta \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (\text{eq. 1.7a})$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = \alpha' \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (\text{eq. 1.7b})$$

onde $\alpha' = \frac{\partial \eta}{\partial \psi}$ é o coeficiente de compressibilidade vertical da matriz do solo e $\beta = \frac{\partial \rho_a}{\partial \psi}$

o coeficiente de compressibilidade da água.

Substituindo eq.1.7a e eq.1.7b na eq.1.5 obtém-se

$$(\rho_a S_w \alpha' + \eta S_w \beta) \frac{\partial \psi}{\partial t} + \rho_a \eta \frac{\partial S_w}{\partial t} = -\text{div}(\rho_a \bar{q}) \quad (\text{eq.1.8})$$

Dada a natureza do problema em estudo, admite-se que a água é incompressível no intervalo de pressões consideradas, que a sua massa volúmica não sofre alteração devido à dissolução de sais e que a matriz do solo é indeformável pelo que a porosidade é constante no tempo. A eq.1.8 reduz-se assim a

$$\eta \frac{\partial S_w}{\partial t} = -\text{div}(\bar{q}) \quad (\text{eq.1.9})$$

Da expressão anterior, combinada com a equação dinâmica irá resultar a equação geral do escoamento saturado-não saturado.

1.2.3 Equação dinâmica.

No século XIX, Henry Darcy, derivou empiricamente uma expressão que descreve macroscopicamente o escoamento da água num meio saturado e que traduz a relação entre o fluxo e o potencial, sujeita às características do fluido e do meio que este atravessa. Actualmente a expressão é normalmente descrita da seguinte forma

$$q = -\frac{k' \rho g}{\mu} \nabla h \quad (\text{eq.1.10})$$

onde k' é a permeabilidade intrínseca da matriz do solo, μ a viscosidade dinâmica do fluido que o atravessa e ∇ o operador diferencial, sendo frequente substituir o primeiro membro do lado direito da equação por uma constante de proporcionalidade denominada condutividade hidráulica saturada (K_s). Por sua vez, ∇h é o gradiente hidráulico ao longo dos principais eixos coordenados, que expressa a variação do

potencial hidráulico total por unidade de distância das linhas de corrente. O sinal negativo deriva do movimento se realizar no sentido da maior para a menor carga hidráulica. Em solo isotrópico K_s é um escalar, mas em solo anisotrópico é um tensor, que por ser simétrico possui 6 valores para K_s , de acordo com as diferentes direcções do fluxo. O tensor da condutividade hidráulica saturada K_s , considerando que o escoamento se realiza paralelamente aos principais eixos do sistema de coordenadas, pode escrever-se

$$K_s = \begin{bmatrix} K_{sxx} & 0 & 0 \\ 0 & K_{syy} & 0 \\ 0 & 0 & K_{szz} \end{bmatrix} \quad (\text{eq.1.11})$$

A equação (1.10) expressa a relação linear entre o fluxo e o gradiente hidráulico sendo este dependente não só do fluido, mas também das características da matriz que é atravessada pelo fluido. A sua validade, em termos macroscópicos, está limitada a escoamentos laminares, onde as forças de inércia são praticamente nulas, com número de Reynolds compreendido entre 1 e 10 (Bear, 1988). Também em solos de baixa condutividade hidráulica, em especial nas argilas, com gradientes, e conseqüentemente, velocidades baixas, a interacção entre a matriz do solo e as partículas de água leva a uma diminuição do fluxo relativamente ao previsto pela lei de Darcy (Hillel, 1998). Em locais onde os gradientes são elevados, ou no escoamento em macroporos, as forças de inércia deixam de ser irrelevantes relativamente às forças de viscosidade, perdendo o gradiente de potencial capacidade na indução do escoamento, pelo que deixa também de existir proporcionalidade linear entre o fluxo e o gradiente. Como resultado, a lei de Darcy perde validade, pelo que o fluxo previsto pela equação (1.10) manifesta tendencialmente valores mais elevados que os observados. Por último, considera-se também, como condição de validade, que a matriz do solo se mantenha constante no tempo e por conseqüência não altere a sua permeabilidade. Apesar das velocidades de escoamento, por vezes extremamente baixas, em meio não saturado, a lei de Darcy continua a poder utilizar-se como referem Vachaud (1967) e Santos Júnior (1971). A

equação foi também empregue com êxito em situações em que o fluido é composto por mais do que um componente (Hassanizadeh, 1986).

O tratamento de escoamentos onde esta não linearidade é observada foi proposta, entre outros, por Swartzendruber (1962,1963). Desvios à lei de Darcy, são no entanto, raramente observados e/ou descritos, sendo de esperar em solos de textura arenosa e elevada macroporosidade, onde mesmo assim, e de acordo com Kutilek e Nielsen (1994), esta relação continua a ser uma boa aproximação inteiramente adequada ao estudo da hidrologia do solo

Considera-se na análise numérica proposta neste trabalho que a eq.1.10 é válida em todo o domínio estudado. Contudo na zona do solo que envolve o dreno, a relação expressa por Darcy é aplicada com algumas reservas, pois nesse local antecipam-se gradientes de potencial elevados, com maior relevância quando a carga acima do plano horizontal dos drenos é elevada. Como consequência a estimativa dos potenciais de pressão nessa zona deve ser interpretada com a precaução necessária. O aumento da densidade malha da numérica neste local, pode, mesmo assim melhorar ou mesmo obviar este problema.

1.2.4 Equação geral do escoamento

Da combinação das equações (1.9) e (1.10), exprimindo a condutividade hidráulica em função do potencial de pressão, obtém-se a equação de escoamento isotérmico da água num meio poroso, incompressível, parcialmente saturado e sem entrada e saída de água no sistema. A sua forma é a seguinte

$$\eta \frac{\partial S_w}{\partial t} = \nabla K(\psi) \nabla (\psi + z) \quad (\text{eq.1.12})$$

sendo o termo S_w igual a 1 para $\psi \geq 0$ e função de ψ para $\psi < 0$.

A variação de S_w com o tempo pode escrever-se como

$$\frac{\partial S_w}{\partial t} = \frac{\partial S_w}{\partial \psi} \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (\text{eq.1.13})$$

todavia, alterando o primeiro membro da eq. 1.12, temos $\eta \frac{\partial S_w}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} = C(\psi)$. Este último membro designa-se por capacidade específica e θ representa o teor volúmico da água no solo. Reescrevendo a eq.1.12 obtém-se

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla K(\psi) \nabla(\psi + z) \quad (\text{eq.1.14})$$

A expressão anterior é uma equação diferencial de segunda ordem às derivadas parciais, não linear, do tipo parabólico. Possui solução desde que estabelecidas condições iniciais e de fronteira. Tem como variáveis dependentes z e ψ sendo o tempo (t) e as coordenadas espaciais x, y e z variáveis independentes.

É comum encontrar na bibliografia a eq.1.14 na forma tensorial tomando a seguinte forma

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left[K^r(\psi) K_{ij}^s \frac{\partial \psi}{\partial x_j} + K^r(\psi) K_{i3}^s \right] - C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = 0 \quad (\text{eq.1.15})$$

onde: x_i ($i=1,2,3$) são coordenadas espaciais, $x_3=z$ vertical, K^r é a condutividade hidráulica relativa e K_{ij}^s o tensor da condutividade hidráulica na saturação ($j=1,2,3$).

Esta forma é mais apropriada para o tratamento numérico.

A eq.1.14, também conhecida por equação de Richards e irá ser resolvida neste trabalho pelo método numérico dos elementos finitos.

Se o membro esquerdo da eq.1.14, for igual a zero, esta continua não linear mas do tipo elíptico, e os potenciais deixam de ser função do tempo, isto é, a equação permite determinar os potenciais em regime permanente. Esta equação é conhecida pela equação de Laplace.

1.3 Modelos de retenção de água no solo

Além da equação fundamental do escoamento, a implementação de um modelo que considere a zona não saturada requer o conhecimento das relações constitutivas e biunívocas entre o potencial da água do solo e o seu teor de água, que se designam por curva característica de humidade, bem como da relação entre a condutividade hidráulica não saturada e a humidade ou potencial da água no solo. Na zona não saturada, mesmo pequenas variações espaciais nas propriedades do solo podem induzir variações elevadas na magnitude e direcção do escoamento. A constituição dos diferentes perfis do horizonte do solo, têm por isso, influência marcante no comportamento do escoamento, sendo importante o estudo e o conhecimento do solo.

A natureza não linear destas relações inviabiliza a utilização de simples pares discretos de medições entre potencial e humidade e a sua posterior incorporação em modelos numéricos, sendo preferível utilizar funções contínuas o mais aproximado possível da relação real de $\theta(\psi)$ e $K(\psi)$, que permitam a determinação das relações descritas de forma automática, expedita e facilmente embebidas no esquema numérico.

A necessidade de utilizar parâmetros expeditos nos modelos para caracterizar o movimento não saturado, levou ao aparecimento de expressões analíticas que descrevem as relações humidade do solo/potencial e condutividade hidráulica não saturada/potencial ou humidade do solo. O seu uso permite uma eficiente comparação entre diferentes tipos de solos e/ou horizontes, facilitando a utilização de funções de escala e são relativamente fáceis de incorporar num modelo informático.

Inicialmente apoiadas na distribuição estatística do tamanho dos poros do solo, estas funções requerem um número elevado de parâmetros e continuam a apresentar alguma dificuldade de incorporação nos modelos de escoamento (van Genuchten *et al.*, 1991), daí as recentes propostas de expressões analíticas relativamente mais simples, resultantes do ajustamento dos pontos discretos das medições de $\theta(\psi)$ e $K(\psi)$ a curvas teóricas. Os parâmetros assim obtidos são incorporados em funções, possuem significado físico e são importantes na caracterização do próprio solo.

Referimo-nos de seguida a dois modelos de retenção de água no solo e de condutividade hidráulica não saturada usados neste estudo. O primeiro modelo, chamado de Brooks e Corey, é proposto pela sua simplicidade, sendo o segundo, sugerido por van Genuchten (1980), e constitui um refinamento do anterior. O teste de comparação efectuado mais adiante, por nós, pretende determinar até que ponto a precisão dos modelos influencia os resultados do modelo de escoamento.

1.3.1 Modelo de Brooks e Corey

Brooks e Corey, citados por van Genuchten (1980), baseados em dados experimentais concluem que a curva característica de humidade $\theta(\psi)$ pode ser razoavelmente descrita por

$$\theta = (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{\psi_a}{\psi} \right)^\lambda + \theta_r, \text{ para } \psi < \psi_a \quad (\text{eq.1.16a})$$

$$\theta = \theta_s, \text{ para } \psi \geq \psi_a \quad (\text{eq.1.16b})$$

onde θ_r e θ_s são respectivamente o teor de água no solo residual e à saturação, ψ_a é a pressão de entrada de ar do solo e λ é um parâmetro que reflecte a distribuição do tamanho dos poros. O valor de ψ_a fisicamente representa a altura da *franja capilar*, sendo que solos de textura mais fina apresentam valores mais elevados. Valores baixos de λ indicam que o diâmetro dos poros possui um intervalo de variação grande, esperando-se uma pequena variação do teor de água no solo em consequência de uma maior variação no potencial de pressão.

Estas expressões têm sido extensivamente usadas em estudos de escoamento saturado/não saturado, mas apresentam problemas de rigor em solos de textura fina e bem estruturados devido à dificuldade de obtenção de valores fidedignos para estes solos.

A condutividade hidráulica não saturada $K(\psi)$, função do potencial de pressão, é por sua vez obtida pela expressão

$$K_r(\psi) = \left(\frac{\psi_a}{\psi} \right)^\eta, \text{ para } \psi < \psi_a \quad (\text{eq.1.17a})$$

$$K_r(\psi) = 1, \text{ para } \psi \geq \psi_a \quad (\text{eq.1.17b})$$

onde $\eta=2+3\lambda$ e $K_r(\psi)$ a condutividade hidráulica relativa, obtida a partir da razão $K(\psi)/K_s$.

1.3.2 Modelo de van Genuchten

Quando o solo está próximo da saturação, as equações (1.16a) e (1.16b) não descrevem satisfatoriamente a curva característica de humidade, em especial em solos que, apesar de diferentes exibem o mesmo valor de ψ_a . van Genuchten (1980), baseado em estudos de Mualem (1976), propõe a seguinte expressão para relacionar o teor de água e o potencial de água no solo

$$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + |\alpha\psi|^n \right]^m}, \text{ para } \psi < 0 \quad (\text{eq. 1.18a})$$

$$\theta(\psi) = \theta_s, \text{ para } \psi \geq 0 \quad (\text{eq.1.18b})$$

com os parâmetros empíricos α , m e n a resultarem do ajustamento dos pontos à função 1.18a. Esta função é contínua em todo o intervalo $|\psi| > 0$.

Como referido, a condutividade hidráulica não saturada, também é função do grau de saturação do solo e pode ser determinada empiricamente. Em termos de modelação do escoamento saturado e não saturado há vantagens em incorporar um método analítico que permitam a determinação dos valores relativos da condutividade em função da humidade. van Genuchten a partir da teoria de Mualem (1976), utiliza do seguinte modo os parâmetros da expressão que relaciona a humidade e pressão para calcular o valor da condutividade hidráulica relativa em função da humidade

$$K_r(\theta) = \theta_e^{1/2} \left[1 - (1 - \theta_e^{1/m})^m \right]^2, \text{ para } \psi < 0 \quad (\text{eq.1.19a})$$

$$K_r(\theta) = 1, \text{ para } \psi \geq 0 \quad (\text{eq.1.19b})$$

onde θ_e é designado por grau efectivo de saturação, definido por

$$\theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (\text{eq.1.20})$$

Por sua vez a condutividade hidráulica não saturada obtém-se de

$$K(\theta) = K_r(\theta)K_s \quad (\text{eq.1.21})$$

Embora o valor de capacidade específica se obtenha derivando a expressão (1.18) relativamente ao potencial de pressão, tomando a forma

$$C(\psi) = \frac{-\alpha m (\theta_s - \theta_r)}{1 - m} \theta^{1/m} (1 - \theta^{1/m})^m \quad (\text{eq.1.22})$$

em modelação numérica do escoamento não saturado este procedimento não tem produzido resultados satisfatórios, em consequência da elevada não linearidade da capacidade específica e da sua importância na preservação de massa na solução numérica. Frequentemente, opta-se pela utilização de métodos iterativos decorrentes do próprio esquema numérico. A este assunto voltaremos adiante, quando tratarmos da estratégia numérica implementada no software, nomeadamente dos procedimentos necessários à conservação de massa no sistema.

A maior diferença entre os dois modelos acima descritos situa-se na descontinuidade que o modelo de Brooks e Corey exhibe no ponto $\psi = \psi_a$, isto é, entre $\psi = 0$ e $\psi = \psi_a$ a humidade do solo é constante, o que não acontece no modelo de van

Genuchten. Este aspecto, tem especial importância na modelação numérica da drenagem, sobretudo no processo de secagem do solo, onde parte da zona não saturada possuirá valores de tensão elevados e onde a eficácia dos modelos de retenção terá assim um contributo preponderante na obtenção de valores fiáveis dos potenciais de pressão e do balanço de massa finais. Além disso, variações bruscas da humidade do solo nessa descontinuidade podem originar problemas de convergência na análise numérica.

O valor residual de humidade (θ_r), traduz a quantidade máxima de água no solo que não contribui para o movimento do líquido, devido à obstrução dos caminhos do escoamento ou ser fortemente adsorvida na fase sólida (van Genuchten *et al.*, 1991). Formalmente, θ_r é a humidade presente no solo para tensões baixas, em que $d\theta/d\psi$ e $K(\psi)$ tendem para zero, pelo que o seu valor resulta de extrapolação e não representa necessariamente o conteúdo mínimo de água no solo. θ_r denota o teor máximo volumétrico de água que o solo pode conter. O seu valor não deve ser entendido como a porosidade do solo, devido ao aprisionamento de ar nos poros do solo saturado e à própria existência de ar dissolvido na água. É, na maioria dos casos, 5% a 10% inferior à porosidade total do solo (van Genuchten *et al.*, 1991).

A obtenção destes parâmetros requer facilidades laboratoriais e informáticas, nem sempre disponíveis. Por isso, na bibliografia encontram-se valores para cada um destes parâmetros relativamente às principais classes de textura dos solos, baseados em determinações de inúmeras amostras de solo. Carsel e Parrish (1988), possuem uma listagem baseada na textura do solo, que permite obter uma primeira estimativa dos parâmetros do modelo de retenção de van Genuchten. O seu uso serve para uma primeira solução aproximada da equação geral do escoamento, sobretudo em solos de textura franca a ligeira, mas com reservas em solos de textura mais fina onde a distribuição espacial dos poros apresenta maior variação. Em situações que requerem maior precisão, devem obter-se várias curvas e implementar funções de escala para melhor caracterizar a variabilidade espacial do parâmetro respeitante à condutividade hidráulica não saturada. Neste estudo não se implementaram as funções de escala mas obtiveram-se amostras diferentes do mesmo solo, sendo o valor final a média aritmética dos valores obtidos nas diferentes amostras.

Os parâmetros usados nos modelos de retenção apresentados, são obtidos pelo ajustamento de pares de valores $\psi(\theta)$ determinados em laboratório a curvas teóricas. No nosso estudo, utilizou-se o software RETC (van Genuchten *et al.*, 1991), que permite obter os parâmetros para ambos os modelos descritos. No caso da função de condutividade hidráulica, na ausência de determinações de pares de valores $K(\psi)$, normalmente bastantes laboriosas, usaram-se os parâmetros das equações de retenção de humidade para descrever a condutividade hidráulica relativa. A condutividade hidráulica saturada, necessária a estes modelos, foi determinada em laboratório. É evidente que o rigor na determinação destes parâmetros tem influência determinante na caracterização do movimento da água na zona não saturada, e, conseqüentemente, na capacidade do modelo descrever convenientemente a distribuição do potencial de pressão no solo e a conservação de massa.

A relação $\psi(\theta)$ não é unívoca, pois a curva característica para o mesmo solo apresenta formas diferentes para o processo de secagem e humedecimento. O fenómeno de histerese vem complicar extraordinariamente o problema, exigindo a utilização de expressões que tenham em consideração este aspecto, ou, por outro lado, definindo inicialmente qual o tipo de ciclo em estudo no modelo (Nieber e Walter, 1981). Qualquer um dos modelos de retenção apresentados ignora o efeito da histerese. Para o tipo de problema em estudo neste trabalho, os valores de potencial de pressão são elevados, sendo de esperar que neste intervalo de valores as curvas de secagem/humedecimento sejam praticamente coincidentes, admitindo que o fenómeno de histerese, para o tipo de problema considerado e no intervalo de pressões esperadas, não influencia a distribuição do potencial de pressão de modo relevante. De qualquer modo foram efectuados esforços no desenvolvimento de modelos empíricos que têm em consideração este facto. Kool e Parker (1987) descreveram um modelo baseado no modelo de retenção de van Genuchten, que tem como resultado um conjunto de equações que permitem introduzir o fenómeno de histerese num modelo de simulação. Porém, a complexidade da simulação aumenta consideravelmente, pois o número de parâmetros necessários para descrever $\psi(\theta)$ e $K(\psi)$ aumenta em 9 e têm que ser calibrados com medições directas de $\psi(\theta)$.

1.4 Conclusões

Neste capítulo apresentámos as equações de escoamento em meio poroso macroscópico. Vimos que conceptualmente, os aspectos mais importantes na definição de um sistema de escoamento em meio poroso são o meio poroso propriamente dito, nomeadamente a sua capacidade de armazenamento e o comportamento do fluxo no seu seio.

Mostrou-se que a derivação da equação geral de escoamento macroscópica exige uma série de restrições e ponderações estatísticas de modo a tornar o problema mais simples e maleável pelos métodos numéricos.

O modelo matemático do escoamento apresentado baseia-se no princípio da conservação de massa e nas leis do escoamento, nomeadamente na equação dinâmica. Embora restritiva, quanto às propriedades do meio poroso e do fluido no que se refere à compressibilidade e ausência de variações térmicas, a equação geral de escoamento tem em conta aspectos como a anisotropia e heterogeneidade do meio poroso. Considerou-se que a equação de Darcy é válida em todo o escoamento, embora se ressalve que junto ao dreno esta poderá perder a validade.

Na solução numérica da equação geral do escoamento, tendo em conta a zona não saturada, foi também necessário utilizar modelos auxiliares, como os de Brooks e Corey e van Genuchten que permitiram caracterizar as relações biunívocas entre a humidade e potencial de pressão no solo e entre estes e a condutividade hidráulica. Os resultados são naturalmente condicionados pela precisão destes modelos. A elevada não linearidade destas funções é um problema em modelação matemática do escoamento, pois pode ser a causa de oscilações numéricas, falta de convergência na solução e ausência de conservação de massa.

As funções de retenção apresentadas são compostas por parâmetros de natureza estatística que possuem significado físico, com excepção para o teor mínimo de água no solo, que, na realidade, pode ser diferente do preconizado pelo modelo.

Admite-se que o fenómeno da histerese não afecta substancialmente os resultados no intervalo de potenciais de pressão que o modelo de escoamento usa. Ignoram-se também os efeitos do escoamento preferencial na distribuição dos potenciais no domínio considerado. A implementação de um modelo de porosidade dupla à escala do sistema de drenagem acarreta enormes dificuldades com a obtenção de valores que caracterizam o ambiente de escoamento nos macroporos, por isso este aspecto não foi considerado neste trabalho.

A equação geral de escoamento deduzida, é um problema de valor inicial e de fronteira. No capítulo seguinte, procedemos à sua solução através do método numérico dos elementos finitos, para obter a distribuição do potencial de pressão e consequentemente da carga hidráulica, num determinado domínio de escoamento, em cujos limites são impostas determinadas condições de fronteira.

CAPÍTULO 2 – MODELAÇÃO MATEMÁTICA DO ESCOAMENTO SATURADO – NÃO SATURADO EM MEIO POROSO

2.1. Introdução

De acordo com o exposto no capítulo anterior, o fenómeno físico do escoamento da água no solo é descrito por equações diferenciais às derivadas parciais, lineares se estacionárias, ou não lineares, se dependentes do tempo, com condições nos limites, de que é exemplo a equação de Richards. O cálculo explícito analítico destas equações, a partir da análise funcional, está limitado a modelos simplificados, decorrentes de suposições que em situações complexas, ou não se aplicam, ou introduzem erros na solução.

Assim, os métodos de aproximação numérica surgem como um precioso recurso na solução desta equação, na qual os problemas exactos são aproximados por problemas discretos em espaços de dimensão finita, dando origem a sistemas de

equações lineares e/ou não lineares, cuja solução, por sua vez, também se obtém por processos numéricos.

O rápido e crescente desenvolvimento da capacidade computacional, oferece actualmente a investigadores e técnicos capacidade de simular esse fenómeno do escoamento em meio poroso com recurso a aproximações numéricas com grande flexibilidade nas condições dos limites bem como na atribuição de propriedades físicas ao meio poroso.

2.1.1 Modelos de drenagem

Na solução de problemas de drenagem subsuperficial são geralmente usados modelos analógicos, físicos e matemáticos. Os modelos analógicos, baseados na semelhança entre as equações que descrevem o escoamento da água no solo e da energia eléctrica nos condutores, muito populares na década de 60 e 70, constituíam à altura, praticamente, o único instrumento de estudo de problemas de escoamento no solo (Bear, 1979). Os modelos de analogia eléctrica foram extensivamente usados em problemas de drenagem por Vimoke *et al.* (1962), nomeadamente, na determinação da resistência ao escoamento provocado pelo dreno e posterior determinação do seu caudal. Estes trabalhos mantêm especial importância nos nossos dias pelo conjunto de facilidades que foram transpostas para os modelos numéricos actuais, nomeadamente na simplificação da caracterização do dreno na malha de discretização espacial.

Os modelos físicos, baseados em arquétipos de domínios de escoamento, para reproduzir em laboratório as condições reais, são ainda hoje utilizados em situações especiais, nomeadamente na calibração de resultados obtidos por métodos numéricos. Santos Júnior (1971) utilizou um modelo físico para verificação dos aspectos teóricos da drenagem, em situações de drenagem com superfície livre, com drenos livres, contínuos e perfurados ou sujeitos a cargas exteriores colocados em tanques de areia a diferentes profundidades. Nieber e Walter (1981), verificaram o comportamento do escoamento saturado e não saturado num solo inclinado sujeito a infiltração, a partir de um modelo físico. Este modelo foi usado com o propósito de validar o método numérico que

pretendeu simular o problema referido. Os autores encontraram boa concordância dos resultados entre ambos os métodos. Com a vulgarização e aumento da capacidade de processamento do computador, os métodos numéricos foram sendo preferidos aos modelos analógicos e físicos. Estes últimos, como referido, são por vezes ainda utilizados para validar os resultados obtidos numericamente.

As equações usadas nos modelos de drenagem subsuperficial, basicamente servem para a determinação do espaçamento de drenos, em função de uma carga hidráulica pré-estabelecida à meia distância entre drenos e derivam essencialmente de duas teorias: a teoria potencial e a teoria de Dupuit-Forchheimer (D-F). Neste último caso, realizam-se simplificações, nomeadamente na diminuição do número de dimensões do problema, em que a combinação das equações de Darcy (eq.1.10) e da continuidade (eq.1.9) resulta em soluções para o espaçamento dos drenos ou caudais de drenagem sem necessidade de resolver complexas equações diferenciais como a equação 1.15. Porém, a aplicação desta teoria, nada indica quanto à distribuição dos potenciais da água do solo drenado relativamente à distribuição espacial e temporal da velocidade aparente e direcção de escoamento. O escoamento não saturado, a heterogeneidade e anisotropia do solo são também ignorados neste processo de cálculo. Por outro lado, métodos de cálculo baseados na teoria potencial, ao resolverem as equações diferenciais que caracterizam o escoamento, solucionam para determinadas condições iniciais e de fronteira a distribuição dos potenciais no domínio do problema, a direcção e magnitude do escoamento, bem como os fluxos esperados em fronteiras específicas (por exemplo o dreno e/ou superfície do solo). A solução explícita da equação diferencial, permite o tratamento da heterogeneidade e anisotropia do solo e a caracterização do escoamento não saturado. As simplificações realizadas durante este processo são as inerentes à própria dedução da equação que caracteriza o escoamento, e a um ou outro ponto relativo à fixação das condições iniciais e de fronteira.

A equação 1.15, por si só, tem um número de soluções infinitas. Para a sua solução particular é necessário conhecer o valor da variável dependente e/ou das suas derivadas na fronteira do domínio em estudo. Se se pretender conhecer a solução em regime variável será também necessário definir a distribuição do potencial de pressão no

instante inicial, obtendo-se posteriormente, para sucessivos períodos de tempo, a distribuição da variável dependente no espaço.

Na solução de modelos matemáticos de escoamento baseados na teoria potencial, podem utilizar-se métodos analíticos, numéricos e métodos baseados em modelos físicos ou analógicos. Para a maioria dos problemas de interesse prático, devido à existência de fronteiras irregulares, à heterogeneidade do solo e escoamento não saturado as soluções analíticas são virtualmente impossíveis (Bear, 1989), com exceção para problemas relativamente simples.

Ainda assim, a dedução analítica de expressões mais ou menos simples requer um tratamento matemático complexo com recurso a técnicas matemáticas de solução para as equações diferenciais. Kirkham & Powers (1971), baseados nas séries de Fourier apresentam a solução analítica da distribuição do potencial hidráulico para o problema de drenagem com drenos subterrâneos paralelos, continuamente permeáveis, colocados acima de estrato impermeável horizontal e a profundidade finita ou infinita. Apesar da complexidade da dedução, a solução refere-se mesmo assim somente ao escoamento saturado, em regime permanente (Equação de Laplace) abaixo do plano dos drenos. A análise permite também determinar o limite superior do escoamento saturado, isto é, a localização da superfície livre. Este procedimento é, contudo, de grande complexidade numérica, em especial sem recurso à computação. Para obviar este aspecto e tornar útil esta teoria, Toksoz e Kirkham, (1971), publicaram uma série de nomogramas, baseados na solução anterior, para solos homogêneos e com dois horizontes, que permitem estimar o espaçamento ideal dos drenos tendo em conta variáveis como a profundidade de instalação e a carga máxima admissível à meia distância entre drenos. Os nomogramas permitem concluir que se a condutividade hidráulica do horizonte superior for 5 a 10 vezes maior que a do horizonte inferior, este pode ser assumido como impermeável.

As dificuldades analíticas na solução exacta da equação de Richards e mesmo de Laplace, levaram ao desenvolvimento de equações analíticas com soluções aproximadas, proporcionadas pela linearização das referidas equações, considerando hipóteses simplificadores baseadas na teoria de D-F, nomeadamente a assunção da horizontalidade do escoamento. A expressão de Hooghoudt (Luthin, 1966), formulada

para regimes permanentes, considera um sistema de drenagem composto por valas paralelas, de paredes verticais, cujo limite inferior é a camada impermeável e onde a superfície freática tem uma conformação perfeita de elipse. Esta equação permite determinar o espaçamento entre as valas para dada carga à meia distância das valas e concorda na solução com diversos resultados experimentais, de acordo com Santos Júnior (1971). Posteriormente, a equação foi melhorada para ter em conta a situação em que as valas não chegam ao impermeável e os drenos passam a ser tubos perfurados. Neste caso, o escoamento radial teve que ser considerado e a complexidade introduzida na sua análise foi engenhosamente resolvida por Hooghoudt a partir do conceito da *camada equivalente*, mantendo desta forma, relativamente simples as equações analíticas para determinação da distância entre drenos.

Os modelos de escoamento baseados na teoria de Dupuit-Forchheimer são amplamente apresentados na literatura (Luthin, 1966; van Schilfgaard, 1974; Bear, 1988; Ploeg *et al.*, 1999). A teoria de D-F baseia-se na assunção de que, para inclinações pequenas da superfície freática, as linhas de corrente são consideradas horizontais e que a velocidade da água nessas linhas é proporcional ao declive da superfície freática mas independente da profundidade. Na prática, a aplicação destas assunções permite reduzir em um o número de variáveis independentes, geralmente a linearização da equação diferencial que descreve o problema de escoamento.

Estas simplificações transformaram esta teoria num dos instrumentos mais usados na prática corrente de engenharia (Bear, 1988), aplicado ao estudo de escoamentos confinados. A teoria de D-F, no entanto, não está isenta de dificuldades numéricas. Considerando um escoamento entre duas valas paralelas, à mesma profundidade, assentes em estrato impermeável, segundo a teoria D-F, uma vez que as linhas de corrente são horizontais, na zona de curvatura da superfície freática ocorrerá fluxo horizontal para o exterior da superfície freática em vez da inflexão que o escoamento tem que apresentar em direcção à superfície da água na vala. A partir de um modelo conceptual de um solo, Kirkham (1966), demonstra e resolve este paradoxo da teoria D-F. O autor considera que acima do plano da superfície livre da água na vala o solo é constituído por sucessivas faixas verticais de espessura infinitesimal que obrigam o escoamento a processar-se verticalmente nesta zona. Por esta razão, a sua solução da

equação de Laplace, só considera a zona de escoamento abaixo do plano horizontal da superfície da água na vala.

Todos os aspectos relativos à solução da equação geral do escoamento referidos anteriormente dizem respeito ao regime permanente. Nas situações de regime variável, surgem dificuldades acrescidas no tratamento analítico da drenagem. Por um lado, o fluxo que atravessa a superfície freática é agora a soma do valor de infiltração à superfície do solo, considerada uniforme no tempo e espaço, com a variação temporal da humidade na zona não saturada. Como consequência a superfície freática passa a ser uma fronteira móvel na zona saturada, atravessada por um fluxo não uniforme no espaço e no tempo. A solução analítica destes problemas requer novamente simplificações, que restringem o problema a situações particulares. Santos-Júnior e Youngs (1969), na solução do regime variável, para determinar a posição da superfície freática a meia distância entre drenos, desenvolvem e diversificam o conceito de rendimento específico do meio poroso, função da variação da humidade na zona saturada e da variação da altura da superfície freática no tempo. O rendimento específico, como demonstram os autores, é bastante variável no tempo e no espaço, embora, na análise de algumas situações se tenha admitido como hipótese simplificadora, a sua constância. Outro modo prático de lidar com o regime variável é considerar este como uma sucessão contínua de situações instantâneas de regimes permanentes, correspondentes a valores instantâneos das fronteiras variáveis, isto é, de posições instantâneas da superfície livre (Santos-Júnior, 1971).

Baseada nas hipótese de Dupuit, têm sido apresentadas soluções analíticas aproximadas, em regimes variáveis, nomeadamente a linearização da equação de Boussinesq. A equação de Glover-Dumm (Dumm, 1954 citado por van Shilfgaarde, 1974), é um exemplo dessa linearização. Considera um rendimento específico constante, como condição inicial a superfície freática plana, e tem sido extensivamente usada na determinação da carga acima dos drenos, à meia distância entre drenos, relacionando o espaçamento dos drenos com a velocidade de recessão da superfície freática. Tal solução tem pouca aderência a dados experimentais segundo Yeh e Sing (1970).

Soluções não linearizadas da equação de Boussinesq com valas assentes no estrato impermeável, foram propostas por van Shilfgaarde *et al.* (1956), citado por van

Shilfgaard (1974), e com valas afastadas do imperme por van Shilfgaard (1963). Qualquer destas soluções apresenta melhor adesão à realidade por não considerarem na sua formulação as hipóteses simplificadoras de D-F.

Youngs (1999), apresenta várias soluções da equação de Boussinesq, recorrendo à solução de não linearização e de linearização. Em qualquer das situações mostra que a equação funciona bem na situação de valas paralelas verticais, cuja base é a camada impermeável.

2.1.2 Métodos numéricos

Existem apenas algumas soluções analíticas para problemas não lineares, com domínio geométrico regular e estas são normalmente aproximações obtidas pela manipulação de séries (Huyakorn e Pinder, 1983). Os mesmos autores sustentam que problemas que envolvam regiões de geometria irregular e regimes de escoamento variável não são tratáveis analiticamente, mas apenas numericamente, surgindo estes métodos como a única ferramenta matemática para resolver problemas deste tipo. Deve contudo, notar-se que a solução da equação diferencial por métodos numéricos é sempre uma solução aproximada, podendo, no entanto, estabelecer-se o seu grau de precisão de acordo com critérios de razoabilidade dos recursos e de tempo consumido na obtenção da solução.

O maior problema na utilização dos modelos numéricos, em especial na simulação do regime variável, é que as equações, sendo de natureza não linear, são relativamente complexas de resolver e o tempo gasto na obtenção da solução, se se pretender uma boa convergência do modelo, é elevado (Skaggs, 1992). Apesar da rápida difusão e crescimento da capacidade de computação dos meios informáticos, os modelos vão também aumentando de complexidade, nomeadamente com o aumento da densidade das malhas de discretização espacial e da heterogeneidade dos materiais. Continuam a necessitar de informação, por vezes difícil de obter, como a detalhada descrição das propriedades da zona não saturada, e, em certos solos com textura mais ligeira, há sempre dificuldade em simular o escoamento não saturado devido à elevada não linearidade das funções de retenção e condução de água do solo.

Os modelos numéricos são mais complexos, necessitam de maior capacidade de computação e requerem bastante tempo na apresentação da solução. Mesmo assim podem ser simplificados resolvendo-se a equação de Richards a uma dimensão para o escoamento vertical, obtendo como resultado o potencial e/ou a retenção de humidade no perfil do solo sem ceder no rigor da solução (Skaggs, 1992). Modelos como o LEACHEM (Wagenet e Hutson, 1987) e o SWATRE (Feeds *et al.* 1978), entre outros, determinam estas variáveis, na zona não saturada do solo.

Modelos mais complexos têm sido apresentados, nomeadamente com escoamento a duas dimensões (Harmesen *et al.*, 1991) escoamento e transporte de solutos a duas dimensões em solos heterogéneos (Simunek e van Genuchten, 1994) e, além disso, tendo em conta aspectos de dupla porosidade, isto é, que diferenciam o escoamento nos micro e macroporos (Nieber e Misra, 1995; Simunek *et al.*, 1999). Os modelos de dupla porosidade, com transporte de solutos, têm o inconveniente de necessitarem de muitos dados de campo difíceis de obter, nomeadamente a medição de parâmetros relacionados com os macroporos (Nieber e Misra, 1995). Também a estimativa da infiltração e redistribuição da humidade com recurso a métodos numéricos tem vindo a ganhar terreno e complexidade. Porém, a maioria destes modelos assumem que o movimento da água no solo não saturado é essencialmente vertical e tratam o problema a uma dimensão. A sua aplicação à drenagem está limitada pois necessitam à priori da determinação do fluxo no dreno a partir de expressões analíticas para o efeito. Deste modo, o caudal do dreno não é uma variável que emerge da solução numérica, mas uma condição de fronteira.

O método das diferenças finitas foi, e é, o mais comumente usado no tratamento matemático das equações do escoamento de fluidos e transporte de contaminantes. Mello (1987), incorpora num modelo hidrológico a solução da equação de Richards a uma dimensão, com recurso ao método das diferenças finitas, para determinação de volumes infiltrados. A flexibilidade dos métodos numéricos é usada por Gallichand (1994) na demonstração do comportamento da drenagem subsuperficial em solo heterogéneo, numa situação em que a condutividade hidráulica saturada vai diminuindo em profundidade. Para o efeito, usa o método das diferenças finitas, demonstrando que no caso de não se considerar as especificidades espaciais da

condutividade hidráulica saturada, o erro de posição da superfície freática é apreciável. No entanto, Kumar *et al.* (2000) apresentam a solução numérica, da posição da superfície freática em drenagem com valas em solos anisotrópicos pelo método das diferenças finitas com relativa eficiência, em comparação com dados de campo. A influência do diâmetro, do tipo de envelope e do número de orifícios de drenos de tubos corrugados na dinâmica da superfície freática, em escoamento saturado e não saturado a duas dimensões, foi também estudada por Skaggs e Tang (1979) utilizando o método numérico das diferenças finitas. Contudo, a dificuldade associada às fronteiras complexas, bem patente nos métodos analíticos, continua a ser uma dificuldade no método das diferenças finitas devido à necessidade da discretização espacial em intervalos regulares. Segerlind (1984) refere também que o método não é facilmente tratável em programação. Mesmo assim, o efeito do diâmetro do dreno, do filtro que o envolve e das características dos seus orifícios, na evolução da superfície freática foi estudado com recurso ao método numérico das diferenças finitas (Skaggs e Tang, 1979), concluindo-se que o efeito do filtro possui na realidade menor influência do que se pensava até então no aumento da distância entre drenos mantendo inalteradas as restantes condições.

Se o domínio considerado no problema de escoamento for segmentado em pequenas regiões contíguas, em vez de pontos discretos, como acontece nas diferenças finitas, as equações diferenciais do escoamento poderão ser resolvidas pelo método dos elementos finitos. Tais elementos, geralmente adquirem uma forma geométrica simples, sendo dispostos de modo a representarem todo o domínio da solução, com geometria arbitrária. O método está por isso bem adaptado a descrever fronteiras complexas, como por exemplo um dreno subterrâneo. A precisão da solução, entre outros aspectos, depende do número de elementos que caracterizam essa fronteira. Além disso este método lida facilmente com condições de fronteira variáveis, isto é, condições de fronteira que se modificam entre períodos de tempo de análise (Segerlind, 1984).

Neste estudo usamos o método dos elementos finitos na solução da equação de Richards a duas dimensões, no plano perpendicular à direcção dos drenos, porque se pretende caracterizar a dinâmica da superfície livre no horizonte do solo entre dois

drenos consecutivos. A primeira referência encontrada na aplicação dos elementos finitos à drenagem do solo, a duas dimensões e com recurso a drenos de tubos é apresentada por Gureghian e Youngs (1975). Os autores usam um modelo relativamente simplificado, a partir da solução da equação de Laplace, com cerca de 400 a 800 nós, conforme o ensaio, para estudar o desempenho do método numérico em situações de imperme finito e infinito e em solo heterogéneo. Determinam ainda os caudais de drenagem, admitindo conceptualmente o dreno como um orifício na malha numérica, estratégia diferente da utilizada neste trabalho que considera o dreno como um ponto da malha. Na comparação, dos seus resultados com modelos físicos de drenagem em tanques, as estimativas numéricas em regime permanente da posição da superfície freática foram razoáveis, embora os caudais de drenagem tenham sido considerados como deficientemente estimados devido ao escasso número de nós na fronteira do dreno. O modelo também não considera a resistência vertical do escoamento e o escoamento na zona não saturada. A solução da equação de Richards, tendo em conta já o escoamento não saturado e o regime variável com recurso ao método dos elementos finitos fora já anteriormente efectuada por Neuman (1973). O seu modelo estuda a variação dos potenciais de pressão e total no plano vertical, a duas dimensões e considera também a influência das raízes no balanço de humidade na zona não saturada e o caudal percolado nas paredes verticais das valas de drenagem. No entanto, não utiliza ainda dreno de tubos. Outro modelo numérico, baseado no método dos elementos finitos a duas dimensões, para prever a localização da superfície freática em regime permanente e variável, considerando a contribuição da zona não saturada no escoamento e solos heterogéneos, drenados por valas assente em estrato impermeável foi proposto por Cheng e Li (1973) e drenados por drenos de tubos por Gureghian (1981). Este último, em regime variável, considera como condição inicial o equilíbrio hidrostático, com a superfície freática à superfície do solo, procedimento que desde então tem sido bastante repetido na bibliografia. A comparação dos resultados com medições efectuadas em modelos físicos revelou boa concordância entre resultados, com excepção da localização da superfície freática junto do dreno no período inicial da simulação, que é bastante diferente. A importância da zona não saturada na posição da superfície freática é também posta em evidência em Vauclin *et al.* (1979). Estes mostram

numericamente os erros associados à não consideração da zona não saturada no escoamento, em comparação com equações analíticas comuns. Também Ahmad *et al.* (1993) apresentam um modelo numérico de escoamento saturado e não saturado em solo heterogêneo e regime variável, em solos planos drenados por valas, focando sobretudo a influência das mudanças bruscas da textura no comportamento do escoamento. É também evidenciada numericamente a influência da zona não saturada na posição da superfície freática quando em regime variável. Rogers *et al.* (1995), a partir de um modelo numérico, resolvem a equação de Richards no plano vertical, para estudar a contribuição da zona não saturada na drenagem subterrânea, nomeadamente, na posição da superfície freática entre drenos. Os autores mostram as diferenças no padrão de escoamento na zona não saturada e do caudal esperado no dreno, quando se trata de infiltração intermitente e uniforme ou em ausência de infiltração. Neste caso, sustentam que o fluxo não saturado é essencialmente horizontal, e que, pelo contrário, na situação de infiltração uniforme e constante, o fluxo é essencialmente vertical, mesmo tratando-se de regime variável.

Aura (1995), apresenta um modelo de drenagem baseado nos elementos finitos, adaptado às condições dos solos finlandeses que passam grande parte do ano com a água do solo congelada. O modelo introduz a novidade de tratar o dreno como um orifício de forma quadrada na malha numérica, justificando-se a opção com a correcta simulação do envelope de gravilha que é normal nos solos estudados. Na comparação dos resultados do modelo com dados de campo, o autor conclui que a correcta caracterização da macroporosidade dos diferentes horizontes do solo melhora a estimativa da posição da superfície freática.

Fipps e Skaggs, (1986a) utilizam um modelo baseado nos elementos finitos para demonstrar a influência na posição da superfície freática de uma vala paralela a um dreno. Obtêm soluções para o regime permanente e regime variável e concluem que a vala exerce influência marcada na forma da superfície freática até ao dreno paralelo consecutivo à vala, sendo que a partir deste dreno a influência é mínima ou inexistente.

Mais recentemente, têm também sido usados outros métodos numéricos na solução do escoamento, como sejam o método dos elementos de fronteira (Martínez e Mactique, 1991, Taigbenu e Sada, 1992), sobretudo aplicado a estudos de regime

permanente. Este método tem a vantagem de ser mais rápido e apresentar a solução só na fronteira do problema. A distribuição dos potenciais no domínio em estudo não é por isso obtida com o método dos elementos de fronteira.

A utilização de modelos numéricos não se limita à determinação da posição da superfície freática, usando-se também na determinação da condutividade hidráulica a partir de métodos inversos. O valor de K_s deixa de ser um dado para passar a incógnita. Conhecidos os valores da variável dependente na fronteira, o modelo pretende observar esses mesmos valores alterando agora a condutividade hidráulica. Rogers & Fouss (1989), usam um modelo numérico na comparação dos valores de K_s obtidos numericamente com os tradicionais métodos de campo e de laboratório, constatando uma boa concordância do modelo com esse métodos tradicionais. A simulação numérica da infiltração a partir de um orifício circular no solo foi também efectuada por Jabro e Fritton (1990), a partir da solução da equação de Richards. Com o método numérico os autores mostram o comportamento dos potenciais de pressão e do escoamento a partir das linhas de corrente e das linhas equipotenciais, com grande impacto visual e informativo.

Todos os exemplos anteriormente apresentados revelam que o método dos elementos finitos é um poderoso recurso na solução da equação de Richards, sendo por isso o método escolhido para a construção do modelo de drenagem realizado neste trabalho. No entanto, na sua forma convencional de distribuição de massa o método sofre de oscilação numérica em especial na frente de humedecimento, quando a humidade inicial do solo é muito baixa. (Pan *et al.*, 1996). Vários processos têm sido apresentados para minimizar tal oscilação, a que os modelos de retenção e a sua habilidade em estimar a humidade no solo não são de todo alheios.

Celia *et al.* (1990), combinaram a equação de Richards escrita conforme a teoria potencial e a equação de difusão, obtendo uma equação com formulação mista. Reportam erros inferiores na conservação de massa utilizando essa forma mista e sustentam que se deve usar um esquema de “*mass lumping*”, também já antes referido por Neuman (1973), de modo a maximizar a conservação de massa. Neste trabalho usamos este mesmo esquema de conservação de massa. Uma ligeira modificação no processo

dos elementos finitos, nomeadamente no processo de integração das funções forma, tem vantagens na conservação de massa, segundo o esquema numérico proposto por Rabbani (1994), que entende, dever ser especificamente usado na análise do escoamento em meios porosos. Com a introdução deste esquema numérico, a que chamou formulação directa dos elementos finitos, conseguiu melhorias no desempenho numérico bem como na conservação de massa.

Actualmente, os modelos baseados no método dos elementos finitos não são totalmente imunes aos métodos analíticos. O uso de métodos analíticos no seio de uma solução numérica pode encontrar-se em Simunek *et al.* (1995), que utiliza expressões analíticas na determinação do consumo de água pelas raízes, bem como na caracterização das relações constitutivas entre a água e a matriz do solo e na caracterização do comportamento do dreno. Este último tem sido profusamente estudado para encontrar a melhor forma de o incorporar no problema, seja como condição de fronteira seja como parte da solução.

Especial atenção tem sido atribuída ao modo como o dreno de tubo é representado na malha do esquema numérico. Dois processos têm sido utilizados, a representação do dreno por um único ponto na malha (Rogers, 1994; Simunek *et al.*, 1995; Buyuktas e Wallender, 2002) e a representação do diâmetro efectivo interno do dreno na respectiva malha. (Gureghian e Youngs, 1975; Zaradny e Feeds, 1979). O primeiro procedimento, parece ser errado à partida, porquanto se pretende fazer passar um volume de água por um ponto cuja superfície tende para zero. No entanto, o ajustamento da condutividade hidráulica dos elementos que rodeiam o nó que representa o dreno, baseado em trabalhos com modelos analógicos de Vimoke *et al.* (1962) tem dado resultados satisfatórios na representação do dreno (Fipps *et al.*, 1986; Tarboton *et al.*, 2000). Embora a distribuição dos potenciais hidráulicos não tenha diferença significativa entre a utilização dos dois métodos, nomeadamente a posição da superfície freática, já a determinação numérica do caudal no dreno requer a integração dos fluxos nos nós situados no limite do dreno e assim, este deverá ser representado por um furo na malha (Tarboton *et al.*, 2000). Todavia, a conjugação da solução numérica com métodos analíticos na determinação do caudal do dreno permite a representação do dreno como um simples nó, o que é extremamente vantajoso na construção da

malha e posterior manuseamento numérico. É também este o procedimento adotado neste trabalho para caracterização do dreno. O método analítico mais usado para o cálculo do caudal no dreno assume o movimento radial do escoamento em torno do dreno (Gureghian e Youngs, 1975; Fipps *et al.*, 1986; Tarboton *et al.*, 2000). Neuman (1973) propõe que o fluxo de um dado nó seja determinado numericamente com o método dos elementos finitos, pela substituição explícita da solução na equação correspondente ao nó em causa. Apesar de termos obtido bons resultados com este método, o mesmo não tem vindo todavia, posteriormente referido na bibliografia. Aura (1995), utiliza outro procedimento que simplifica a complexidade da fronteira numérica do dreno, propondo representar o dreno por um quadrado na malha, tomando em conta a existência de um filtro de material grosseiro, fazendo este já parte integrante do dreno.

Uma vez definida a geometria do dreno e a sua representação na discretização do espaço é necessário definir a condição de fronteira que lhe está associada. No esquema numérico o dreno pode ser uma condição de fronteira do tipo essencial e assim ser-lhe atribuído um potencial hidráulico fixo, ou uma condição de fronteira do tipo natural e ser-lhe atribuído um determinado fluxo. Boas aproximações numéricas têm sido conseguidas com este método desde que a densidade de elementos junto do nó (ou nós) do dreno seja elevada, evitando oscilações numéricas em locais onde o gradiente de potencial é elevado (Fipps *et al.*, 1986). O tratamento do dreno como uma fronteira do tipo natural foi utilizado por Barcelo e Nieber (1981,1982), sendo o fluxo previamente determinado, em cada iteração, como função da potencial hidráulico à meia distância entre drenos. Para o efeito utilizam uma expressão de Kirkham (1949) que relaciona o caudal com os restantes parâmetros geométricos do sistema. Mais recentemente, Kohler *et al.* (2001) e Abbaspour *et al.* (2001), utilizam uma forma modificada da equação de Hooghoudt para determinar e fixar o fluxo no nó que representa o dreno. Justificam o seu uso por o método alternativo de fixar um potencial não ter em conta a resistência de entrada de água no dreno, todavia essa resistência, como vimos, pode ser simulada pela utilização dos ajustamentos preconizados por Vimoke e Taylor (1962). A vantagem deste método é o de poderem usar-se malhas menos densas e por consequência necessitar-se de menor capacidade de computação. Por outro lado, pensamos que este

método poderá ter problemas de aplicação em situações de escoamento onde os drenos não estejam à mesma cota, e no caso da simulação numérica o caudal deverá emergir da solução e não ser definido à priori.

Fipps *et al.* (1986), sustentam que na simulação dos potenciais hidráulicos e na determinação do caudal do dreno, quer a utilização de um único nó com o ajustamento de Vimoke na caracterização do dreno, quer a utilização do diâmetro efectivo do dreno representado na malha permitem boas aproximações à solução. Contudo, sem o ajustamento de Vimoke e uma malha densa na vizinhança do dreno, o ajustamento é francamente pouco aderente à solução analítica correspondente. Note-se que, em bom rigor, só a integração dos fluxos dos nós que constituem a fronteira do dreno permite determinar numericamente o caudal. Todos os outros processos encerram soluções analíticas.

2.2 Modelos matemáticos.

O modelo matemático pretende representar o escoamento da água no solo a partir da solução da equação geral do escoamento, que como vimos, representa esse processo físico, assumindo-se certas restrições. Os modelos matemáticos de escoamento representados pela eq.1.15 são classificados como problemas de valor inicial. Nestes modelos, o valor da variável dependente (potencial de pressão ou potencial hidráulico) e das suas derivadas (densidades de fluxo) deve ser prescrito ao longo de segmentos ou da totalidade da fronteira do domínio de escoamento, constituindo um conjunto de condições chamadas de fronteira. A combinação da eq.1.15 com estas condições num modelo matemático permite a aproximação à solução do problema, ou à solução exacta do valor da variável dependente em qualquer ponto do domínio de escoamento. Adicionalmente, na análise em regime variável, valores da variável dependente devem ser prescritos no domínio do problema no instante inicial.

Métodos analíticos podem ser usados na solução de problemas deste tipo e consistem na representação funcional da solução da equação às derivadas parciais. Por exemplo, uma expressão matemática que resolva o fluxo no dreno em função do

potencial hidráulico a meia distância entre drenos. Infelizmente, as soluções analíticas são bastante restritivas nas condições iniciais e de fronteira, pelo que em particular a eq.1.15 não tem solução analítica conhecida devido a sua não linearidade. Contudo, os modelos analíticos têm o seu lugar na solução relativamente simples de problemas com poucas restrições, sendo um excelente meio para verificar a precisão dos métodos numéricos.

Os métodos numéricos surgem, assim, como os modelos matemáticos capazes de resolver equações complexas e sem restrições, ou pelo menos, sem suposições tão restritivas como as inerentes aos métodos analíticos.

Nos métodos numéricos procura-se a solução aproximada da variável dependente num conjunto discreto de pontos do domínio em estudo, durante um conjunto de períodos de tempo também eles discretos.

Existem vários tipos de métodos numéricos para a solução da eq.1.15, como os métodos das diferenças finitas e dos elementos finitos. O primeiro tem certas desvantagens em relação ao segundo, nomeadamente apresenta dificuldades em incorporar fronteiras irregulares ou curvas e não lida tão bem com a anisotropia e heterogeneidade do solo como o método dos elementos finitos. Este, por seu lado, está bem adaptado às restrições expostas no primeiro método. A sua principal desvantagem reside na necessidade de elevadas performances de programação matemática e computacional mesmo em problemas aparentemente simples.

Como visto, pela versatilidade na atribuição de condições de fronteira e capacidade de lidar com materiais heterogêneos e anisotrópicos, neste trabalho utiliza-se o método numérico dos elementos finitos na resolução da eq.1.15. Eliminadas assim as hipóteses restritivas dos métodos analíticos, espera-se tratar problemas de drenagem subsuperficial, cuja solução analítica não é conhecida.

2.2.1 Método dos elementos finitos.

O método dos elementos finitos é um método numérico, a partir do qual qualquer função contínua pode ser aproximada a um modelo discreto. Este consiste num número de valores da referida função e eventualmente das suas derivadas, descritos num número finito de pontos seleccionados no domínio da validade da função ao longo de um número finito de subdomínios ligados entre si. Aos subdomínios chamamos elementos que são determinados por pontos pré-seleccionados no domínio. Esses pontos são denominados nós. O método dos elementos finitos, sendo aproximado está por isso apto a resolver um problema de valor inicial e/ou de fronteira, com a precisão que lhe seja imposta na convergência à solução exacta. Sendo um método numérico está também sujeito a problemas de convergência e de estabilidade numérica que deverão ser convenientemente minimizados.

Um dos principais aspectos do método dos elementos finitos é a formulação integral, que consiste na obtenção de um sistema de equações algébricas, cuja solução é o conjunto de valores referentes à variável dependente em cada nó da malha de elementos previamente estabelecida. Vários métodos podem usar-se na derivação da formulação integral: (1) o método varacional - amplamente usado em problemas de sistemas mecânicos onde há elasticidade dos elementos e envolve a utilização de um integral de uma função diferencial, cujo resultado é minimizado tendo em conta as condições de fronteira; (2) o método dos resíduos pesados que está melhor adaptado a problemas de escoamento no solo e consiste na substituição de uma solução aproximada na equação diferencial, cujo erro residual deverá ser minimizado, com recurso a funções de interpolação. Este último método é também usado neste trabalho, por estar melhor adaptado, a problemas de escoamento e documentado na bibliografia. Huyakorn e Pinder (1983), referem mesmo que por vezes as funções necessárias no método varacional, não existem para problemas de ordem prática.

2.2.1.1 Método dos resíduos pesados.

Como referido, a formulação integral tem como objectivo caracterizar o domínio do problema a partir de um sistema de equações algébricas, lineares ou não, que possui como variável dependente o valor da carga hidráulica no domínio do problema. Vários métodos são usados na formulação integral. A técnica usada neste estudo é conhecida pelo método dos resíduos pesados, comumente apontada na bibliografia como o procedimento correcto para tratamento do escoamento em meio poroso (Istock, 1989; Carmo *et al.*, 1994).

O método consiste em aproximar uma solução às condições iniciais e de fronteira e substituí-la na equação diferencial, introduzindo um erro residual em cada ponto do domínio do problema. Nestas condições o método dos resíduos pesados requer que a média ponderada de todos os erros residuais de cada ponto da malha de elementos finitos seja zero, ou seja, os resíduos são ortogonalizados em relação a um conjunto de funções de ponderação.

Considerando a seguinte equação diferencial

$$\nabla[\phi(x,y,z)] - F(x,y,z) = 0 \quad (\text{eq.2.1})$$

onde ∇ é um operador diferencial, ϕ é a variável independente e F uma função conhecida.

Uma solução aproximada a (eq.2.1) tem a forma de

$$\hat{\phi}(x,y,z) = \sum_{i=1}^m N_i(x,y,z)\phi_i \quad (\text{eq.2.2})$$

com N_i a representar a função de interpolação, ϕ_i os valores da variável independente no nó i , e m o número de nós da malha. Quando esta solução aproximada é substituída na eq.2.1, o erro residual R é

$$\nabla[\hat{\phi}(x, y, z)] - F(x, y, z) = R(x, y, z) \neq 0 \quad (\text{eq.2.3})$$

O valor e sinal algébrico do erro R variam de ponto para ponto em todo o domínio do problema (Ω). Em certos pontos o erro pode ser elevado e noutros pequeno, todavia não se pode forçar que R seja zero num ponto específico sob pena de esse erro se tornar demasiado elevado noutros pontos.

Para forçar que a média ponderada dos erros residuais seja igual a zero introduz-se uma função de ponderação $W(x, y, z)$

$$\int_{\Omega} W(x, y, z) R(x, y, z) d\Omega = 0 \quad (\text{eq.2.4})$$

Substituindo a eq.2.3 na equação anterior e admitindo um domínio tridimensional, fica

$$\iiint_{\Omega} W(x, y, z) [\nabla[\hat{\phi}(x, y, z)] - F(x, y, z)] d\Omega = 0 \quad (\text{eq.2.5})$$

Para a resolução desta equação é necessário especificar a forma matemática da solução aproximada $\hat{\phi}$ e da função de ponderação W .

O valor de $\hat{\phi}$ em qualquer elemento (e) da malha $\hat{\phi}^{(e)}$ obtém-se de

$$\hat{\phi}^{(e)}(x, y, z) = \sum_{i=1}^n N_i^{(e)} \phi_i \quad (\text{eq.2.6})$$

onde $N_i^{(e)}$ é a função de interpolação dos nós ($i=1, 2, \dots, n$) do elemento e e n é o número de nós do elemento, também conhecida pela função de forma (*shape function*).

Para um elemento unidimensional, com dois nós i, j (função de forma linear) a solução aproximada escreve-se

$$\hat{\phi}^{(e)}(x) = N_i^{(e)}(x)\phi_i + N_j^{(e)}(x)\phi_j \quad (\text{eq.2.7})$$

De acordo com a Figura 2, a função de forma em cada nó será

$$N_i^{(e)}(x) = \frac{x_j^{(e)} - x}{L^{(e)}}, N_j^{(e)}(x) = \frac{x - x_i^{(e)}}{L^{(e)}} \quad (\text{eq. 2.8})$$

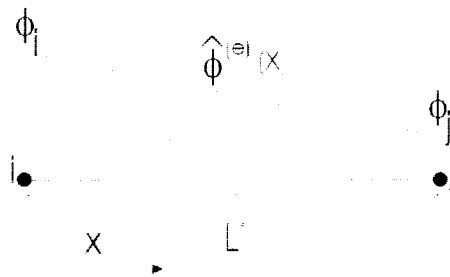


Figura 2 – Funções de interpolação num elemento linear

sendo $L^{(e)}$ a distância entre dois nós consecutivos.

2.2.1.1.1 Funções de forma dos erros residuais – Método de Galerkin

Relativamente às funções de ponderação (W), pela sua simplicidade, usamos neste trabalho o método de Galerkin, que para o mesmo elemento linear da Figura 2 são descritas por

$$W_i(x) = \frac{x_j - x}{L}, W_j(x) = \frac{x - x_i}{L} \text{ para } x \geq x_i \quad (\text{eq.2.8})$$

Após a especificação da solução aproximada e das funções de ponderação, o integral representado pela eq.2.5 está em condições de ser resolvido, obtendo um sistema de

equações lineares que resolve a variável dependente para cada nó da malha do domínio do problema.

Quando os elementos bidimensionais têm conformação triangular ou quadrangular, sendo que a cada vértice corresponde um nó, é relativamente simples determinar as funções de interpolação e a sua respectiva integração analítica, necessária à determinação das matrizes de cada elemento.

Tomando como exemplo o caso do triângulo, pretende-se determinar o valor do potencial hidráulico ou de pressão em cada um dos seus vértices cujas incógnitas são $\psi_i = \psi(x_i, z_i)$, $\psi_j = \psi(x_j, z_j)$ e $\psi_k = \psi(x_k, z_k)$. O valor aproximado do potencial $\psi(x, z)$ define-se por interpolação linear do valores de ψ_i , ψ_j e ψ_k ao longo do elemento. Atendendo à Figura 3, para cada um dos nós definem-se as seguintes funções de interpolação (Segerlind, 1984)

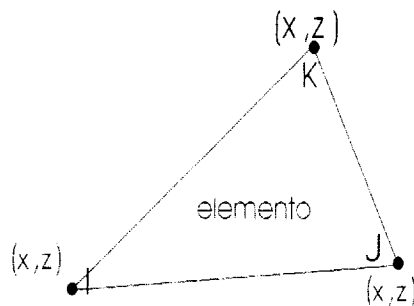


Figura 3 - Elemento triangular.

$$N_i(x, z) = \frac{1}{2A}(a_i + b_i x + c_i z) \quad (\text{eq.2.9a})$$

$$N_j(x, z) = \frac{1}{2A}(a_j + b_j x + c_j z) \quad (\text{eq.2.9b})$$

$$N_k(x, z) = \frac{1}{2A}(a_k + b_k x + c_k z) \quad (\text{eq.2.9c})$$

onde

$$\begin{aligned} a_i &= x_j z_k - x_k z_j \\ b_i &= z_j - z_k \\ c_i &= x_k - x_j \end{aligned} \tag{eq.2.10a}$$

$$\begin{aligned} a_j &= x_k z_i - x_i z_k \\ b_j &= z_k - z_i \\ c_j &= x_i - x_k \end{aligned} \tag{eq.2.10b}$$

$$\begin{aligned} a_k &= x_j z_i - x_i z_j \\ b_k &= z_i - z_j \\ c_k &= x_j - x_i \end{aligned} \tag{eq.2.10c}$$

sendo A a área do elemento, que pode ser obtida pela resolução do seguinte determinante

$$A = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_i & z_i \\ 1 & x_j & z_j \\ 1 & x_k & z_k \end{vmatrix} \tag{eq.2.11}$$

Aplicando o método dos resíduos pesados ao escoamento e tomando o potencial de pressão como variável dependente, em seguida demonstra-se a formulação integral do método de Galerkin aplicado à equação de Richards (eq.1.14).

Considerando, ψ a variável dependente, no caso o potencial de pressão da água no solo e F uma função conhecida, da eq.2.1 obtém-se

$$\nabla[\psi(x, y, z)] - F(x, y, z) = 0 \tag{eq.2.12}$$

Da eq.2.2 podemos definir uma solução aproximada de ψ

$$\hat{\psi}(x, y, z) = \sum_{i=1}^m N_i(x, y, z) \psi_i \quad (\text{eq.2.13})$$

onde N_i é uma função de interpolação, ψ_i a incógnita e m o número de nós na malha de discretização do domínio do problema.

Substituindo a solução aproximada da eq.2.12 em eq.2.11, a equação diferencial toma a seguinte forma

$$\nabla[\hat{\psi}(x, y, z)] - F(x, y, z) = R(x, y, z) \neq 0 \quad (\text{eq.2.14})$$

onde R é o erro residual devido à solução de eq.2.12 ser aproximada.

Pelo método dos resíduos pesados força-se que a média pesada dos resíduos da totalidade dos nós seja igual a zero, de acordo com a equação 2.4. Substituindo a eq. 2.4 na eq.2.14 tem-se

$$\int_{\Omega} W(x, y, z) [\nabla[\hat{\psi}(x, y, z)] - F(x, y, z)] d\Omega = 0 \quad (\text{eq.2.15})$$

tendo presente a eq.2.4 e a eq.1.14, considerando o tensor da condutividade hidráulica composto pelos principais eixos coordenados, o resíduo R no nó i pode escrever-se

$$R_i = - \iiint_{V^e} W_i(x, y, z) \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right) - C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} \right] dx dy dz \quad (\text{eq.2.16})$$

onde V^e , é o volume do elemento. Pelo método de Galerkin a função de ponderação do resíduo no nó i é igual à função de interpolação de ψ para o mesmo nó, isto é $W_i = N_i$. Assim

$$R_i = - \iiint_{V^e} N_i(x, y, z) \left[\left(K(\psi) \frac{\partial^2 \hat{\psi}}{\partial x^2} \right) + \left(K(\psi) \frac{\partial^2 \hat{\psi}}{\partial y^2} \right) + \left(K(\psi) \frac{\partial^2 \hat{\psi}}{\partial z^2} + \frac{\partial K(\psi)}{\partial z} \right) - C(\psi) \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial t} \right] dx dy dz \quad (\text{eq.2.17})$$

ou

$$R_i = - \iiint_{V'} N_i \left[\left(K(\psi) \frac{\partial^2 \hat{\psi}}{\partial x^2} \right) + \left(K(\psi) \frac{\partial^2 \hat{\psi}}{\partial y^2} \right) + \left(K(\psi) \frac{\partial^2 \hat{\psi}}{\partial z^2} + \frac{\partial K(\psi)}{\partial z} \right) \right] dx dy dz \quad (\text{eq.2.18})$$

$$+ \iiint_{V'} N_i C(\psi) \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial t} dx dy dz$$

Atendendo à eq.1.14 e alterando a expressão (2.18) para duas dimensões (x,z), correspondente ao perfil transversal do solo, reescreve-se

$$\iint_{A'} N_i \left[\left(K(\psi) \frac{\partial^2 \hat{\psi}}{\partial x^2} \right) + \left(K(\psi) \frac{\partial^2 \hat{\psi}}{\partial z^2} + \frac{\partial K(\psi)}{\partial z} \right) \right] dx dz + \iint_{A'} N_i C(\psi) \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial t} dx dz = 0 \quad (\text{eq.2.19})$$

Utilizando o teorema de Green para transformar o termo da derivada de segunda ordem, rearranjando a equação e por uma questão de simplificação de escrita denotar novamente o domínio por Ω , obtém-se

$$\int_{\Omega} C(\psi) N_i \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial t} d\Omega + \int_{\Omega} \left[K_x(\psi) \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial x} + K_z(\psi) \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial z} \right] d\Omega + \int_{\Omega} K_z(\psi) \frac{\partial N_i}{\partial z} d\Omega \quad (\text{eq.2.20})$$

$$- \int_{\Gamma} \left[K_x(\psi) \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial x} n_x + K_z(\psi) \left(\frac{\partial \hat{\psi}}{\partial z} + 1 \right) n_z \right] d\Gamma = 0$$

em que Γ denota uma fronteira do domínio Ω onde será aplicada uma condição de fronteira do tipo natural ou de Cauchy, nomeadamente o fluxo que traduz a entrada de água no solo (infiltração), n_x e n_z são vectores unitários desse fluxo ao longo dos eixos x e z . O último membro da equação anterior pode escrever-se

$$\left[K_x(\psi) \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial x} n_x + K_z(\psi) \left(\frac{\partial \hat{\psi}}{\partial z} + 1 \right) n_z \right] = qn \quad (\text{eq.2.21})$$

sendo n o vector unitário normal à fronteira Γ .

Atendendo ainda à eq. 2.13 o valor aproximado de ψ ponderado pela função N_j é

$$\hat{\psi}(x, z) = \sum_{j=1}^m N_j(x, z) \psi_j \quad (\text{eq.2.22})$$

substituindo as equações 2.21 e 2.22 na equação 2-20, temos

$$\int_{\Omega} C(\psi) N_i N_j \frac{\partial \psi_j}{\partial t} d\Omega + \int_{\Omega} \left[K_x(\psi) \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + K_z(\psi) \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} \right] \psi_j d\Omega + \int_{\Omega} K_z(\psi) \frac{\partial N_i}{\partial z} d\Omega - \int_{\Gamma} N_i q_n d\Gamma = 0 \quad (\text{eq.2.23})$$

substituindo os integrais da eq.2.23 pelas respectivas formulações de matrizes de cada elemento e somando todos os elementos do domínio para obter as matrizes globais, a formulação dos resíduos pesados para regime permanente/variável e escoamento saturado/não saturado escreve-se

$$[C(\psi)] \left\{ \frac{\partial \psi}{\partial t} \right\} + [K(\psi)] \{ \psi \} = \{ F \} \quad (\text{eq.2.24})$$

onde

$$[C(\psi)] = \sum_e C_{ij}^e(\psi), \quad (\text{eq.2.25a})$$

$$C_{ij}^e = \int_{\Omega} C(\psi) N_i N_j d\Omega$$

$$[K(\psi)] = \sum_e K_{ij}^e(\psi) \quad (\text{eq.2.25b})$$

$$K_{ij}^e = \int_{\Omega} \left[K_x(\psi) \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + K_z(\psi) \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} \right] d\Omega$$

$$\{ F \} = \sum_e F_i^e \quad (\text{eq.2.25c})$$

$$F_i^e = - \int_{\Omega} K_z(\psi) \frac{\partial N_i}{\partial z} d\Omega + \int_{\Gamma} N_i q_n d\Gamma$$

A matriz $[C(\psi)]$ que designamos por matriz de massa, é uma matriz diagonal e a matriz $[K(\psi)]$, designada por matriz condutância, é uma matriz esparsa simétrica com diagonal dominante positiva. A soma destas duas matrizes dá origem à matriz global, necessária à resolução de eq. 2.24, que naturalmente resulta numa matriz esparsa simétrica, com diagonal dominante positiva e com as restantes posições de valor negativo ou zero. O vector $\{F\}$ é numericamente igual à soma dos fluxos que entram ou saem do sistema com a componente gravitacional do escoamento. O valor dos fluxos é igual a zero nos nós onde não existe qualquer entrada ou saída de água, negativo quando existe saída e positivo com entrada de água.

O valor de $K(\psi)$ é considerado constante em cada elemento e o valor de ψ varia linearmente entre dois nós consecutivos.

A matriz global tem que obedecer a determinados critérios, nomeadamente possuir diagonal dominante positiva, para que o método numérico apresente estabilidade e permita convergência na solução, isto é, que a solução do método numérico se aproxime com um grau de precisão pré definido à solução exacta. A forma de garantir esta característica é um recurso poderoso na rectificação do código fonte no momento da construção do modelo. Efectivamente, seja a_{ij} um valor da matriz $K(\psi)$, com i a denotar a posição da linha e j a posição da coluna. A matriz $K(\psi)$ é diagonal

dominante do tipo positivo, se $\sum_{j \neq i} \frac{|a_{ij}|}{|a_{ii}|} \leq 1$, para todo o i , e $\sum_{j \neq i} \frac{|a_{ij}|}{|a_{ii}|} < 1$ pelo menos para i ,

e $\frac{a_{ij}}{a_{ii}} < 0$, para todo o $j \neq i$. Se a matriz global não for deste tipo não estão asseguradas

condições de convergência da solução.

2.2.2 Discretização do espaço

A solução da equação 2.24 para posterior determinação da matriz condutância e de massa de cada elemento, necessita da informação geométrica e a respectiva localização de zonas onde se atribuem valores de condutividade hidráulica distintos. A

segmentação do domínio em elementos geométricos é o processo que permite introduzir na análise numérica essa necessidade.

A implementação informática de uma malha composta por triângulos rectângulos é mais simples de automatizar, independentemente das dimensões do domínio espacial, pelo que, neste estudo, optou-se por uma malha deste tipo.

Seja n_x o número de pontos por linha horizontal e n_z o número de pontos por linha vertical, o número de nós e elementos na malha será, respectivamente, $n_x n_z$ e $2(n_x - 1)(n_z - 1)$. Sejam também i_x e i_z contadores do número de nós desde a origem até o fim da malha, onde $1 \leq i_x \leq n_x$ e $1 \leq i_z \leq n_z$, o número i de um qualquer nó na malha obtém-se por $i = (i_z - 1)n_x + i_x$. A numeração dos nós de cada elemento processa-se atendendo a que o número total de quadrados seja $(n_x - 1)(n_z - 1)$, cada um dos quais dividido em dois triângulos rectângulos. Se, desta vez i_x e i_z forem, respectivamente, os contadores horizontais e verticais, do número de quadrados, e, se estes forem numerados da esquerda para direita, o número de um qualquer quadrado (n_q) obtém-se por $n = (i_z - 1)(n_x - 1) + i_x$. Uma vez que existem duas vezes mais elementos que quadrados, a posição dos elementos correspondentes ao quadrado n_q obtém-se de $m_1 = 2n_q - 1$ e $m_2 = 2n_q$.

A discretização espacial, implementada neste trabalho, possui 41 nós na horizontal e 20 na vertical, composta por um total de 1520 elementos e 820 nós, 410 dos quais na provável zona não saturada e está representada na Figura 4. Compreende o plano perpendicular à direcção dos drenos, admitindo um solo plano, cujo limites superior e inferior são paralelos. Como um sistema deste tipo é simétrico considera-se uma das suas metades.

O processo de numeração dos nós tem implicação no tamanho da largura de banda das matrizes. Há poucos anos, este aspecto era extremamente importante na capacidade de armazenamento da informação no computador (em determinados ambientes de programação ainda o continua a ser). Actualmente, a quantidade de memória disponível é maior pelo que este problema não se coloca. Atendendo à Figura 4 se a numeração for feita na vertical a largura de banda das matrizes será menor do que no caso desta se processar na horizontal, pois o número de nós na vertical é menor que na horizontal.

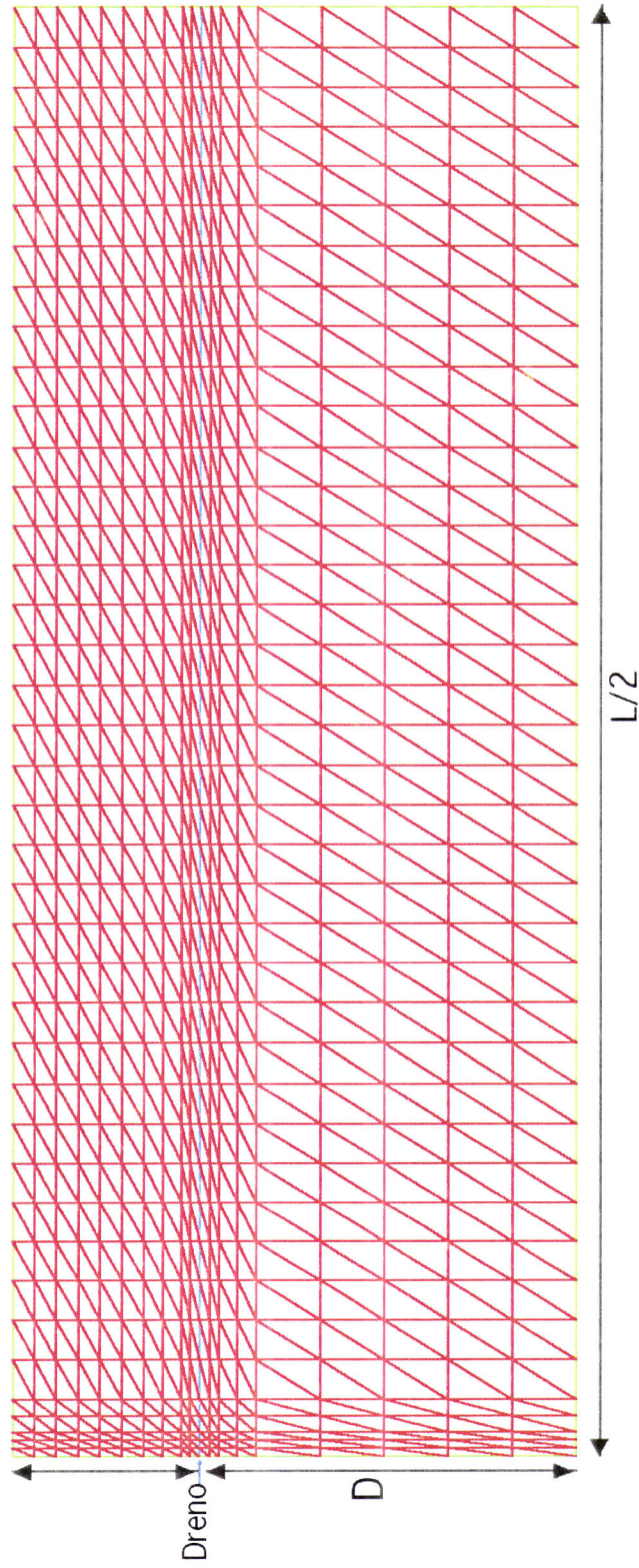


Figura 4 - Discretização espacial do domínio em estudo. Composto por 1520 elementos triangulares e 820 nós. D –distância do dreno ao estrato impermeável. L – distância entre drenos.

A densidade da malha é maior junto dos drenos e na zona do perfil onde se espera escoamento não saturado. Junto dos drenos é onde se esperam maiores gradientes, por a diferença dos potenciais ser também maior. A discretização espacial deverá ser, por isso, mais densa para evitar oscilações numéricas e problemas de convergência da solução devido à descontinuidade dos potenciais. Também na zona onde se espera que ocorra movimento não saturado, a elevada não linearidade da condutividade hidráulica do solo não saturado e sobretudo da capacidade específica requer uma discretização mais densa para acautelar problemas de convergência e principalmente erros na conservação de massa, por isso a densidade da malha é mais elevada acima do plano horizontal dos drenos.

Por outro lado, em locais do perfil onde se prevê que os gradientes de potencial serão menores, a malha pode ser mais esparsa sem afectar a convergência da solução, é o que se deverá passar em todo o perfil abaixo do plano horizontal dos drenos e perto da meia distância entre drenos. Procurou-se também que a transição entre e/ou dificuldades de convergência.

A discretização implementada neste estudo fixa entre nós, junto do dreno, na horizontal e vertical, intervalos de valores de 0.05 m, 0.05 m, 0.05 m, 0.10 m e 0.10 m, sendo estas distâncias mantidas constantes para todos os valores da distância entre drenos consideradas no problema. O espaço sobranete é posteriormente dividido em intervalos iguais sendo o seu comprimentos função da distância seleccionada entre drenos. Testes preliminares, por nós realizados, mostraram que a adopção de um grelha com intervalos regulares deteriora a solução e não raras vezes conduz a falta de convergência. A opção de aumentar a densidade da malha junto do dreno foi por isso conveniente.

O número de elementos e consequentemente de nós da malha e a eficácia da aproximação numérica encerram um factor de equilíbrio importante na simulação, pois à medida que a densidade da malha aumenta, o rigor da solução aumentará, mas com um custo de desempenho do computador. Testes preliminares revelaram que um aumento para o dobro do número de nós aumenta em mais de duas vezes o tempo da procura da solução em regime permanente. Rogers (1994) mostra que a partir de

determinado número de nós, o aumento destes não incrementa significativamente a precisão da aproximação, mas aumenta o tempo de convergência em cerca de 14 vezes.

2.2.3 Discretização do tempo

A equação 2.24 é um sistema de equações diferenciais ordinárias que tem como resultado os valores de ψ e de $\frac{\partial \psi}{\partial t}$. O tratamento da derivada tempo é realizado pela aproximação por diferenças finitas à equação 46, resultando num sistema de equações *quasi-linear* do tipo

$$[A]^{k+w} \{\psi\}^{k+1} = \{B\}^{k+w} \quad (\text{eq.2.26})$$

onde

$$[A]^{k+w} = \frac{[C(\psi)]^{k+w}}{\Delta t} + w[K(\psi)]^{k+w} \quad (\text{eq.2.27a})$$

$$\{B\}^{k+w} = \left[\frac{[C(\psi)]^{k+w}}{\Delta t} - (1-w)[K(\psi)]^{k+w} \right] \{\psi\}^{k+w} - \{F\}^{k+w} \quad (\text{eq.2.27b})$$

$$\{\psi\}^{k+w} = (1-w)\{\psi\}^k + w\{\psi\}^{k+1} \quad (\text{eq.2.27c})$$

sendo k é número inteiro do período de tempo onde o potencial de pressão é conhecido, Δt o incremento do tempo e w é coeficiente de peso do tempo, que varia entre 0 e 1. O valor atribuído a w tem influência na estabilidade e convergência da solução.

A utilização do valor de $1/2$ para o coeficiente w , a que corresponde um esquema numérico de diferenças centrais e de diferença de tempo ascendente totalmente implícito tem dado bom resultado em termos de convergência da solução (Neuman, 1973). A equação 2.26 toma assim o seguinte aspecto

$$\left[\frac{[C(\psi)]^{k+1/2}}{\Delta t^k} + [K(\psi)]^{k+1/2} \right] \{\psi\}^{k+1} = \{F\}^{k+1/2} + \left[\frac{[C(\psi)]^{k+1/2}}{\Delta t^k} \right] \{\psi\}^k \quad (\text{eq.2.28})$$

Dada a natureza fortemente não linear da equação anterior, sobretudo do parâmetro da capacidade específica e da condutividade hidráulica do solo não saturado, sobretudo em solos de textura mais ligeira, a solução da equação obtém-se através de um processo iterativo até se atingir o grau de convergência desejado.

No início de cada período de tempo k , os coeficientes das matrizes $[C(\psi)]$ e $[K(\psi)]$ são avaliados com valores de potencial de pressão $\psi^{k+1/2}$, sendo o cálculo destes valores obtido através da extrapolação linear entre os valores de pressão ψ^k e ψ^{k-1} de acordo com a seguinte expressão proposta por Huyacorn *et al.* (1984)

$$\psi^{k+1/2} = \psi^k + \frac{\Delta t^k}{2\Delta t^{k-1}} (\psi^k - \psi^{k-1}) \quad (\text{eq.2.29})$$

O sistema de equações obtido é depois resolvido com recurso ao método numérico de iteração de Picard (Istock, 1989), até convergência em todos os nós, obtendo a solução para o período de tempo actual ψ^{k+1} . Devido à natureza não linear da equação 2.28, no início de cada iteração, no mesmo período de tempo k , os mais recentes valores do potencial de pressão ψ^{k+1} são usados no cálculo da estimativa de $\psi^{k+1/2}$ da seguinte forma

$$\psi^{k+1/2} = \frac{1}{2} (\psi^k - \psi^{k+1}) \quad (\text{eq.2.30})$$

Após reavaliação dos coeficientes das matrizes e novo cálculo do vector, o sistema de equações é resolvido para obter a mais recente solução de potencial de pressão em todos os nós do domínio ψ^{k+1} . O processo de iteração cessa quando a diferença entre ψ^{k+1} e ψ^k for menor ou igual à tolerância de convergência escolhida (ϵ), ou seja

$$|\psi^{k+1} - \psi^k| \leq \epsilon \quad (\text{eq.2.31})$$

A utilização de $w=1/2$ permite uma boa convergência da solução e minimiza a tendência de ψ oscilar em torno do seu limite (Neuman *et al.*, 1975), no entanto não permite uma boa estimativa da conservação de massa do sistema (Celia *et al.*, 1990; Rathfelder & Abriola, 1994). A avaliação da equação com $w=1$ é utilizada para solução da equação de Richards de forma mista, conforme proposto por Célia *et al.* (1990), com bons resultados em termos de conservação de massa, no entanto a solução converge mais lentamente. Este assunto será tratado adiante.

Em meio saturado o termo $[C(\psi)]$ da equação 2.28 é igual a zero, ficando igual a

$$\left[[K(\psi)]^{k+1/2} \right] \{\psi\}^{k+1} = \{F\}^{k+1/2} \quad (\text{eq.2.32})$$

a equação 1.14 torna-se elíptica e independente do tempo e a sua solução permite determinar o valor do potencial de pressão em regime permanente.

Durante o cálculo em regime variável, há elementos saturados, não saturados e outros que durante o período de tempo que decorre podem passar do estado saturado para não saturado e vice-versa. Na zona saturada e de acordo com a expressão 2.28 não é necessário conhecer ψ^k para determinar a solução. Excepção a esta regra são os nós situados na zona que passa de saturada a não saturada durante a iteração, pelo que a equação 2.28 deve produzir uma solução onde o valor de $C(\psi)$ seja diferente de zero. Para evitar esta dificuldade numérica, neste estudo é atribuído o valor de 10^{-6} m^{-1} à capacidade específica a todos os nós situados acima do dreno, que poderão passar de um estado saturado a não saturado. Gureghian (1981) utiliza este valor com bons resultados e Rogers (1994), verifica que valores entre 10^{-4} e 10^{-7} , combinados com determinados períodos de tempo não alteram significativamente a previsão de conservação de massa.

2.2.4 Condições iniciais e de fronteira.

A equação 1.14 tem solução única se forem fixadas condições iniciais e de fronteira. A solução em regime permanente, por ser independente do tempo, não necessita de condições iniciais.

As condições de fronteira podem ser de diferentes tipos e fixam, nos limites geométricos do problema, valores da variável dependente e/ou da sua derivada em relação ao espaço. Estes valores, conhecidos previamente, funcionam como uma âncora do problema. No caso especial de existirem sumidouros e/ou fontes de água no interior do espaço geométrico, são também fixadas condições de fronteira nesses pontos.

Se o valor do potencial hidráulico ou de pressão é conhecido num ou em vários nós dos limites diz-se que se trata de uma condição de fronteira do tipo essencial ou de Dirichlet, neste caso

$$\psi = \psi_f(x_f, z_f, t) \text{ em } \Gamma_f \quad (\text{eq.2.33})$$

onde x_f, z_f são as coordenado do ponto f na fronteira Γ .

No caso de se tratar de um fluxo que entra ou sai do espaço geométrico do problema, a fronteira diz-se do tipo natural e na situação de superfícies de infiltração, também é conhecida por fronteira do tipo Cauchy, onde se prescreve um fluxo q nessa fronteira

$$-n \left(\frac{\partial \psi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) K_s = q(x_f, z_f) \text{ em } \Gamma_f \quad (\text{eq.2.34})$$

em que n é o vector unitário normal à fronteira. No caso mais comum esta fronteira é plana e a equação 2.34 toma a forma simplificada de

$$\left(K_s \frac{\partial \psi}{\partial z} + K_s \right) = -q(x_f, z_f) \text{ em } \Gamma_f \quad (\text{eq.2.35})$$

Convenciona-se que a entrada de água no sistema q é representada por valor positivo.

É comum encontrar na literatura outra fronteira deste tipo, com o nome de Neumann, que com alguma confusão é usada em vez da fronteira do tipo Cauchy. A fronteira de Neumann raramente ocorre na natureza (Yeh, 1999) e é usada em fronteiras onde ocorre percolação porque se trata de um gradiente de fluxo e não de um fluxo. Também Simunek e van Genuchten (1995) citando McCord, (1991), admitem que a condição de Neumann não deve aplicar-se numa situação de infiltração, mas dado que essa designação é largamente usada em hidrologia do solo mantêm o nome de condição de Neumann.

As condições iniciais visam fixar os limites temporais do conhecimento da solução e a sua variação no tempo, bem como ao valor inicial da variável dependente em todo o domínio espacial estudado. Como referido anteriormente, a resolução em regime variável requer uma estimativa inicial do potencial de pressão em todos os nós do problema. As simulações efectuadas e simuladas pelo código de computador proposto, partem de duas condições iniciais, tanto quanto possível, comuns na realidade. São elas: *i*) solo totalmente saturado, isto é, potencial hidráulico constante em todo o domínio do problema (equilíbrio hidrostático) e, *ii*) distribuição do potencial de pressão na condição de regime permanente, assim

$$\psi(x, z, t) = \psi_0(x, z) \text{ para } t=0 \quad (\text{eq.2.36})$$

Considerando o plano perpendicular à direcção dos drenos (plano zx), a superfície do solo e da camada impermeável planos e os drenos colocados à mesma cota, o espaço entre os dois drenos considera-se simétrico e pode ser descrito conceptualmente entre o dreno e a meia distância entre drenos. A camada impermeável será avaliada quer a profundidade finita, quer a profundidade infinita, dependendo da distância entre drenos sucessivos.

Atendendo à Figura 5 as condições de fronteira, para o escoamento saturado-não saturado são

$$\text{AED: } K_{xx}(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} = 0, x = 0, 0 \leq z \leq b, t \geq 0; \quad (\text{eq.2.37a})$$

$$\text{DC: } K_{zz}(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} + K_{zz}(\psi) = 0, z = 0, 0 \leq x \leq \frac{L}{2}, t \geq 0; \quad (\text{eq.2.37b})$$

$$\text{BC: } K_{xx}(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} = 0, x = \frac{L}{2}, 0 \leq z \leq b, t \geq 0; \quad (\text{eq.2.37c})$$

$$\text{AB: } q = \left(K_{zz}(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} + K_{zz}(\psi) \right), z = b, 0 \leq x \leq \frac{L}{2}, t \geq 0$$

ou $\psi=0, t>0$; (eq.2.37d)

$$\text{E: } (\text{nó do dreno}) \psi=0, t \geq 0, \quad (\text{eq.2.37e})$$

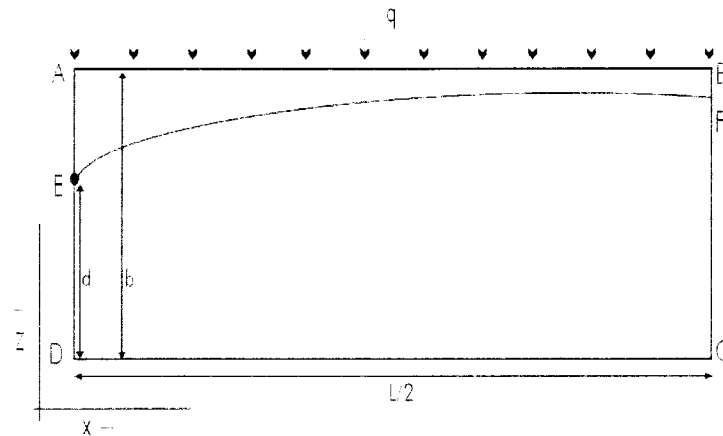


Figura 5 - Definição geométrica do sistema e definição de fronteiras. Consideram-se drenos à mesma cota e simetria do espaço.

As condições de fronteira para a análise do escoamento exclusivamente saturado são

$$\text{AED: } K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} = 0, x = 0, 0 \leq z \leq b, t \geq 0; \quad (\text{eq.2.38a})$$

$$\text{DC: } K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} = 0, z = 0, 0 \leq x \leq \frac{L}{2}, t \geq 0; \quad (\text{eq.2.38b})$$

$$\text{BC: } K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} = 0, x = \frac{L}{2}, 0 \leq z \leq b, t \geq 0; \quad (\text{eq.2.38c})$$

$$\text{EF:} \quad (eq.2.38d)$$

$$q \cos \gamma = -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \sin \gamma + \left(K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \cos \gamma, d \leq z \leq b, 0 \leq x \leq \frac{L}{2}, t \geq 0;$$

$$\text{E:} \quad (\text{nó do dreno}). h=d, t \geq 0, \quad (eq.2.38e)$$

sendo γ o ângulo que a superfície freática faz com o plano horizontal.

Os segmentos AED, DC e BC são fronteiras onde não existe qualquer fluxo, pelo que constituem fronteiras do tipo natural. No segmento AB, que representa a fronteira atmosférica, pode ou não ocorrer infiltração pelo que é tratada como uma fronteira de condição variável passando de uma condição de Dirichlet a Cauchy e vice-versa. O seu tratamento numérico é explicado mais adiante.

O dreno é tratado como um ponto de potencial conhecido, onde se prescreve um valor para o potencial de pressão. Como à superfície livre de um dreno, que em condições normais funciona à pressão atmosférica, o valor de potencial de pressão atribuído é zero e o valor do potencial hidráulico é numericamente igual à distância do plano de referência até ao dreno. Esta representação do dreno por um único ponto, coloca à partida uma especificação no modelo, pouco consentânea com a realidade, que é fazer passar toda a massa de água por um ponto no espaço com área que tende para zero. Este problema é resolvido pelo ajustamento dos parâmetros físicos do solo nos elementos que rodeiam o ponto que simula o dreno como apresentamos em 2.2.4.1.4.

Em regime permanente é necessário fixar um valor para o fluxo no segmento AB, caso contrário o valor do caudal no dreno é zero e a superfície freática é totalmente plana e situada à cota do dreno. Nos nós interiores, devido à continuidade entre elementos, o fluxo é naturalmente zero.

Estas condições de fronteira foram implementadas no modelo DRENAFEM. Em seguida mostramos, a forma de as articular no cálculo numérico.

2.2.4.1 Implementação numérica das condições de fronteira

Nas condições de Dirichlet e de Cauchy a implementação numérica das condições de fronteira é relativamente simples porque durante o processo de convergência da solução são independentes da evolução dos resultados. Dizemos por isso que são condições independentes do sistema. No caso da fronteira atmosférica a infiltração está dependente da humidade do solo e, por consequência, do seu potencial de pressão. Em cada iteração e para cada nó da fronteira é necessário verificar se a infiltração se realiza com potencial inferior a zero, ou se, pelo contrário, o solo está saturado e não deve admitir infiltração. Por outro lado, assume-se que toda a água que não se infiltra é instantaneamente removida da superfície do solo e que, conseqüentemente, a infiltração se processa sem efeito de uma carga hidráulica aplicada na superfície do solo. Estes dois aspectos requerem que durante o processo numérico seja verificada se acontece a sua violação de acordo com as estimativas de cada iteração, cujo resultado determina qual a condição a aplicar na iteração subsequente. Este é o caso em que a condição de fronteira é dependente do sistema.

2.2.4.1.1 Condição de Dirichlet

O conhecimento prévio do valor da variável dependente num ou mais pontos do sistema, resulta na alteração da matriz global $[A]$, membro esquerdo da equação 2.26 e do vector $\{F\}$ membro direito da mesma equação. A consequência mais relevante é a redução da dimensão da matriz igual ao número de nós onde é conhecido o potencial de pressão, por eliminação das linhas onde o potencial é conhecido com a consequente alteração do vector $\{F\}$. Em termos de programação o modo mais simples de atribuir um valor de potencial a um nó é criar uma equação identidade correspondente a esse nó. Como? Modificando a linha e a coluna correspondente ao nó com as posições iguais a zero exceptuando a posição da diagonal que deve ser igual a 1, só deste modo a matriz

mantém a sua característica simétrica. Por exemplo, se ψ_i é conhecido tomando o valor de i , o sistema de equações global é modificado de acordo com o seguinte procedimento

$$\begin{bmatrix} a_{11} & 0 & a_{13} & a_{14} \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ a_{31} & 0 & a_{33} & a_{34} \\ a_{41} & 0 & a_{43} & a_{44} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \psi_1 \\ \psi_i \\ \psi_3 \\ \psi_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1 \\ i \\ f_3 - a_{32} * i \\ f_4 - a_{42} * i \end{bmatrix} \quad (\text{eq.2.39})$$

os coeficientes do vector $\{F\}$ são modificados de acordo com (eq.2.39), para que a matriz global continue simétrica.

2.2.4.1.2 Condição de Cauchy

A fronteira atmosférica, enquanto fronteira dependente do sistema, pode em todos ou alguns momentos do cálculo, ser caracterizada por uma fronteira deste tipo. A fronteira atmosférica, de acordo com a evolução do cálculo, contém, ou não, nós onde se processa infiltração, isto é, onde haja passagem de um fluxo nestes nós para o interior do sistema.

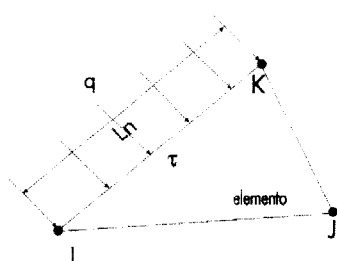


Figura 6 - Fluxo aplicado em dois nós da fronteira de um elemento

Em cada nó da fronteira prescreve-se um fluxo normal a ela. Esta capacidade do método dos elementos finitos introduz grande flexibilidade de cálculo por permitir atribuir valores distintos aos nós, não obstante sob condições de infiltração se considerar a infiltração constante, de igual valor, em todos os nós da fronteira. O integral de superfície que representa a entrada ou saída de fluxos no sistema, segundo membro da

direita da equação (eq. 2.27c), é formado pelo somatório de todos os elementos que têm uma face pertencente a esta fronteira. Resolvendo este integral entre os limites do nó i e k com um comprimento L_n (Figura 6), substituindo a função de interpolação referente ao nó, permite escrever

$$\{F^{(e)}\} = \frac{L_n}{2} \begin{bmatrix} q_i \\ q_j \\ q_k \end{bmatrix} \quad (\text{eq.2.40})$$

Portanto, esta condição de fronteira é expressa por alteração do vector $\{F\}$. Os coeficientes de $\{F\}$ são determinados pela eq.2.40 quando existe atribuição de fluxo e têm valor zero em todos os nós interiores do sistema (onde não se atribui qualquer tipo de fluxo) e nos nós da fronteira onde esta condição não é aplicada. Deve notar-se que na eq.2.40 apenas dois dos três nós que constituem o elemento pertencem à fronteira pelo que um dos nós terá fluxo zero.

2.2.4.1.3 Condição variável. Fronteira atmosférica

Considerando que não há encharcamento à superfície do solo, a fronteira atmosférica, representada pelo segmento AB (Figura 5), constitui uma interface solo-ar. Aqui o sistema pode, respectivamente, ganhar ou perder água por infiltração ou por evaporação. Este modelo numérico considera somente a possibilidade de infiltração, já que a evaporação é negligenciável em condições de drenagem durante o Inverno.

O fluxo que atravessa esta fronteira está limitado pela capacidade de infiltração e teor antecedente de humidade do solo. Se essa capacidade é excedida, parte da precipitação considera-se removida por escoamento superficial. Assume-se também, para assegurar que a infiltração não se processa sob influência de um potencial de pressão positivo, que esta precipitação é instantaneamente removida da superfície do solo. Assim, o fluxo que atravessa esta fronteira nunca deve ser superior ao preconizado

no modelo e não pode ser determinado à priori, pois o fluxo actual depende da humidade antecedente presente no perfil do solo. O tratamento numérico da interface solo/ar, consiste em maximizar o fluxo potencial que a atravessa, que em condições de solo saturado corresponde à taxa de infiltração básica ou infiltrabilidade (I^*) (Neuman *et al.*, 1975), pelo que

$$-K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \sin \gamma + K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \cos \gamma \leq I^* \quad (\text{eq.2.41})$$

Note-se que o fluxo não tem necessariamente de ser igual a I^* , mas terá que ter um valor inferior ou igual a I^* , pode mesmo ser igual a zero na ausência de precipitação, pelo que a sua magnitude pode variar no tempo. Além desta condição, na impossibilidade de encharcamento, considera-se a superfície do solo com um potencial de pressão menor ou igual a zero

$$\psi \leq 0 \quad (\text{eq.2.42})$$

Durante a primeira iteração, para cada período de tempo, os nós da superfície do solo são tratados com uma prescrição de fluxo, isto é, uma condição de fronteira do tipo Neumann. A cada nó é atribuída uma fracção do fluxo potencial I^* . Neuman *et al.* (1975), sugerem o valor de 10%. Se após a primeira iteração os valores do potencial de pressão nos nós da fronteira, respeitarem a condição (eq.2.42), então o fluxo é incrementado sujeito à condição (eq.2.41). Durante a restantes iterações até se atingir o grau de convergência desejado, dentro do mesmo período de tempo, as condições anteriores têm que se verificar. Se numa iteração subsequente o valor de $\psi > 0$ é encontrado em nós da interface solo-ar, então a condição de fronteira nesses nós deve ser alterada para a imposição de um potencial de pressão fixo igual a zero, isto é, $\psi = 0$, condição de fronteira de Dirichlet. Este procedimento é mantido enquanto a condição (eq.2.41) for satisfeita. Se durante uma iteração subsequente os valores do fluxo determinado nos nós de potencial prescrito forem superiores a I^* , a condição (eq.2.41) é violada e o nó ou nós nestas condições serão novamente tratados como uma condição

de fronteira de Neumann, pela imposição de um fluxo igual a I^* . Este procedimento continua até que a convergência seja obtida em cada período de tempo.

O *software* por nós desenvolvido considera o incremento de 10%, 50%, 80% e de 100%, no fluxo prescrito para cada período de tempo, sendo necessárias 4 iterações até que o valor de I^* original do problema seja realmente imposto.

Deve referir-se que, o valor de potencial de pressão nulo como limite para alteração das condições de fronteira à superfície do solo é somente usado na circunstância de infiltração. No caso de se pretender simular o comportamento da superfície freática sem entrada de água no sistema, o valor do potencial de pressão deveria ser substituído pelo parâmetro de pressão de entrada de ar do solo (ψ_a), a que corresponde o valor mínimo de tensão a que se inicia a evaporação. No entanto a sua utilização no modelo exige mais uma determinação de parâmetros físicos do solo e mais disponibilidade de dados que na prática pode inviabilizar a utilização expedita do mesmo. Porém o valor de ψ_a , como veremos no Capítulo 4, pode obter-se a partir do ajustamento de curva característica de humidade no modelo de Brooks e Corey. Embora a sua determinação seja relativamente fácil em solos de textura ligeira, carece de rigor em certos solos e há autores que põem em causa a sua existência (Kutilek e Nielsen, 1994).

2.2.4.1.4 Dreno como condição de fronteira

Existem duas possibilidades de representar o dreno na discretização espacial dos elementos finitos: i) por uma malha de elementos em redor do tubo do dreno (Fipps *et al.*, 1986; Gureghian & Youngs, 1975) que caracteriza o dreno como um furo na malha de raio efectivo ou, ii) por um dreno representado como um único nó (Vimoke e Taylor, 1962). O conceito de raio efectivo (Mohammad & Skaggs, 1983) diz respeito a um arquétipo de dreno que permite a entrada de água em todos os pontos do seu limite, ao contrário do dreno real onde essa entrada se processa somente pelos orifícios do tubo. O raio efectivo tem uma dimensão inferior ao raio real, para ter em conta a perda de carga

na convergência do fluxo nos orifícios do tubo. A representação do dreno desta forma necessita de um elevado número de elementos no seu limite, para uma estimativa precisa do potencial nos nós e por consequência, para a estimativa dos fluxos nesses mesmos nós. Neste caso, o problema adquire extraordinária complexidade na construção da malha, conduzindo a matrizes maiores e também a tempos de computação mais elevados, para além de ser necessário atribuir uma carga hidráulica a cada um desses pontos se se encontrarem submergidos, ou uma fronteira do tipo Cauchy se estiverem à pressão atmosférica.

Neste trabalho optou-se pela representação do dreno por um único nó, é mais simples do ponto de vista de construção da malha e de condição de fronteira. Situando o nó no centro do dreno e baseado em trabalhos com modelos de analogia eléctrica de Vimoke e Taylor (1962) o ajustamento da condutividade hidráulica dos elementos em redor deste nó, para ter em conta a secção transversal do dreno, permite simular o dreno como se de um furo na malha se tratasse. Este factor de ajustamento, a que chamamos factor Vimoke (V_m), é função não linear da dimensão do raio efectivo do dreno (r_e) e da dimensão dos elementos da malha em redor do dreno (D). O ajustamento traduz-se então por

$$K_{dreno} = K_s V_m \quad (\text{eq.2.43})$$

sendo V_m

$$V_m = \frac{376.7}{138 \log \rho_d + 6.48 - 3.34A - 0.48B - 0.12C} \quad (\text{eq.2.44})$$

onde

$$\rho_d = \frac{D}{r_e} \quad A = \frac{1 + 0.0405 \rho_d^{-4}}{1 - 0.0405 \rho_d^{-4}}$$

$$B = \frac{1 + 0.163 \rho_d^{-8}}{1 - 0.163 \rho_d^{-8}} \quad C = \frac{1 + 0.067 \rho_d^{-12}}{1 - 0.067 \rho_d^{-12}}$$

O uso desta expressão requer que o nó que representa o dreno seja rodeado por elementos, triangulares ou não, mas que formem um quadrado onde o valor de K , é ajustado de acordo com (eq.2.43). Mais recentemente Rogers e Fous, (1989) sugeriram que o factor de correcção V_m pode ser substituído por 2 e Tseng (1994), citado por Simunek *et al.* (1995), refere o valor de 4. Como no trabalho original de Vimoke e Taylor (1962) o nó do dreno se situa no centro do quadrado, na nossa situação, como se considera simetria do sistema, V_m deverá ser dividido por 2. Este método tem a vantagem de permitir simular, ainda que empiricamente, a resistência à entrada de água no dreno devido à confluência do fluxo radial, colmatagem dos orifícios do dreno ou pressões positivas no seu interior. Este parâmetro é também relativamente fácil de calibrar num modelo e a sua calibração proporciona a simulação de diferentes respostas do sistema de drenagem a comportamentos não ideais do dreno.

O nó do dreno pode também ser tratado como uma fronteira de Neumann (Barcelo e Nieber, 1981), com a vantagem da malha poder ser mais esparsa junto do dreno. Neste caso o caudal do dreno é calculado a partir de expressões analíticas como a fórmula de Kirkham ou de Hooghoudt, o que de alguma forma, desvirtua o modelo numérico por um dos parâmetros mais relevantes da solução ser precisamente determinado analiticamente. Além disso este tratamento da fronteira do dreno requer que, para se utilizarem correctamente as expressões analíticas, o comportamento da conformação da superfície freática seja exactamente uma elipse, o que, na realidade, nem sempre acontece.

Ao fixar-se um potencial de pressão zero no nó que representa o dreno, este é tratado como uma fronteira de Dirichlet (Fipps *et al.*, 1986; Tarboton *et al.*, 2000, Simunek *et al.*, 1995), a estimativa do caudal do dreno emerge assim da solução dos potenciais de pressão nos nós da malha. Este processo tem também a vantagem de permitir atribuir ao nó do dreno uma carga diferente de zero e, assim, simular condições de drenagem controlada ou de submersão do dreno.

Como referido, neste estudo o dreno é representado por um ponto na malha como uma condição de fronteira do tipo Dirichlet a que se atribui um potencial de pressão zero, isto é, a pressão no dreno é a pressão atmosférica. No ajustamento dos

valores da condutividade hidráulica dos elementos que rodeiam o nó do dreno é usado o valor de 1.5, considerando um raio efectivo (r_e) de 0.05 m. Testes preliminares, realizados com o modelo DRENAFEM e representados na Figura 7 mostram os potenciais totais na linha ortogonal ao plano horizontal, que atravessa o dreno, para diferentes valores de V_m . Estes testes revelam que valores entre 1 e 2 de V_m , estimam praticamente idênticos valores para o potencial total acima do plano dos drenos. Todavia, abaixo desse plano registam-se diferenças entre esses valores, com o valor do potencial hidráulico inversamente proporcional ao aumento do factor de ajustamento. Em termos absolutos essa variação é mínima. Se o valor do raio efectivo do dreno diminuir, o ajustamento de Vimoke diminui em consonância com o aumento do potencial hidráulico junto do dreno. É também nítido o aumento da resistência de entrada no dreno que acontece quando se reduz drasticamente a condutividade nos elementos que rodeiam o nó ($V_m=0.2$), pelo que este factor é também apropriado para simular situações de dificuldade de entrada de água no dreno.

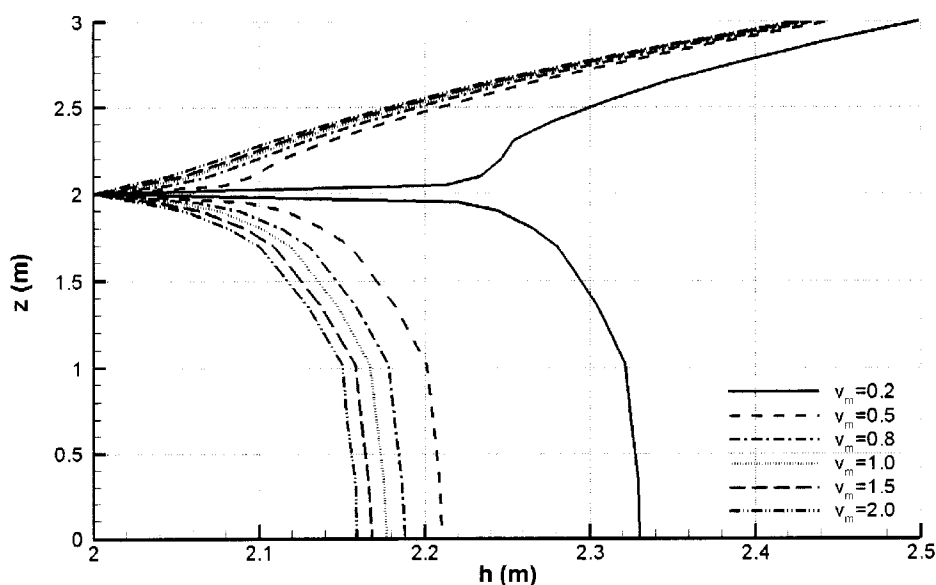


Figura 7 - Variação do potencial total em regime permanente, ao longo do plano ortogonal à linha do dreno, com o ajustamento de Vimoke. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=0.8$ m dia⁻¹, impermeável à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, $q=0.007$ m dia⁻¹.

O ajustamento de Vimoke usado na maioria das simulações efectuadas no estudo, foi sobretudo escolhido para assegurar uma estimativa do caudal do dreno pelo método explícito próximo de 0% de erro como se verá no ponto 2.4.

O modelo DRENAFEM permite ainda atribuir ao nó do dreno um potencial diferente de zero, para simular valores de pressão positivas no dreno, o que acontece em situações de dreno submerso, quer devido ao mau funcionamento do sistema de drenagem secundário, quer para simular a gestão da drenagem controlada.

2.2.5 Resolução de sistemas de equações lineares.

O sistema de equações expresso pela eq. 2.26, é linear quando a solução pretendida é o regime permanente e é registado num “array”, que corresponde exactamente à matriz e vector da equação. Não se considerou, a técnica clássica de condensação da matriz por actualmente a memória do computador ser suficiente para registar todas as entradas da matriz.

O sistema é resolvido directamente através do método de Choleski, também conhecido pelo método da triangulação. A aplicação deste método é composta por dois passos de resolução. Inicialmente procede-se à factorização da matriz e, posteriormente, à solução propriamente dita do sistema de equações a partir de um processo de substituição ascendente.

A solução do sistema de equações baseia-se no facto de uma qualquer matriz $[M]$, de natureza simétrica ou não, poder ser expressa pelo produto de duas matrizes triangulares, uma inferior $[L]$ e outra superior $[U]$, isto é

$$[M]=[L][U] \quad (\text{eq.2.45})$$

dizemos então, que a matriz $[M]$ é decomposta ou factorizada em duas matrizes triangulares. Por vezes o método é também referido como método da decomposição LU.

Os coeficientes l_{ij} da matriz triangular inferior e u_{ij} da matriz triangular superior obtêm-se a partir dos coeficientes da matriz original m_{ij} , do seguinte modo

$$l_{ij} = m_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} l_{ik} u_{kj}, i \geq j \quad (\text{eq.2.46})$$

$$l_{ij} = 0, i < j$$

$$u_{ij} = \frac{m_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} l_{ik} u_{kj}}{l_{ii}}, i < j \quad (\text{eq.2.47})$$

$$u_{ij} = 1, i = j$$

$$u_{ij} = 0, i > j$$

onde i e j denotam o número de linha e coluna respectivamente.

Após efectuada a decomposição o sistema original $[M]\{\psi\}=\{B\}$ é equivalente a $[L][U]\{\psi\}=\{B\}$. Se definirmos um vector $\{Z\}=[U]\{\psi\}$, podemos escrever $[L]\{Z\}=\{B\}$ e determinar os valores dos coeficientes de z_i do seguinte modo

$$z_i = \frac{b_i - \sum_{k=1}^{i-1} l_{ik} z_k}{l_{ii}}, i = 1 \dots n \quad (\text{eq.2.48})$$

Após obtenção dos valores de z_i , os valores das incógnitas ψ_i obtêm-se resolvendo $\{Z\}=[U]\{\psi\}$.

A escolha de um método directo para resolução do sistema de equações, apesar de menos eficiente no consumo de tempo para encontrar a solução, tem vantagens quanto à convergência na solução. Métodos indirectos ou iterativos, como o método de Gauss-Seidel, apesar de mais eficientes, podem conduzir a soluções não convergentes (Yeh, 1999).

Deve assinalar-se que a solução do sistema é aproximada devido a erros de arredondamento que ocorrem no passo traduzido pelas eq.2.47 e eq.2.48. Estes erros são minimizados com o uso de 16 casas decimais com que o computador procede aos cálculos.

O método apresentado não tira vantagem da natureza simétrica das matrizes resultantes do método dos elementos finitos. Há um ganho na performance de cálculo com o método de Choleski aplicado a matrizes simétricas, contudo não é sensível ao tempo gasto, no actual quadro de velocidades de processamento do computador.

No método dos elementos finitos, além da solução em regime permanente, o sistema de equações lineares é usado na aproximação da solução do potencial de pressão em cada iteração do respectivo intervalo de tempo em regime variável, como veremos no ponto seguinte.

2.2.6 Resolução de sistemas de equações não lineares.

O sistema de equações expresso pela equação 2.28 é não linear porque as matrizes de condutância e de massa possuem, respectivamente, valores da condutividade hidráulica do solo não saturado e de capacidade específica, que, por sua vez, são função da variável dependente.

A solução assenta num processo de iteração onde inicialmente se atribui um valor à variável dependente, isto é

$$\{\psi^0\} = \begin{Bmatrix} \psi_1^0 \\ \vdots \\ \psi_n^0 \end{Bmatrix} \quad (\text{eq.2.49})$$

se $\{\psi^0\}$ for a solução exacta, ela satisfaz a condição de que $[M(\psi^0)]\{\psi\} = \{B\}$ e de que a diferença entre a estimativa inicial e o valor exacto é zero

$$\{B\} - [M(\psi^0)]\{\psi\} = \{R^0\} = \{0\} \quad (\text{eq.2.50})$$

sendo $\{R^0\}$ o resíduo em cada nó da malha. Se a estimativa inicial não satisfaz essa condição, isto é, se o resíduo for diferente de zero e superior a um determinado valor de tolerância ε , procura-se a solução a partir de uma estimativa melhorada $\{\psi^k\}$.

Usou-se a iteração de Picard para resolução do sistema de equações eq.2.28, que consiste na obtenção de uma sequência de soluções para o potencial de pressão $\{\psi^0\}, \{\psi^1\}, \{\psi^2\}$. Em cada solução $\{\psi^k\}$ é determinado tendo por base a solução anterior $\{\psi^{k-1}\}$. Dentro de cada período de tempo, sendo $\{\psi^0\}$ a estimativa inicial não convergente, na iteração seguinte $\{\psi^1\}$ obtém-se fazendo

$$\{B\} - [M(\psi^0)]\{\psi^1\} = \{R^0\} \quad (\text{eq.2.51})$$

onde $[M\{\psi^0\}]$ representa a matriz de coeficientes determinada com valores de ψ^0 . Este processo repete-se até que o máximo valor de $\{R_i^k\}$, seja inferior à tolerância de convergência previamente fixada

$$|\max\{R_i^k\}| < \varepsilon \quad (\text{eq.2.52})$$

onde i denota o numero da iteração.

O valor do critério de convergência ε fixado em todos os testes por nós efectuados foi de 0.001 m, porque é um valor razoável tendo em conta o tipo de problema, isto é, variações de potencial de pressão com sensibilidade na ordem do milímetro. Além disso, representa um compromisso entre a rapidez da solução e eficácia dos resultados. Valores inferiores implicam longos tempos de cálculo e por vezes não se obtém a convergência devido à tendência oscilatória da variável dependente em torno da solução exacta.

2.2.7 Estratégias numéricas para determinação do potencial de pressão.

2.2.7.1 Regime permanente e variável sem considerar o escoamento não saturado.

O modelo DRENAFEM tem a capacidade de determinar a posição da superfície freática, ignorando a contribuição da zona não saturada, isto é, resolver a equação de

Laplace. No entanto essa opção é de grande complexidade de programação em drenagem com drenos de tubos, e os resultados conseguidos não são satisfatórios quando comparados com simples equações analíticas.

O tratamento numérico do escoamento exclusivamente saturado requer que em cada iteração haja um ajustamento da malha à conformação da superfície freática, passando esta a ser a fronteira superior do domínio de escoamento. A dificuldade coloca-se quando esta linha se aproxima do limite do dreno. Neste caso como o número de elementos acima da linha do dreno é constante, mesmo a diminuição da sua área, implica a existência de elementos saturados acima da linha do dreno, no plano vertical deste. Este facto determina que a superfície freática ficará sempre situada acima do plano dos drenos, impossibilitando rigor na determinação da sua posição. Por outro lado, a necessidade de conhecer em cada iteração qual o declive da superfície freática para posterior cálculo do gradiente de fluxo a aplicar em cada nó da fronteira, também dificulta a aplicação com sucesso deste tipo de cálculo. Este procedimento foi usado por Yeh (1999) e Istock (1989), na drenagem subsuperficial com valas, caso em que o ajustamento da malha é relativamente fácil de implementar, inclusive na zona de percolação do talude da vala.

Em regime variável, as posições sucessivas da superfície freática são determinadas com recurso ao parâmetro de rendimento específico, que o modelo necessita quando esta característica é seleccionada.

O software DRENAFEM tem a capacidade de simular o escoamento exclusivamente saturado mas não se recomenda o seu uso nestes casos por falta de rigor que a rotina de ajustamento da malha lhe confere.

2.2.7.2 Regime permanente e variável com escoamento não saturado

A modelação do escoamento saturado e não saturado pelo método dos elementos finitos, requer a observação de determinado número de aspectos que não são próprios do método numérico, mas que constituem instrumentos e técnicas úteis que permitem a sua implementação nestes problemas.

Durante o processo de cálculo, o valor da condutividade hidráulica e da capacidade específica de cada elemento é determinado pela média simples dos valores de $K(\psi)$ e $C(\psi)$ determinados em cada nó, assim

$$K_e(\psi) = \frac{K_i(\psi) + K_j(\psi) + K_k(\psi)}{3} \quad (\text{eq.2.53})$$

$$C_e(\psi) = \frac{C_i(\psi) + C_j(\psi) + C_k(\psi)}{3} \quad (\text{eq.2.54})$$

A distribuição inicial do potencial de pressão em todos os nós corresponde à situação de equilíbrio de um solo sem dreno e totalmente saturado, considerando o estrato impermeável como referencial zero. No início do cálculo, durante a primeira iteração é imposta uma condição de fronteira do tipo essencial no nó do dreno e é determinada uma nova distribuição dos potenciais no domínio estudado. Por fim verifica-se a convergência. Considera-se que a solução aproximada da distribuição do potencial de pressão se obtém quando a diferença máxima entre o potencial da iteração anterior (ψ^k) e o potencial actual (ψ^{k+1}) for igual ou inferior a 0.001 m em todos os nós da malha. Para os propósitos do cálculo, entendemos que este grau de convergência é suficiente sob pena de se prolongar o tempo de determinação da solução, sem aumentar consideravelmente o grau de aproximação. Por outro lado, o aumento de exigência na convergência pode inviabilizar a própria convergência por nunca satisfazer o valor pretendido. A diminuição da tolerância na aproximação terá que ser acompanhada do aumento do número de nós e do número de intervalos de tempo para o mesmo período de análise. O custo, é a necessidade de maiores capacidades de processamento e de tempo para a obtenção da solução.

Se o critério de convergência não for satisfeito em um ou mais nós, a distribuição actual do potencial de pressão é usada para reavaliar os coeficientes da condutividade hidráulica relativa, do teor de água e da capacidade específica, posteriormente usados na construção do sistema de equações e na determinação da distribuição seguinte do

potencial de pressão. Este procedimento é repetido até se atingir a convergência em todos os nós do espaço.

O número máximo de iterações permitido para obtenção da solução é de 20. Quando é atingido este valor e no caso de simulação em regime permanente, o programa informa que não consegue convergência com os dados introduzidos. Em regime variável, os cálculos são repetidos, mas desta vez o intervalo de tempo é reduzido drasticamente para $\frac{1}{4}$ do período anterior.

Uma causa frequente para a falta de convergência é o desajustamento entre os parâmetros dos modelos de retenção com o valor da condutividade hidráulica saturada. Outra, é a necessidade de ajuste da discretização do tempo. Os solos de textura ligeira são difíceis de simular em regime variável porque possuem valores de condutividade hidráulica saturada elevados e o declive da curva de retenção de humidade é também elevado, dando origem a variações de humidade no solo acentuadas para pequenas variações do potencial, o que requer uma discretização do tempo na ordem dos segundos, tornando impraticável a simulação em períodos de dias, quer devido ao tempo necessário para cálculos, quer por incapacidade de processamento do equipamento.

O controlo do intervalo de tempo entre cada período é fundamental na obtenção de convergência. O esquema numérico utilizado por nós faz depender, em regime variável, o valor do intervalo de tempo entre cada solução, do número de iterações necessárias para a convergência no intervalo de tempo anterior. O maior intervalo de tempo utilizado é de 0.05 dias, desde que a solução anterior não tenha ultrapassado 4 iterações. Se, pelo contrário o número de iterações se situar entre 5 e 8 o intervalo de tempo decresce para 0.008 dias, entre 9 e 14 para 0.003 dias e para mais de 15 iterações, o intervalo de tempo é de 0.001 dias. Em qualquer dos casos no início dos cálculos o intervalo de tempo é sempre de 0.001 dias. Estes valores podem naturalmente ser ajustados no código do programa, mas revelaram-se suficientes nos testes preliminares efectuados, para assegurar uma boa conservação de massa e uma correcta estimativa da posição da superfície freática.

A obtenção da solução em regime variável com infiltração intermitente é especialmente vulnerável a períodos de tempo elevados, sobretudo quando a situação é

a de infiltração actual superior ao valor de infiltração anterior. O software que desenvolvemos tem especial atenção neste pormenor, ao dividir por dez o intervalo de tempo anterior, sempre que se verifica um aumento do valor da infiltração. Também aqui o valor deste intervalo está relacionado com o número de iterações necessárias para se atingir a convergência.

Os valores da capacidade específica são avaliados em cada intervalo de tempo de forma discreta para minimizar o erro de conservação de massa, usando a seguinte expressão

$$C(\psi^{k+1/2}) = \frac{\theta^{k+1} - \theta^k}{\psi^{k+1} - \psi^k} \quad (\text{eq.2.55})$$

Não se usa a expressão do modelo de retenção pelos resultados da sua implementação no modelo não terem sido satisfatórios. Sendo preferível usar a análise discreta dos valores de humidade e tensão entre iterações sucessivas e avaliar a sua variação. Este procedimento tem a desvantagem de em processos de secagem ou humedecimento rápida do solo, ocorrerem oscilações de massa, novamente devido à não linearidade da capacidade específica. (Ver ponto 2.4, pag 88).

A Figura 8 mostra o número de iterações necessárias para se obter a convergência em função de valores de densidade de fluxo à superfície do solo, para uma tolerância de convergência na ordem dos 0.001 m. Parece não existir uma relação nítida entre o número de iterações e o valor de q , não obstante para valores superiores a 0.015 m dia⁻¹, as iterações necessárias à convergência terem duplicado, para voltarem a diminuir substancialmente para valores de 0.03 m dia⁻¹. São 6 as iterações mínimas para se obter solução, o que é razoável já que, as 4 iterações iniciais, como vimos, são usadas no incremento do valor da infiltração básica. Neste teste, para obter convergência na solução, também nunca se ultrapassaram as 12 iterações.

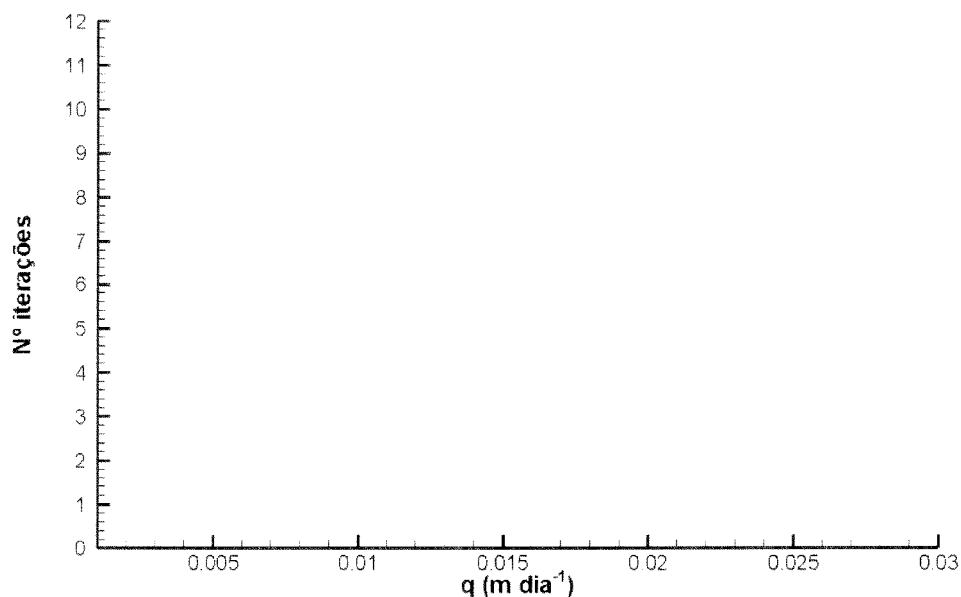


Figura 8 - Número de iterações necessárias para atingir a convergência num solo homogêneo e isotrópico, em regime permanente. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=0.8$ m dia⁻¹, imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0,07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹

2.3 Concepção do modelo matemático.

Como referido no Capítulo 1, o modelo matemático por nós implementado no software DRENAFEM contém simplificações razoáveis para o tipo de problema tratado, ao se: i) considerar o solo e a água incompressíveis; ii) ter em conta a remoção instantânea do excesso de água à superfície do solo; iii) tomar superfície do solo como plana e paralela ao plano horizontal dos drenos; iv) não ter em conta a histerese; v) ignorar a influência da fase gasosa no escoamento da água; vi) tratar o dreno como um único nó na discretização espacial e vii) tomar como válida a lei de Darcy em todo o domínio do escoamento.

Todas estas simplificações do modelo não devem comprometer a sua *estabilidade* numérica devendo produzir resultados consistentes com os limites definidos. A falta de estabilidade na solução pode ocorrer, entre outras causas, quando o intervalo de tempo

entre períodos sucessivos em regime variável é demasiado elevado e os valores do potencial oscilam em torno do valor real. A discretização espacial e temporal foram também tratadas e experimentadas durante a programação de modo a assegurar a *convergência* da solução. Nessa fase foram detectadas dificuldades na simulação de solos de textura arenosa, devido à elevada não linearidade das curvas de retenção de humidade e de condutividade hidráulica próprias destes solos. O seu tratamento numérico correcto implica uma discretização espacial extremamente densa, na ordem dos milímetros e temporal na ordem dos segundos, e por isso exige grande capacidade de computação, o que torna impraticável uma solução em tempo razoável. O nosso modelo detecta este tipo de solos, através dos parâmetros da curva de retenção e não permite o início dos cálculos devido à mais que provável falta de convergência. Deve notar-se que esta situação ocorre somente em regime variável. Em regime permanente o modelo está habilitado a produzir solução, porque, neste caso, não há tratamento do parâmetro da capacidade específica. O modelo matemático e, conseqüentemente, os resultados devem também assegurar a *conservação* de massa no sistema pelo que todas as entradas de fluxo deverão ser numericamente iguais às saídas, somadas à variação do volume de água no solo.

Todavia, a conservação de massa *per se* não é condição suficiente para assegurar uma solução para o problema. Também os valores obtidos para a variável dependente devem situar-se dentro dos *limites* definidos pelas condições de fronteira. Nenhum resultado do potencial de pressão deve ser superior ou inferior ao máximo e mínimo potencial preestabelecidos, ou seja: $\min(\psi_{\text{fronteira}}) \leq \psi \leq \max(\psi_{\text{fronteira}})$.

Se a matriz condutância global for diagonal dominante e positiva, estarão assegurados os resultados dentro dos limites definidos pelas condições de fronteira. O modelo está habilitado ao fim de cada solução a detectar se algum valor da variável dependente sai do intervalo definido. Tal situação é, contudo, rara, só ocorrendo se houver erro na introdução de dados. A quantificação da conservação de massa é também realizada no final de cada solução.

A concepção do modelo deve também ser *realizável*, isto é, o modelo deve ser coerente com o fenómeno físico. O nosso modelo não permite distâncias entre drenos

Entende-se por caudal específico do dreno o quociente entre o volume drenado pelo dreno e a sua área de influência. Na concepção simples de regime permanente e de um dreno com comportamento ideal, o caudal específico esperado no dreno é de igual valor à densidade de fluxo à superfície do solo. Porém, nas situações mais comuns de regime variável e de dreno não ideal, o caudal do dreno varia em função do escoamento na zona não saturada e do comportamento do dreno relativamente ao escoamento. Neste estudo, usamos diferentes métodos para estimar o caudal no dreno. Dois são processos numéricos e três analíticos, usando neste último caso resultados de diversos parâmetros determinados numericamente.

2.3.2.1 Determinação do caudal por processos numéricos

Se o dreno for representado por um furo na malha dos elementos finitos, a integração dos fluxos em cada nó da fronteira do dreno, permite determinar o fluxo total no dreno. Contudo, trabalhos de Fipps e Skaggs (1986) revelam que o valor deste fluxo está dependente da precisão da estimativa do potencial nestes nós de fronteira. Uma precisão razoável do caudal só é conseguida com um número elevado de elementos na fronteira do dreno, o que torna o problema pouco prático com o equipamento informático corrente. Por isso é necessário recorrer a processos mais expeditos e simples, sem perda de rigor na determinação. Preferimos os métodos que decorrem da própria análise numérica, como o método a que chamamos explícito e um outro método que permita aferir a conservação de massa no sistema, como seja o controlo de massa no sistema durante o processo de cálculo.

2.3.2.1.1 Método explícito.

Após solução do sistema de equações e obtenção do potencial de pressão em todos os nós, o valor do fluxo no nó do dreno por metro linear de dreno (Q) pode ser determinado explicitamente a partir da equação original associada ao nó do dreno. O valor obtido, segundo a convenção estabelecida, é negativo, porquanto se trata de um

fluxo que sai do sistema, e deve ser multiplicado por dois pois refere-se somente a metade do fluxo total devido à simetria do problema. Neuman *et al.* (1975), utilizam este procedimento para determinar o caudal percolado nos nós situados num talude de uma vala.

2.3.2.1.2 Balanço de massa

O valor do caudal pode também ser obtido numericamente pelo balanço de massa do sistema. O volume (V) de água presente no sistema determina-se a partir de

$$V = \sum_e A_e \frac{\theta_i + \theta_j + \theta_k}{3} \quad (\text{eq.2.56})$$

onde A_e é a área do elemento e θ_i, θ_j e θ_k , são os valores de humidade em volume nos respectivos nós de cada elemento. O caudal no dreno, por metro linear de dreno num determinado intervalo de tempo Δt é obtido a partir de

$$Q = \frac{V_i - V_f + \int_{t_i}^{t_f} \sum Q_s dt}{t_f - t_i} \quad (\text{eq.2.57})$$

onde, t_f, V_f e t_i, V_i , são respectivamente tempo e volume final e tempo e volume inicial e Q_s a densidade de fluxo à superfície do solo por metro linear de dreno e n o número de nós na fronteira τ . Como se trata de um problema a duas dimensões as unidades do caudal e do volume referem-se a metro linear de dreno, isto é com dimensões de L^2T^{-1} para o caudal e L^2 para o volume.

Para uma boa estimativa do balanço de massa, este método requer que o intervalo de tempo entre soluções consecutivas seja o menor possível, devido à elevada não linearidade da capacidade específica. Por isso, apesar de ser o processo mais correcto do ponto de vista teórico é, no entanto, como veremos, o que possui maiores

contrariedades de implementação devido à dificuldade em se obter balanços de massa sem erro elevado para intervalos de tempo adequados a simulações de vários dias.

2.3.2.2 Determinação do caudal por processos analíticos

O caudal do dreno pode ser determinado também a partir da combinação de parâmetros geométricos do sistema, das propriedades físicas do solo e da solução numérica no que diz respeito às cargas hidráulicas acima do plano horizontal dos drenos.

2.3.2.2.1 Equação de Hooghoudt

Uma expressão analítica extensivamente usada na determinação do espaçamento dos drenos em regime permanente, assumindo as premissas de Dupuit e de que o solo é homogêneo, isotrópico e incompressível é a fórmula de Hooghoudt,

$$q = \frac{4K_s h_m^2 + 8K_s d_e h_m}{L^2} \quad (\text{eq.2.58})$$

onde d_e é a profundidade da camada equivalente, para correção da convergência radial do fluxo no dreno, h_m a carga hidráulica à meia distância entre drenos acima do plano horizontal destes e K_s , L e q tomam os significados já referidos. Tratando-se de regime permanente, o fluxo que atravessa a superfície do solo é numericamente igual ao fluxo que atravessa a superfície freática e, conseqüentemente, numericamente igual ao caudal específico no dreno. A determinação do caudal do dreno por este processo tem sido usada em diversos modelos como o modelo numérico 1D-WAVE (Vanclooster *et al.*, citado por El-Sadek *et al.*, 2001) e no modelo analítico DRAINMOD (Skaggs, 1980). Na sua utilização reporta-se a boa consonância dos resultados obtidos com dados de campo (El-Sadek *et al.*, 2001) e menos boa aderência à realidade (McCarthy *et al.*, 1991)

sobretudo devido ao facto do fluxo ser somente função da carga a meia distância entre drenos, quando, em bom rigor, deveria ser função da carga média acima do nível dos drenos.

A equação 2.58 assume que a superfície freática tem a conformação de uma elipse sempre abaixo da superfície do solo, excepto à meia distância entre drenos onde pode coincidir com a superfície do solo. Esta elipse passa assim pelo dreno, onde a profundidade será máxima e possuirá altura máxima, acima do plano horizontal dos drenos à meia distância entre drenos.

Na realidade, a conformação da superfície freática raramente toma esta forma. Frequentemente, no plano vertical do dreno há a presença de uma carga hidráulica, quer devido à resistência à entrada de água no dreno, quer devido à própria recarga da zona não saturada com a conseqüente elevação da superfície freática. Este aumento de carga corresponde à dificuldade de passagem de água para o interior do dreno que se realiza através de pequenos orifícios no tubo. A convergência do fluxo para estes orifícios resulta numa resistência ao escoamento e, conseqüentemente, numa perda de carga. Quando introduz o conceito de camada equivalente, a equação de Hooghoudt considera já a perda de carga devida ao fluxo radial em redor do dreno. Todavia a resistência à entrada de água requer uma alteração a esta equação. Fipps e Skaggs (1991), propuseram uma expressão baseada na fórmula de Hooghoudt, que expressa o fluxo no dreno em função da carga acima do plano dos drenos, quer a meia distância entre drenos (h_m), quer acima do dreno (h_r). A equação 2.58 reescreve-se assim como

$$q = \frac{(8K_s d_e + 4K_s (h_m + h_r))(h_m - h_r)}{L^2} \quad (\text{eq.2.59})$$

Com esta equação é possível caracterizar analiticamente sistemas com drenos não ideais. Será usada para comparar e validar as alturas freáticas acima do plano dos drenos com os resultados do modelo DRENAFEM, sempre que se suspeite da presença de um dreno não ideal.

2.3.2.2.2 Equação do fluxo radial

Em drenos de tubos não assentes em camada impermeável, em solo homogéneo e isotrópico, regista-se um fluxo radial em redor do dreno circular, que produz linhas equipotenciais circulares enquanto se mantiver a influência do escoamento radial. Baseado nesta observação o caudal no dreno pode ser expresso em função da diferença de potencial hidráulico observada num ponto do solo sob escoamento radial e o potencial existente no limite do dreno, traduzido pela seguinte expressão

$$q = \frac{2\pi K_s (h_r - r_e)}{\ln\left(\frac{h_r}{r_e}\right)L} \quad (\text{eq.2.60})$$

onde r_e é o raio efectivo do dreno (Mohammad & Skaggs, 1983), que corresponde a um dreno virtual, com as paredes totalmente permeáveis, ao contrário do dreno real onde o fluxo que o atravessa realiza-se através de pequenos orifícios. A eq.2.60, recorre ao valor da carga no plano vertical do dreno para determinação do caudal, podendo este ponto ser substituído por qualquer outro sob influência do fluxo radial. Esse ponto deve situar-se em zona saturada, pois na zona não saturada o padrão do fluxo radial é bastante distinto do que ocorre na zona saturada do escoamento. Fipps e Skaggs (1991) referem este aspecto, salientando que em regime variável a expressão pode funcionar mal devido à variação do padrão do fluxo radial.

A Figura 9 mostra os resultados da determinação do caudal do dreno, efectuada com os métodos descritos anteriormente, em regime variável, numa simulação com a duração de 5 dias em solo homogéneo e isotrópico e tendo com condição inicial o solo totalmente saturado, usando o modelo DRENAFEM para determinações com o método explícito e balanço de massa. O valor de Q , caudal por metro linear de dreno, foi obtido pelo produto de q pela distância entre drenos. Dois métodos (balanço de massa e explícito) mostram uma concordância quase total sobretudo ao fim de 2 dias de drenagem, que embora não seja ainda o regime permanente está já bastante próximo de

se alcançar. O balanço de massa, como veremos as razões adiante, mostra oscilações no início da simulação para depois convergir com o método explícito.

Como se esperava, também os métodos de Hooghoudt modificado e Hooghoudt ficam perfeitamente concordantes a partir do momento em que deixa de existir carga hidráulica acima do dreno no seu plano vertical. Pela mesma razão, quando a carga no plano vertical do dreno é nula, a equação do fluxo radial, tal como foi apresentada, deixa de poder ser usada, determinando um valor nulo para o caudal a partir desse momento.

A equação de Hooghoudt modificada apresenta boa concordância com o método numérico explícito nas primeiras fases da simulação ($t < 1$ dia), quando ainda se considera a existência de carga hidráulica acima do plano vertical do dreno.

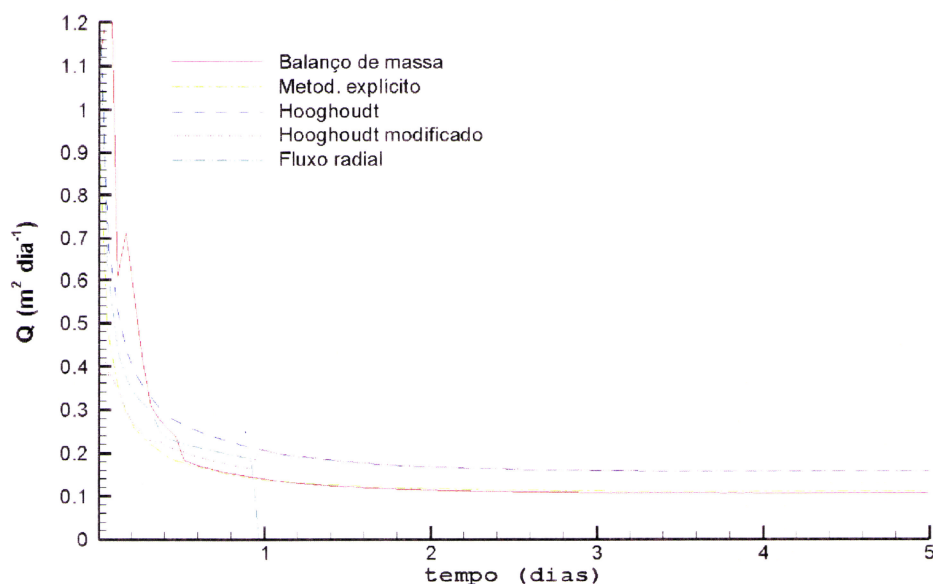


Figura 9 - Estimativa de caudal no dreno. Simulação efectuada para $L=15$ m, $K_s=1.2$ m dia⁻¹, imperme à profundidade de 4.2 m, dreno à profundidade de 1 m, $q=0.07$ m dia⁻¹, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹, raio efectivo de 0.003 m.

A provável razão da diferença entre os métodos analíticos e numéricos provém da caracterização do raio do dreno que é responsável pelo valor da profundidade equivalente nos processos analíticos. Como se depreende das próprias equações

analíticas a utilização de outros valores para a profundidade equivalente e/ou raio do dreno, poderá aproximar as estimativas de ambos os processos de cálculo.

O balanço de massa revela oscilação nas primeiras horas de simulação, devido à discretização do tempo. No ponto seguinte expõem-se as dificuldades inerentes à conservação de massa no sistema e a sua relação com a discretização espacial e temporal.

2.4 Conservação de massa

Como demonstrado no Capítulo 2, apesar de $\partial\theta/\partial t$ ser matematicamente equivalente a $C(\psi)\partial\psi/\partial t$ numa análise contínua da equação diferencial, os seus valores discretos não são equivalentes. Esta inequação é ainda amplificada pela natureza não linear do termo da capacidade específica. Erros na conservação de massa no cálculo numérico têm sido atribuídos à expansão do termo de capacidade específica e à sua discretização no esquema numérico. A avaliação do seu valor a partir da derivada da curva de retenção não preserva a discretização da expansão do termo $C(\psi)$ em especial quando $\theta(\psi)$ é altamente não linear (Rathfelder & Abriola, 1994).

Adicionalmente, a distribuição espacial do termo da capacidade específica, na aproximação dos elementos finitos, parece aumentar os problemas de conservação de massa (Célia *et al.*, 1990).

O intervalo de tempo utilizado em regime variável, o nível de discretização do espaço e o método de cálculo da capacidade específica também influenciam o balanço de massa (Lynch, 1984). A equação de Richards baseada no potencial tem sido apontada como não conservativa, ao contrário da forma baseada no teor de água no solo (Rathfelder & Abriola, 1994). Contudo esta forma também enferma de problemas no tratamento numérico por o termo do teor de água (θ) ser uma variável descontínua e a sua utilização se restringir à zona não saturada do escoamento. Uma forma mista da equação de Richards, com substituição de $C(\psi)\partial\psi/\partial t$ por $\partial\theta/\partial t$ tem sido apontada como melhor conservadora de massa, por evitar a discretização de $C(\psi)$, mas leva por vezes a dificuldades de convergência e aumenta substancialmente o tempo de cálculo

(Célia *et al.*, 1990 ; Abriola & Rathfelder, 1994). As conclusões anteriores dizem respeito a processos de infiltração vertical a uma dimensão e desconhece-se a natureza da discretização espacial.

O problema de conservação de massa coloca-se especialmente em situações de infiltração em solo com potencial de pressão inicial muito baixo, ou em processos de secagem rápida, quando se espera uma variação rápida de $\theta(\psi)$ no tempo.

Neste estudo optou-se por incluir a discretização de $C(\psi)$ e utilização da equação de Richards baseada nos potenciais, concedendo no rigor do resultado de conservação de massa, mas obtendo convergência na estimativa dos potenciais. Como se explica mais adiante, conseguiram-se resultados razoáveis de conservação de massa por este processo de cálculo e a estimativa deficiente da massa ocorre somente em condições particulares, nomeadamente, quando a superfície freática atinge a superfície do solo, ou, quando os valores do caudal no dreno são extremamente baixos.

A discretização do tempo têm também relevância na conservação de massa, pois quanto maiores os intervalos de tempo entre simulações sucessivas, maior é a dificuldade em manter o balanço de massa próximo de zero, devido à elevada não linearidade da função $C(\psi)$. A importância do intervalo de tempo na conservação de massa, levou-nos a simular o balanço de massa em regime variável para diferentes intervalos de tempo máximos. A Figura 10 apresenta os resultados obtidos para Q , a partir do nosso modelo DRENAFEM, numa simulação em regime variável, para diferentes discretizações do tempo em solo homogéneo e isotrópico. Tratando-se de um processo de recessão da superfície freática o valor do caudal no dreno deve apresentar valores decrescentes sem oscilações. O comportamento e o valor do caudal são deste modo usados como medida da conservação de massa.

A simulação foi realizada no intervalo de 0 a 0.1 dias, no caso da linha de pontos com um intervalo de tempo entre períodos da solução, e de 0.001 dias e 0.05 dias no caso da linha a cheio. A partir dos 0.1 dias de simulação todos os resultados foram obtidos para um período de tempo de 0.05 dias entre períodos de tempo sucessivos. No primeiro período de simulação até aos 0.1 dias, foram obtidas 100 soluções e no segundo apenas 3. No método explícito o período de tempo usado foi sempre constante de 0.05 dias.

A influência da discretização do tempo na conservação de massa é evidente na Figura 10, devido à elevada variação do caudal em soluções sucessivas no caso do intervalo de 0.05 dias. Este facto é corroborado com a alteração do intervalo de tempo de 0.001 dias para 0.05 dias no caso da linha de pontos, provocando a subida desmesurada do valor do caudal. Com intervalos de tempo mais reduzidos, continua a verificar-se variação na massa em torno de um valor central, embora essa variação seja praticamente imperceptível. No início do teste, mesmo com intervalos reduzidos, há variações significativas no cálculo da massa, estabilizando esta posteriormente.

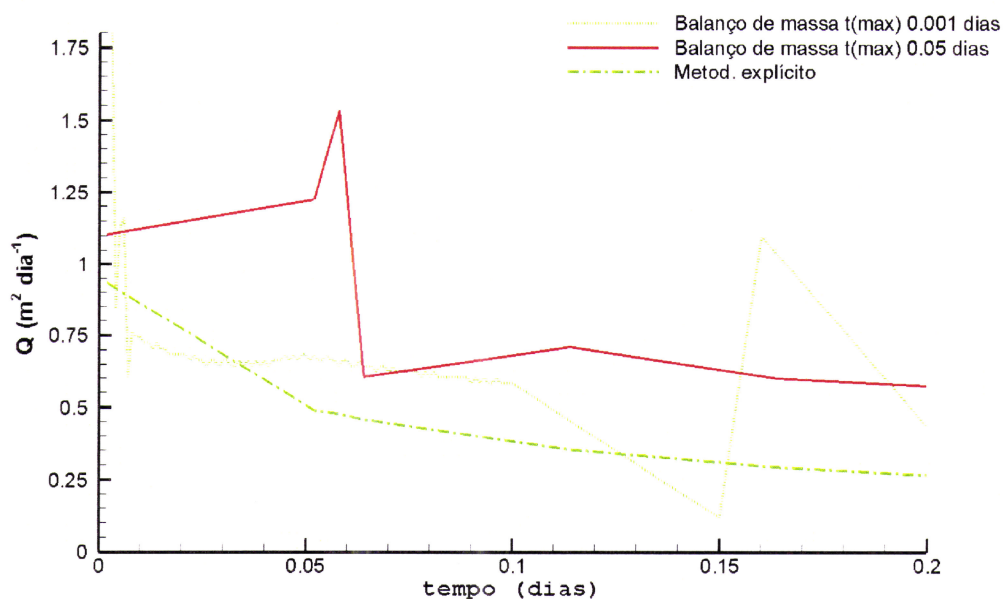


Figura 10 - Conservação de massa para intervalos de tempo distintos. Simulação efectuada para $L=15$ m, $K_s=1.2$ m dia⁻¹, imperme à profundidade de 4.2 m, dreno à profundidade de 1 m, $q=0.07$ m dia⁻¹, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹

O valor do intervalo de tempo é, por isso, de grande importância na estimativa do balanço de massa, mas valores muito reduzidos desse intervalo tornam impraticável uma simulação de vários dias. A Figura 10, mostra que problemas com o balanço de massa só se verificam no início da simulação quando o solo passa rapidamente de um situação de saturação para valores de humidade inferiores. A utilização de intervalos de tempo elevados nestas circunstâncias leva a dificuldades de caracterização numérica da capacidade específica devido à fraca estimativa de teor de água no solo consequência da

natureza não linear do termo $C(\psi)$. À medida que a variação da humidade é menor entre dois tempos sucessivos, o balanço de massa tende a estabilizar e a apresentar valores correctos.

O que se referiu até este ponto diz respeito exclusivamente ao regime variável. Em regime permanente a conservação de massa não depende do termo capacidade específica, mas do rigor do cálculo do potencial de pressão. Mais uma vez utilizamos o caudal no dreno como medida da conservação de massa no sistema, pois em regime permanente o volume que entra à superfície do solo é igual ao que atravessa a superfície freática e, por consequência, de valor idêntico ao caudal específico do dreno. Este caudal pode ser expresso em altura, se referente ao volume infiltrado por unidade de área, ou em $L^2 T^{-1}$, quando expresso por unidade de comprimento de dreno. O método explícito, por ser numérico é utilizado como método alternativo de comparação.

A Figura 11 mostra o erro entre o caudal estimado pelo método explícito no modelo DRENAFEM e o caudal exacto para diferentes valores de q .

É também apresentada a carga à meia distância entre drenos para completar a análise. Os pares de valores de q e h_m , foram obtidos em simulações do regime permanente. O uso da variável q_n pretende identificar que o valor da densidade de fluxo é aplicado à superfície do solo e não na superfície freática, apesar de em regime permanente possuírem valor idêntico, que também coincide com o caudal específico do dreno. A figura mostra que o erro na conservação de massa é elevado e cresce até cerca de 35% quando a carga à meia distância entre drenos é inferior a 0.2 m. É também nesta altura que a zona saturada tem um papel mais relevante no escoamento, pelo que a deterioração da conservação da massa é provavelmente consequência da forma como o escoamento é explicado nessa zona e, por consequência, da capacidade do modelo de retenção de humidade explicar os teores de água do solo e traduzir a condutividade hidráulica relativa, sobretudo devido à elevada não linearidade deste parâmetro.

No outro extremo, para cargas elevadas à meia distância entre drenos, nomeadamente a partir dos 0.8 m, embora inferior à situação anterior, também se verifica uma deterioração da conservação de massa em especial quando a superfície do solo fica saturada, mas aqui o erro nunca ultrapassa os 15%. Este erro tem origem, entre outras causas, no cálculo numérico, nomeadamente na forma como se trata a

fronteira atmosférica, pois como referido no ponto 2.2.4.1.3, em algumas ocasiões do processo de cálculo o fluxo nos nós da superfície do solo é fixado com o valor de zero, não havendo infiltração, pelo que reside aqui uma provável razão para este resultado.

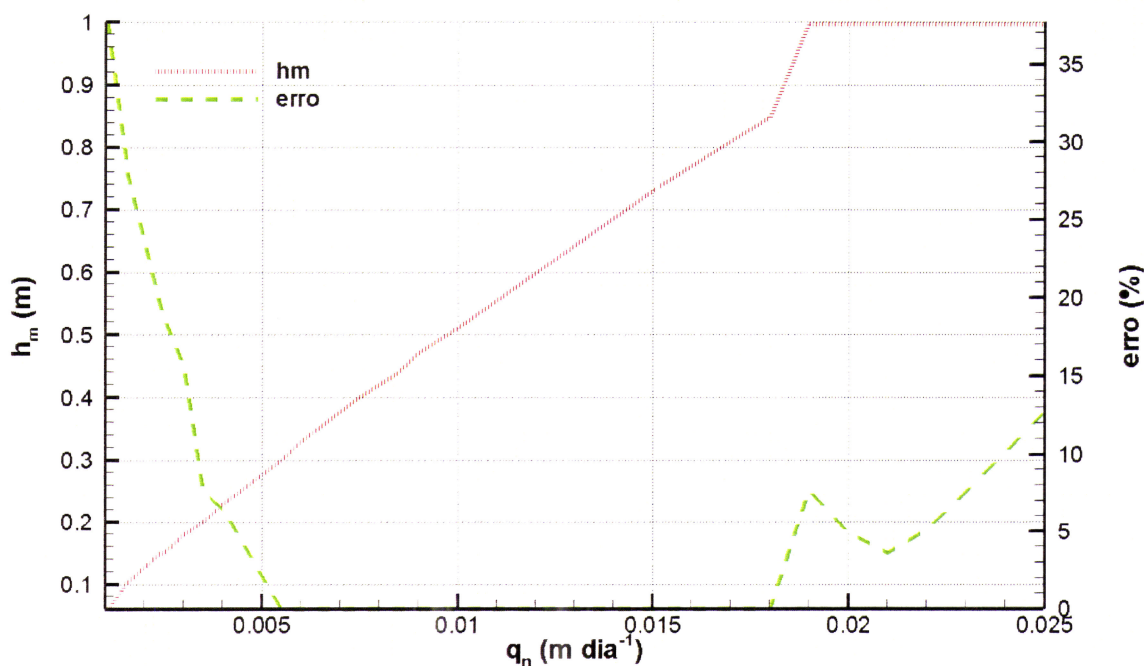


Figura 11 - Erro na conservação de massa e a sua relação com a densidade de fluxo à superfície do solo e a carga a meia distância entre drenos acima do nível dos drenos, em regime permanente. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=0.8$ m dia⁻¹, imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹

Além disso, a partir do momento que a superfície freática chega à superfície do solo a relação de equidade entre o caudal específico e o fluxo por unidade de superfície no solo perde validade e a comparação da conservação de massa a partir de q_n não pode realizar-se desta forma.

Para cargas a meia distância entre drenos no intervalo de 0.2 m a 0.8 m e fluxos na superfície situados no intervalo 0.005 m dia⁻¹ e 0.18 m dia⁻¹, a conservação de massa foi completa. Sendo estes os intervalos mais representativos do que pode ocorrer numa situação prática de drenagem subsuperficial, o modelo numérico estará apto pelo método explícito a determinar e simular caudais no dreno neste intervalo de valores.

Na Figura 12, apresenta-se a variação dos caudais no dreno por metro linear de dreno e relativamente ao problema anterior, que revela a divergência dos caudais, precisamente nos limites da ocorrência da perda de estimativa da conservação de massa. Depreende-se das Figuras 11 e 12 que, apesar do erro na conservação de massa ser elevado para h_m e q_n baixos, na prática, como os caudais nessa situação são baixos, em termos absolutos o erro em volume na estimativa do caudal é baixo. Pelo contrário para h_m e q_n elevados esse erro é substancialmente maior, na ordem dos $0.12 \text{ m}^2 \text{ dia}^{-1}$, para h_m máximo (1 m).

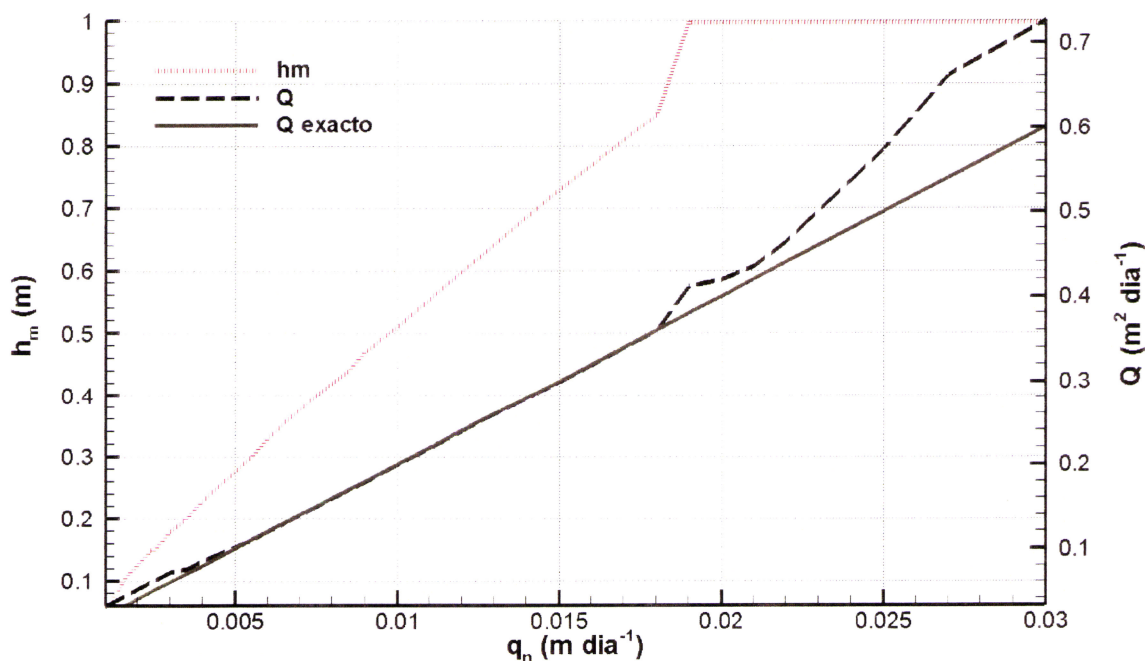


Figura 12 - Erro na estimativa do caudal do dreno, em regime permanente, por metro linear de dreno, comparado com h_m e q . Simulação efectuada para $L=20 \text{ m}$, $K_s=0.8 \text{ m dia}^{-1}$, imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$, $\theta_r=0.07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$

2.5 Determinação de resultantes

Com a determinação da distribuição da variável dependente no domínio em estudo, obtém-se o valor dessa variável em cada nó do domínio previamente

determinado na concepção da malha. A partir desta informação será ainda possível determinar o valor da variável dependente no seio do elemento, o seu valor médio num elemento ou o valor das suas derivadas em qualquer ponto específico do domínio do escoamento. A estas determinações chamamos resultantes da solução.

No problema presente, a resultante com maior interesse de cálculo é naturalmente a determinação das componentes da velocidade de escoamento e a respectiva magnitude e direcção. Recuperando a equação 2.13, em relação ao potencial de pressão a duas dimensões, temos

$$\widehat{\psi}(x, z) = \sum_{i=1}^m N_i(x, z) \psi_i \quad (\text{eq.2.61})$$

o valor da derivada de ψ em qualquer ponto do elemento e , pode obter-se de

$$\frac{\partial \widehat{\psi}}{\partial x}(x, z) = \left[\frac{\partial N_i^e}{\partial x}(x, z) \cdots \frac{\partial N_n^e}{\partial x}(x, z) \right] \begin{Bmatrix} \psi_1 \\ \vdots \\ \psi_n \end{Bmatrix} \quad (\text{eq.2.62})$$

$$\frac{\partial \widehat{\psi}}{\partial z}(x, z) = \left[\frac{\partial N_i^e}{\partial z}(x, z) \cdots \frac{\partial N_n^e}{\partial z}(x, z) \right] \begin{Bmatrix} \psi_1 \\ \vdots \\ \psi_n \end{Bmatrix} \quad (\text{eq.2.63})$$

e atendendo à equação de Darcy, as componentes da velocidade de escoamento num ponto específico são expressas por

$$v_x(x, z) = -K(\psi)_x^e \frac{\partial \widehat{\psi}^e}{\partial x}(x, z) \quad (\text{eq.2.64})$$

$$v_z(x, z) = -K(\psi)_z^e \left(\frac{\partial \widehat{\psi}^e}{\partial x}(x, z) + 1 \right) \quad (\text{eq.2.65})$$

podendo a magnitude da velocidade ser obtida por

$$\bar{v} = \sqrt{v_x^2 + v_z^2} \quad (\text{eq.2.66})$$

sendo, por último, o ângulo que o vector velocidade faz com o eixo das abcissas obtido a partir de

$$\xi = \text{tg}^{-1} \frac{v_y}{v_x} \quad (\text{eq.2.67})$$

Estas expressões permitirão a construção de redes de fluxo, proporcionando maior riqueza informativa dos problemas, nomeadamente identificar especificidades do comportamento do escoamento entre drenos. Como decorrem do próprio método numérico são facilmente incorporadas no código de computador. Adiante serão mostrados gráficos construídos com recurso a estas equações que apresentam não só as redes de fluxo em diversas situações de solos e escoamento como também o campo vectorial das velocidades de escoamento.

2.6 Conclusões

Devido à natureza não linear da equação de Richards, soluções analíticas para a sua solução, não são possíveis, exceptuando casos especiais de solos homogêneos, isotrópicos sob escoamento saturado e fronteiras simples. Pela versatilidade em lidar com fronteiras complexas, heterogeneidade e anisotropia, os métodos numéricos, surgem assim, como um recurso valioso para a caracterização e solução de problemas de escoamentos saturados/não saturados. Neste capítulo a equação de Richards foi tratada para uso com o método dos elementos finitos a partir do método de Galerkin onde a função de interpolação da variável dependente é igual à função de ponderação do resíduo do resultado. Posteriormente, foram deduzidas as expressões referentes ao

sistema de equações resultante da discretização espacial e incorporação das condições iniciais e de fronteira traduzida pela equação 2.24.

Na discretização espacial, composta por elementos triangulares, procurou-se implementar, com o objectivo de melhorar as possibilidades de convergência, maior densidade da malha na provável zona não saturada e junto do dreno onde se esperam gradientes de potencial mais elevados, tendo-se conseguido bons resultados preliminares sobretudo na estimativa do caudal do dreno. O número de elementos constantes, seja quais forem as características geométricas do sistema, leva a que, por vezes, os elementos não sejam suficientemente pequenos para assegurarem a convergência da solução, em especial em situações onde há alterações bruscas e elevadas nos valores de condutividade hidráulica e potencial de água no solo, como, por exemplo, nos solos de textura arenosa. Verificou-se que nestes solos, haverá necessidade de refinar a malha numérica, tornando-a ainda mais densa na zona não saturada. Também se verificou que a elevada não linearidade das funções de retenção de água no solo e de condutividade hidráulica, são responsáveis por dificuldades de convergência do modelo, sendo o problema agravado pela necessidade de, em regime variável, os incrementos de tempo terem que ser criteriosamente seleccionados, neste caso, períodos da ordem dos segundos. Estes aspectos dificultam extraordinariamente a simulação do escoamento em solos com esta natureza textural, pois o elevado número de nós na malha e incrementos de tempo muito curtos conduzem a tempos elevados de computação mesmo em máquinas de elevada capacidade de computação. Por isso, como o modelo DRENAFEM, não permite refinamentos da malha, está programado para identificar a textura do solo a partir dos parâmetros dos modelos de retenção de humidade e recusar o problema caso se trate de solos de textura ligeira. Por outro lado o modelo está apto a reduzir os tempos de incremento entre soluções sempre que haja dificuldades de convergência na solução no tempo anterior.

Foram estabelecidos os processos de incorporação das condições de fronteira no modelo numérico, nomeadamente no tratamento do dreno como um único nó na malha. O ajustamento dos valores de K_r nos elementos que rodeiam o nó do dreno

revelou influenciar a distribuição dos potenciais no domínio do escoamento e desta forma, ser apropriado para simular convenientemente o comportamento do dreno.

Discutiram-se os principais aspectos da solução de sistemas de equações lineares e não lineares, tendo-se optado pela solução directa, menos rápida, mas com garantias de convergência relativamente aos métodos indirectos.

O modelo expresso pelo nosso código DRENAFEM mostrou ter os requisitos necessários para substituir um problema mais ou menos complexo de drenagem por outro mais facilmente manipulável. Os resultados obtidos com ele possuem uma boa conservação de massa e a distribuição da variável dependente (potencial hidráulico e ou de pressão) faz-se de forma coerente ao longo do domínio estudado, estando os valores sempre entre os limites definidos pelas condições de fronteira. A conservação de massa piora, quando a superfície freática se situa perto do plano horizontal dos drenos.

A análise numérica não é no entanto uma panaceia para a caracterização do escoamento no solo saturado/não saturado. Vários problemas subsistem, no que diz respeito à capacidade de simulação para períodos de tempo longos (1 ano ou mais), pois esta requer uma elevada capacidade de processamento e computação que torna impraticável uma solução em tempo útil. A manutenção da conservação de massa para atingir rigor na determinação dos potenciais e fluxos é também um problema, sobretudo, quando o solo seca ou humedece rapidamente, sendo que neste aspecto a precisão do modelo de retenção de água no solo, devido à sua elevada não linearidade, desempenha um papel determinante na solução final. O tratamento numérico da equação de Richards, baseado no potencial, apesar de todas as suas vantagens, tem na expansão do termo da capacidade específica problemas de oscilação de massa obrigando a esquemas numéricos diferentes para melhorar a conservação de massa, mas estes são menos rápidos e possuem problemas de convergência. Mostrou-se que com a utilização de intervalos de tempo da ordem dos 0.001 dias na discretização temporal, a perda de conservação de massa pode ser controlada. No entanto, mais uma vez, as simulações ficam limitadas a períodos de tempo curtos devido à necessidade de maiores capacidades de processamento. Contudo, conseguiram-se boas estimativas numéricas do caudal, com excepção para os períodos iniciais da simulação, quando o solo seca mais

rapidamente e na situação em que a superfície livre fica quase plana ao nível do dreno onde o modelo de retenção tem um papel mais relevante na explicação do escoamento não saturado. Outra dificuldade da análise numérica prende-se com a condição de fronteira da superfície livre. Neste estudo e no início de cada simulação, assume-se que a superfície freática é plana e o solo está completamente saturado. Idealmente, a condição de fronteira deveria considerar uma superfície livre curva e conseqüentemente uma zona não saturada acima desta. Todavia, esta condição é de extrema dificuldade de aplicação na prática, não tanto devido à identificação da posição da superfície livre, mas atendendo à caracterização dos potenciais de pressão em cada nó situado na zona não saturada.

Atendendo ao facto do erro de estimativa do caudal do dreno ser tanto maior quanto maior é a profundidade da superfície freática à meia distância entre drenos, é de admitir que na origem desse erro estaria uma eficiência inerente aos modelos de retenção de água no solo em descreverem adequadamente a conservação de massa no seio da zona não saturada, pois que, quanto maior a profundidade da superfície freática também maior seria a quantidade de solo sob condições de insaturação e maior seria a influência desta zona no movimento da água e conseqüentemente na conservação de massa. Os resultados mostram que o método explícito produz resultados que estimam adequadamente o caudal no dreno, concordando em 100% com a conservação de massa para períodos de simulação longos (superiores a 1 dia). As equações de Hooghoudt e Hooghoudt modificado registam estimativas superiores aos métodos numéricos usados sobretudo devido aos constrangimentos próprios desses métodos. Com a equação de fluxo radial obtêm-se também resultados mais elevados de caudais no dreno do que no modelo numérico, com a desvantagem de esta só poder ser aplicada enquanto existir carga no plano vertical do dreno.

No capítulo seguinte expõem-se a construção e implementação informática do modelo DRENAFEM, incluindo a listagem do código fonte e a sua explicação detalhada.

CAPÍTULO 3 - IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL DO MODELO

3.1. Introdução

As equações fundamentais do escoamento no solo apresentadas anteriormente, bem como a sua solução a partir do método dos elementos finitos, requereram a concepção e desenvolvimento de um modelo matemático e a sua posterior programação numa linguagem de alto nível, no presente caso o Pascal.

A simulação de um sistema de drenagem subsuperficial, permite conduzir experiências hipotéticas por alteração de certos parâmetros de modelos matemáticos que descrevem o comportamento do sistema. Por definição, um modelo é uma simplificação da realidade. Um modelo que simule um sistema com bastante complexidade matemática, representa mais adequadamente a realidade, mas terá maior dificuldade em conseguir obter uma solução, devido à maior necessidade de dados, de poder de computação e maior custo de programação (Mello, 1987). O modelo de simulação deverá, assim, ser um compromisso entre precisão da solução, razoabilidade na necessidade de dados e capacidade computacional.

A modelação do escoamento é explicada de forma tão acessível quanto o tema o permite em Anderson e Woessner (1992). Os autores fazem uma revisão exaustiva do

software existente à altura e explicam o desenvolvimento de cada fase da modelação, com numerosos exemplos, sem descurar a apresentação das equações fundamentais ao processo de modelação numérica. Maior rigor teórico pode encontrar-se em Bear e Verruijt (1987) com a demonstração exaustiva das equações matemáticas e dos seus princípios físicos subjacentes. Apresentam vários problemas resolvidos com recurso ao método das diferenças finitas e elementos finitos, bem como o código fonte em linguagem Basic para a resolução numérica de problemas simples. Mais acessível do ponto de vista teórico é Segerlind (1984), que demonstra as potencialidades do método dos elementos finitos na modelação do escoamento. A divulgação do tema da modelação do escoamento em meios porosos é também realizada por Wang e Anderson, (1982), com apresentação dos princípios básicos dos métodos dos elementos finitos e diferenças finitas com a inclusão de exemplos e do próprio código fonte em linguagem Fortran. Modelos mais complexos do ponto de vista de programação e flexibilidade podem encontrar-se em Yhe (1999) e Istock (1989) que apresentam a implementação computacional do escoamento em regime variável para diversas situações.

Neste capítulo iremos apresentar os princípios subjacentes ao processo de modelação no respeitante ao desenvolvimento do modelo de drenagem subsuperficial. Será também listado o código fonte do software DRENAFEM, com as explicações dos comandos e procedimentos especiais inseridas no próprio código.

3.2. Desenvolvimento do modelo numérico

Como demonstrado nos capítulos anteriores, a utilização de um modelo em drenagem subsuperficial, compreende várias etapas para assegurar que este representa o mais fielmente possível o problema físico real. O desenvolvimento do modelo inclui a programação do código de computador, a concepção do sistema de drenagem, a calibração dos resultados com a análise de sensibilidade dos parâmetros necessários ao funcionamento do modelo e, por último, a simulação do escoamento com a predição

dos vários resultados, como sejam o potencial total, caudal no dreno, velocidade e direcção do escoamento.

Na etapa de programação do código deverá ser seleccionado o tipo de equação a resolver e qual o método numérico utilizado na sua solução. Note-se que não é obrigatório que o método seja numérico, podendo também ser analítico de acordo com as necessidades do problema em causa.

A concepção do sistema de drenagem compreende a identificação e classificação das fronteiras do sistema e inventário de informação necessária ao funcionamento do modelo, como a condutividade hidráulica e os parâmetros do modelo de retenção se o escoamento não saturado for considerado no modelo. Nesta fase a obtenção dos dados de campo é aconselhável para concluir a etapa seguinte. A verificação do código de computador e a sua solução numérica, pode agora realizar-se por comparação com uma ou mais soluções analíticas, bem como com outro software que utilize métodos numéricos. Nesta etapa, faz-se uma primeira apreciação do rigor e fiabilidade do modelo e do código e testa-se o ajuste da equação matemática na descrição do problema físico real.

Deve também garantir-se que o ajustamento da malha seja correcto, ou se necessita de alterações ao nível da densidade dos nós. Como vimos este aspecto é de particular importância quando estamos em presença de solos com textura mais ligeira e junto a locais de variações elevadas do potencial, bem como na interface de camadas de solo de transição abrupta. Se o modelo considerar o regime variável, o ajuste dos períodos de tempo ao seu correcto funcionamento requer especial atenção de modo a evitar falta de convergência na solução.

A etapa seguinte é a calibração que consiste no ajustamento dos parâmetros de simulação que permitem a estimativa da variável dependente próximos de valores obtidos em medições no campo, dentro de um intervalo de tolerância para a variação dos resultados.

Após obtenção dos primeiros resultados numéricos poderá realiza-se uma análise de sensibilidade aos parâmetros mais pertinentes. Esta última etapa constitui de facto a conveniência mais importante da modelação e simulação numérica, que é a capacidade

de alterar os parâmetros do sistema e verificar qual a resposta no comportamento do modelo a essa alteração.

A Figura 13 resume o processo de modelação da drenagem subsuperficial desde a obtenção dos dados à realização do modelo numérico e respectiva calibração/validação dos resultados que este produz.

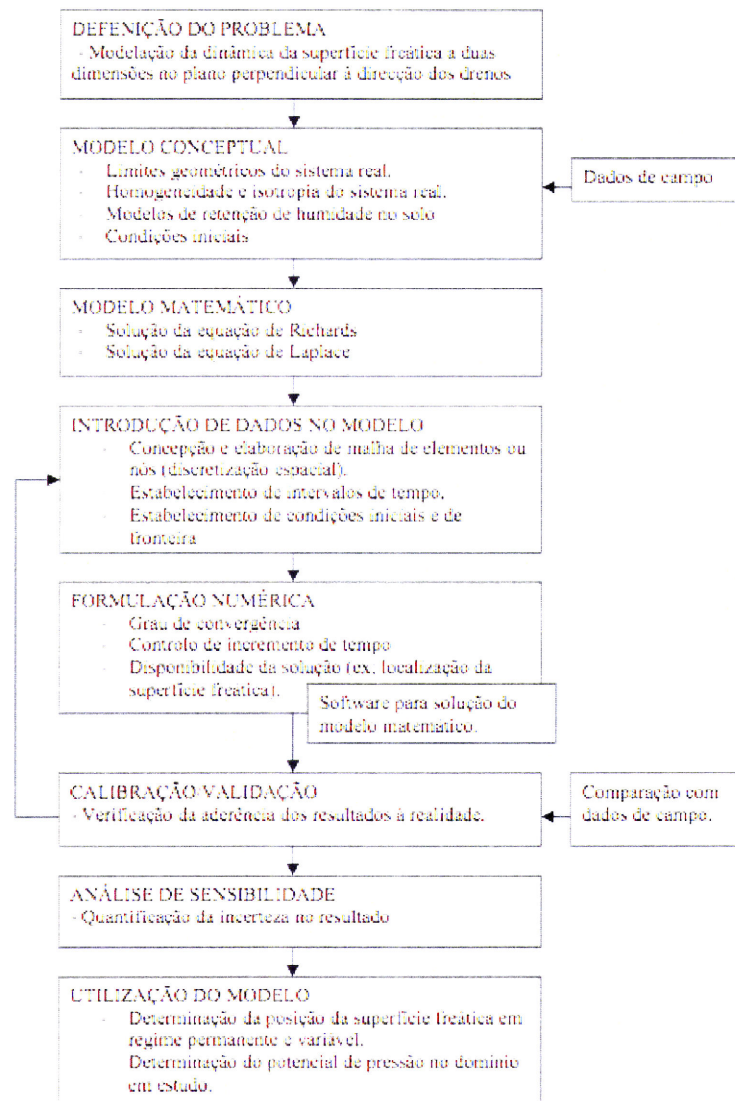


Figura 13 – Organograma da modelação numérica de um sistema de drenagem subsuperficial.

3.3. Implementação computacional

O modelo DRENAFEM está programado em linguagem DELPHI5® da Borland®, que basicamente é a linguagem Pascal adaptada ao ambiente Microsoft Windows®. Está estruturado de modo a permitir futuros melhoramentos e/ou implementações, nomeadamente a junção de um módulo de evapotranspiração e de transporte de solutos. Está subdividido em 14 unidades, mas algumas servem exclusivamente para a apresentação de resultados e gráficos. Houve o cuidado de juntar as rotinas pertencentes ao escoamento saturado e não saturado em unidades separadas e o processo de cálculo está também confinado a uma única rotina. O regime permanente e variável são tratados na unidade “RESULTADOS”, usando para o efeito cálculos efectuados nas unidades “INSAT” e “CALCULAR”. A construção da malha bem como a determinação dos coeficientes das matrizes e a respectiva resolução do sistema de equações encontra-se na unidade “CALCULAR”.

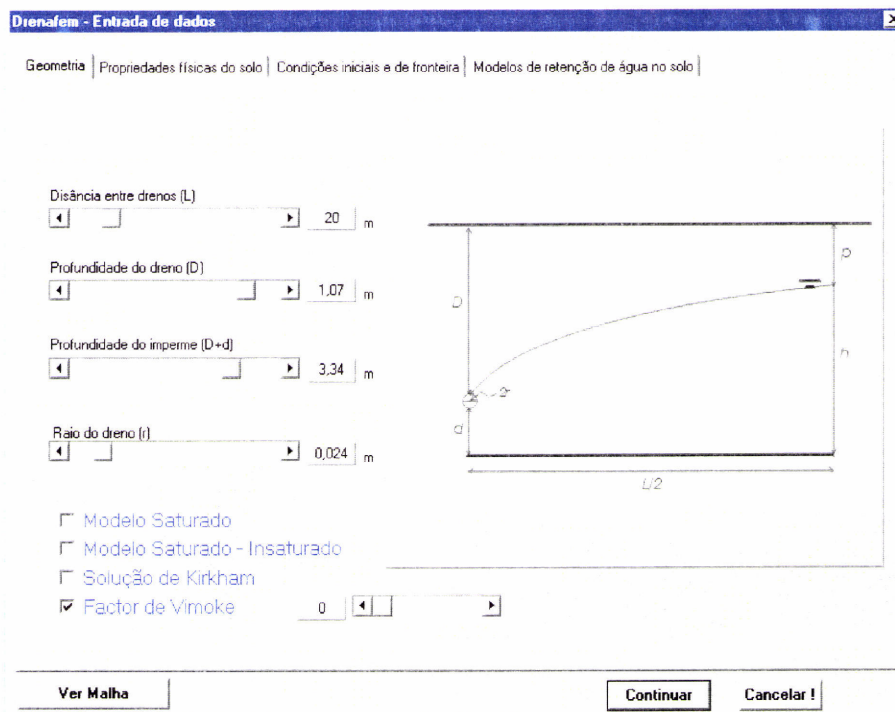


Figura 14 – Janela de entrada de dados do modelo DRENAFEM. Na figura a definição da geometria do sistema.

A Figura anterior apresenta a janela principal do programa, onde são introduzidos os dados referentes ao problema, neste caso, as dimensões do sistema de drenagem, a selecção do modelo de drenagem que se pretende e o ajustamento do parâmetro de Vimoke. O utilizador poderá ficar com uma noção da dimensão da malha e respectivos elementos, posição e dimensão de cada um, escolhendo a opção “Ver malha”. Seleccionando os respectivos quadros na parte superior da janela, é possível introduzir as propriedades físicas do solo, optar pela anisotropia e heterogeneidade, bem como fixar as dimensões de cada camada de solo. Noutra janela são fixadas as condições iniciais, para o problema em regime variável e de fronteira, para ambos os tipos de problema. Aqui, é possível optar por um fluxo à superfície do solo constante ou variável no tempo e fixar a pressão no interior do dreno, caso se pretenda simular a sua submersão. Na última janela, o utilizador deverá seleccionar o modelo de retenção pretendido e introduzir os respectivos valores dos parâmetros. Quando se confirmarem os dados introduzidos, o programa está habilitado a verificar a consistência e adaptabilidade dos dados, pelo que poderá recusá-los e voltar à janela de entrada de dados. Como exemplo disso podemos referir a introdução de uma profundidade do dreno superior à do estrato impermeável ou à selecção do modelo saturado-não saturado sem serem introduzidos os respectivos parâmetros de retenção.

De seguida surge a janela dos cálculos, onde se pode optar pela solução em regime permanente ou variável. Durante os minutos que a solução demora a completar--se o utilizador vai sendo informado do número de iterações entretanto decorridas e do grau de convergência máximo conseguido em cada iteração. Tem assim, algum controlo sob a existência de oscilação numérica e/ou possível não convergência da solução.

Após se obter a solução em regime permanente, podemos escolher a determinação das resultantes e visualizar a distribuição espacial da humidade, da velocidade aparente e do potencial total. Por último existe a possibilidade de exportar os resultados para o formato MS Excel®.

A Figura 15 mostra a janela da solução em regime variável. São apresentados gráficos com a evolução temporal do limite superior da superfície freática, entre o dreno

e a meia distância do dreno à esquerda, e da evolução temporal dos parâmetros h_m , h_r e caudal no dreno no gráfico da direita.

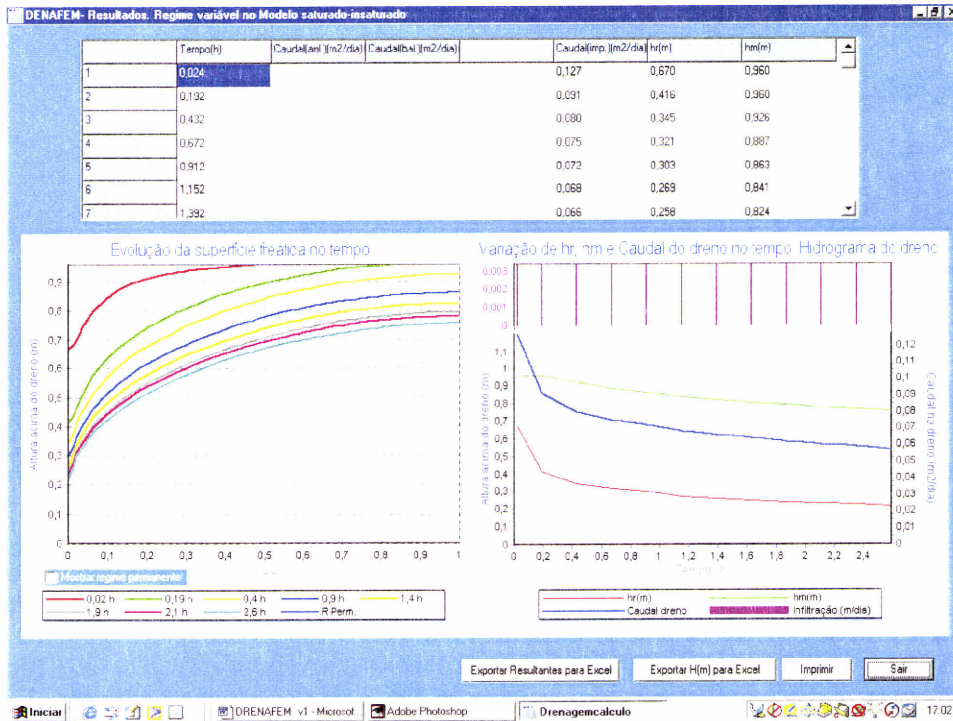


Figura 15 – Janela com resultado em regime variável.

Os valores são também listados, na parte superior da janela. Todos os resultados podem ser exportados para MS Excel, para posterior tratamento, nomeadamente para visualização das linhas equipotenciais e de corrente, bem como do campo vectorial de velocidades.

O modelo DRENAFEM foi construído com o objectivo de reduzir ao indispensável a quantidade de dados a introduzir, inclusive sugere valores de parâmetros de retenção, de acordo com a textura do solo, quando estes não estão disponíveis. Enquanto modelo tem a virtude de trazer a capacidade dos métodos numéricos para o utilizador comum, resolvendo o problema da drenagem subsuperficial como se de um processo analítico se tratasse no respeitante à complexidade. Proporciona resultados para visualização da rede de fluxo e da localização da superfície freática em todo o domínio de escoamento. O principal inconveniente desta pretensa

facilidade de utilização é a falta de flexibilidade que certos modelos mais complexos possuem, mas no essencial, para o problema que se propõe tratar, ainda existe alguma versatilidade nas opções.

3.3.1 Programa principal

O programa principal, agrega todas as unidades usadas no modelo DRENAFEM. Funciona na prática como um resumo das unidades de cálculo e respectivos nomes dos ficheiros e janelas que surgem ao longo da execução do programa.

```

//*****
// ***      ***      ***      D R E N A F E M      ***      ***      ***      ***
//      Modelação matemática da drenagem subsuperficial, pelo método dos
//      elementos finitos.
//
//      Paulo Castanheira - 2002-2005 (c) Escola Superior Agrária de Castelo
//      Branco
//      Unidade Departamental de Engenharia Rural.
// *****
//
//      Freeware. O programa pode ser utilizado livremente sem fins comerciais.
//      A totalidade ou parte das rotinas, podem ser utilizadas com finalidade
//      académica.
//      Qualquer utilização, de todo ou parte deste programa com outros fins que
//      não os anteriores deve ser feita sob autorização do autor.
//      O programa utiliza uma rotina gráfica sob autorização de efg,
//      www.efg2.com/Lab
//      A resolução de sistemas de equações lineares por decomposição LU utiliza
//      uma rotina freeware do site Numerical Recipes - www.nr.com.
//      O autor declina responsabilidade de quaisquer danos emergentes da
//      utilização do software.
// *****
*
program drenagemcalculo;

uses
  Forms,
  entradadados in '..\entradadados.pas' {PagesDlg},
  boasvindas in '..\boasvindas.pas' {Form4},
  imagmalha in '..\imagmalha.pas' {Malha},
  condutividade in '..\condutividade.pas' {obterCondutividade},
  resultados in '..\resultados.pas' {result},
  calcular in '..\calcular.pas',
  matrizglobal in 'matrizglobal.pas' {Form1},
  insat in 'insat.pas',
  SpectraLibrary in '..\..\..\matrix to bmp\SpectraLibrary.pas',
  ScreenMatrixToBitmap in '..\..\..\matrix to bmp\ScreenMatrixToBitmap.pas'
  {Formresultantes},
  insat_graf in 'insat_graf.pas' {Result_variavel},

```

```

    aguard in 'aguard.pas' {aguarde},
    impress in 'impress.pas' {Fimprimir};

{$R *.RES}

begin
    Application.Initialize;
    Application.CreateForm(TForm4, Form4);
    Application.CreateForm(TPagesDlg, PagesDlg);
    Application.CreateForm(TMalha, Malha);
    Application.CreateForm(TobterCondutividade, obterCondutividade);
    Application.CreateForm(Tresult, result);
    Application.CreateForm(TForm1, Form1);
    Application.CreateForm(TFormresultantes, Formresultantes);
    Application.CreateForm(TResult_variavel, Result_variavel);
    Application.CreateForm(Taguarde, aguarde);
    Application.CreateForm(TFimprimir, Fimprimir);
    Application.Run;
end.

```

3.3.2 Unidades

Nesta secção apresentamos as principais unidades usadas no software. Existem outras unidades auxiliares, que dizem respeito, à apresentação de dados, determinação e construção de gráficos e de impressão que pela sua dimensão e menor importância de cálculo, não são listadas.

A unidade “RESULTADOS”, utiliza as unidades “INSAT” e “CALCULAR”, para determinar o potencial de pressão em regime permanente e variável. Em regime variável implementa o controlo de tempos sucessivos e controla a convergência da solução. Esta unidade é na verdade o centro do processamento numérico, as outras unidades que usa servem somente para efectuar os cálculos pontuais e referentes a cada regime de escoamento.

```

unit resultados;

interface

uses
    Windows, Messages, SysUtils, Classes, Graphics, Controls, Forms, Dialogs,
    Grids, StdCtrls, ExtCtrls, ComCtrls, TeeProcs, TeEngine, Chart,
    matrizglobal,
    calcular, Series, insat, math, fmath, printers;

type
    Tresult = class(TForm)
        Panell: TPanel;
        Label1: TLabel;
        Label2: TLabel;
        Label3: TLabel;
    end;

```

```

Label4: TLabel;
Label5: TLabel;
Button1: TButton;
Button2: TButton;
Button3: TButton;
Button4: TButton;
Button5: TButton;
Resultados: TGroupBox;
verresult: TStringGrid;
ProgressBar1: TProgressBar;
Chart1: TChart;
Button6: TButton;
Label7: TLabel;
Label8: TLabel;
Label9: TLabel;
Label10: TLabel;
Label11: TLabel;
Series1: TLineSeries;
Label6: TLabel;
Label12: TLabel;
Series2: TLineSeries;
Label15: TLabel;
Label16: TLabel;
StatusBar1: TStatusBar;
Timer1: TTimer;
Series3: TLineSeries;
Label17: TLabel;
Series4: TLineSeries;
Label13: TLabel;
Label14: TLabel;
Label18: TLabel;
Label19: TLabel;
Label21: TLabel;
Label22: TLabel;
Series5: TLineSeries;
Label23: TLabel;
Label24: TLabel;
PrintDialog1: TPrintDialog;
procedure Button1Click(Sender: TObject);
procedure Button3Click(Sender: TObject);
procedure Button5Click(Sender: TObject);
procedure Timer1Timer(Sender: TObject);
procedure Button4Click(Sender: TObject);
procedure Button6Click(Sender: TObject);
procedure Button7Click(Sender: TObject);
procedure Button2Click(Sender: TObject);
private
  { Private declarations }
public
  { Public declarations }
end;

var
  result: Tresult;
  KKGlobal:FEmatriz;
  h,h_S_actual,h_S_anterior:fevector;
  x1,RHS,hK,hk1,g:fevector;
  valores_grafico: array [1..600,1..41] of real;
  valores_caudal: array [1..600] of real;
  valores_tempo: array [1..600] of real;
  contador:integer;
  z_permanente: fevector;
  permanente: array [1..41] of real;

```

```
derich,alt:escolha;
caudal_implicito:real;
h_iter,h_actual,h_anterior:fevector;

implementation

uses entradadados,imagmalha, aguard, resultante, ScreenMatrixToBitmap,
insat_graf, MMSystem;

{$R *.DFM}

procedure Tresult.Button1Click(Sender: TObject);

begin

TRY
application.terminate;
except
on E:EXCEPTION do
FREE;
end;
end;

procedure Tresult.Button3Click(Sender: TObject);
begin
pagesdlg.show;
result.Hide;
kk:=nil;
f:=nil;
end;

procedure Tresult.Button5Click(Sender: TObject);

var x,y,t,test,W,n:integer;

controle_F,controle,controle2:boolean;
b:integer;
tempo,erro:real;
prof:real;
begin
SndPlaySound('sound12.wav',snd_async);
series1.Clear;
series2.Clear;
series3.clear; series4.clear; series5.clear;
setlength(h,821);
setlength(f,821);
//setlength(fxno,821);
contador:=0;
With Chart1.leftAxis do // escala z
begin
//Automatic := False;
Maximum := profdrenos/100;
Minimum := 0;

end;

With Chart1.BottomAxis do // escala x
begin
AutomaticMaximum := True;
Minimum := 0;

end;

for y:=1 to 41 do
```

```

for x:=1 to 5 do
verresult.cells[x,y]:= ' ';
StatusBar1.panels[4].text:=('Aguarde... A efectuar o cálculo...');
Application.ProcessMessages;
ProgressBar1.Position := ProgressBar1.Min;
progressbar1.visible:=true;
button4.Enabled:=false;
button5.Enabled:=false;

Application.ProcessMessages;
//inicialização das variáveis
ProgressBar1.Max := 100;
controlo:=true;
controlo2:=true;
CC:=nil;
kk:=nil;
f:=nil;
x1:=nil;
try
    try

        distancias;
        constroimalha;
        atribui propriedades;
        matrizKKglobal;
        cond_iniciais(F);
    except
        on E:Exception do
            begin
                Showmessage('ERRO! - Por favor verifique o formato dos dados
introduzidos, em especial o caractere utilizado para vírgula.');
```

exit;

end;

end;

```

        if pagesdlg.checkbox3.checked then begin // inicio dos cálculos para
modelo saturado
            cond_iniciais_carga(KK,F,370,distancia_z[9]);
            progressbar1.stepby(10);
            res_sist_equ(KK,F,820);
            guarda_f(f,x1);

            while controlo2 do
                begin
                    test:=test+1;
                    kk:=nil;
                    constroimalha;
                    controlo:=adaptamalha(elemento);
                    atribui propriedades;
                    matrizKKglobal;
                    f:=nil;
                    progressbar1.stepby(10);
                    cond_iniciais(F);
                    cond_iniciais_carga(KK,F,370,distancia_z[9]);
                    res_sist_equ(KK,F,820);
                    controlo2:=iteracao(f,x1);
                    guarda_f(f,x1);
                    progressbar1.stepby(10)
                end;

                // saída para gráfico
For t := 780 To 820 do // registo dos valores no gráfico
begin
```

```

prof:= prof_imperme/100-F[t];
if prof<0 then prof:=0;
verresult.cells[1,t-779]:= FormatFloat('#0.00', prof);
With Series1 do
begin
  Addxy(distancia_X[t-780]/(distdrenos/2),f[t]-
prof_imperme/100+profdrenos/100,'',clRed);
end;
end;

if pagesdlg.checkbox8.checked then begin
  /// cálculo do regime variável para tempo 1

  CC:=nil;
  kk:=nil;
  constroimalha;
  controle:=adaptamalha(elemento);
  atribui propriedades;
  matrizKKglobal;
  tempo:=strtofloat(pagesdlg.edit21.text);
  calculo_memb_esquerdo(KK,CC,tempo);
  calculo_memb_direito(CC,x1);
  cond_iniciais_carga(me,x1,370,distancia_z[9]);
  res_sist_equ(ME,x1,820);

  For t := 784 To 820 do // registo dos valores no gráfico
  begin
  prof:= prof_imperme/100-x1[t];
  if prof<0 then prof:=0;
  verresult.cells[2,t-779]:= FormatFloat('#0.00', prof);
  With Series2 do
  begin
    Addxy(distancia_X[t-780]/(distdrenos/2),x1[t]-
prof_imperme/100+profdrenos/100,'',clgreen);
  end;
  end;
  /// cálculo do regime variável para tempo 2

  CC:=nil;
  kk:=nil;
  me:=nil;
  constroimalha;
  controle:=adaptamalha(elemento);
  atribui propriedades;
  matrizKKglobal;
  calculo_memb_esquerdo(KK,CC,tempo*2);
  calculo_memb_direito(CC,x1);
  cond_iniciais_carga(me,x1,370,distancia_z[9]);
  res_sist_equ(ME,x1,820);

  For t := 784 To 820 do // registo dos valores no gráfico
  begin
  prof:= prof_imperme/100-x1[t];
  if prof<0 then prof:=0;
  verresult.cells[3,t-779]:= FormatFloat('#0.00', prof);
  With Series3 do
  begin
    Addxy(distancia_X[t-780]/(distdrenos/2),x1[t]-
prof_imperme/100+profdrenos/100,'',clyellow);
  end;
  end;
  end; // regime variável;

```

```

end;// fim do modelo saturado

//////// Início da análise saturado insaturado //////////

if pagesdlg.checkbox4.checked then begin // Verifica se a opção do
modelo foi selecionada
    setlength(h_iter,821);
    setlength(h_actual,821);
    setlength(h_anterior,821);

    distancias;
    constrouimalha;
    vector_tensao(h0); //solo inicialmente saturado
    guarda_f(h0,h_iter);
    guarda_f(h_iter,h_anterior);
    contador:=0;
    controlo:=true;
    for x:=1 to 41 do derich[x]:=false;

////////***** começo do ciclo de iterações *****

try

    while controlo do
        begin
            contador:=contador+1;
            StatusBar1.panels[2].text:=('Iteração nº
'+inttostr(contador));
            Application.ProcessMessages;
            vf:=nil;
            atribui propriedades;
            fronteira_atmosf(contador,h_iter,alt,derich); // verifica a
fronteira atmosférica e procede às alterações.
            Kr_medio(h_iter); // atribui valores de K
            kk:=nil;
            matrizKKglobal;
            for x:=1 to 820 do for y:= 1 to 820 do
kkfluxo[x,y]:=kk[x,y];// copia a matriz KK para posterior determinação de Q
            f:=nil;
            cond_iniciais_insat(contador,F,h_iter);
            vector_F;
            cond_iniciais_carga(KK,F,370,carga_hidr_dreno); //condições
de fronteira dreno igual a zero
            for x:= 1 to 41 do
                if alt[x]=true then
                    cond_iniciais_carga(KK,F,x+779,0); // fixa todos os nós da
fronteira
            res_sist_equ(KK,F,820); //resolve sistema de equações
            progressBar1.stepby(10);
            guarda_f(F,h_actual);
            controlo:=iteracao_insat(h_actual,h_anterior); //verifica a
convergência

            StatusBar1.panels[3].text:=formatfloat('#0.0000',maximoValorConvergencia(h_act
ual,h_anterior));
            fluxo_no(h_actual); //determina os fluxos nos nós da fronteira
atmosférica
            for n:=1 to 820 do
                h_iter[n]:=0.5*(h_actual[n]+h_anterior[n]);
                guarda_f(h_actual,h_anterior);
                caudal_implicito:=fxno[370]*2; //guarda o valor do caudal no
dreno.

```

```

        if (contador=20) then begin
            showmessage('Com os dados introduzidos, o modelo insaturado-
saturado não consegue convergência em tempo útil. Máxima convergência de
'+formatfloat('#0.0000',maximoValorConvergencia(h_actual,h_anterior)));
            controlo:=false;
            end;

        end;

        // *****fim do ciclo de iterações reg. permanente *****

        setlength(z_permanente,821);
        z_permanente:=nil;
        z_permanente:=copy(h_actual);// guarda a solução de regime permanente
        mostragrafico(h_actual);
        For t := 780 To 820 do // registo dos valores no gráfico
            begin
                With Series4 do
                    begin
                        Addxy(distancia_X[t-780]/(distdrenos/2),zinsat[t+1-780]-
prof_imperme/100+profdrenos/100,'',clblue);
                    end;
                    permanente[t+1-780]:=zinsat[t+1-780];
                    verresult.cells[4,t-779]:= FormatFloat('#0.00', prof_imperme/100-
zinsat[t+1-780]);
                    end;
                button4.Enabled:=true;

            except
                on E:Exception do
                    free;
                end; //try
            end;// fim da análise saturado-insaturado

            /// Solução analítica Kirkham
            if pagesdlg.checkbox10.checked then
                begin
                    if pagesdlg.edit11.text<>pagesdlg.edit13.text then showmessage('Não
há solução de Kirkham, pois o solo não é homogéneo')
                    else
                        begin
                            determinaKirkham;
                            /// mostra no gráfico
                            For t := 2 To 40 do // registo dos valores no gráfico
                                begin
                                    With Series5 do
                                        begin
                                            Addxy(distancia_X[t]/(distdrenos/2),Kirkham[t],',');
                                        end;
                                    end; //
                                end; // fim do else
                            end; // fim da solução analítica

            finally
                /// determinação das resultantes
                button5.Enabled:=true;
                SndPlaySound('solucao.wav',snd_async);
                StatusBar1.panels[4].text:='';
                progressBar1.Visible := False;
                vector_hidr(h_actual);
                velocidade_media(hidr);
    
```

```

// determinação do caudal do dreno e respectivo erro em regime
permanente

    if strtofloat(pagesdlg.panel8.caption)>0 then
        labell16.caption:=formatfloat('#0.000',caudal_dreno_analitico)+'
m2/dia'
    else
        labell16.caption:='Necessário raio efectivo do deno';
        labell14.caption:=formatfloat('#0.000',abs(caudal_implicito))+
m2/dia';

        erro:=0;
        if pagesdlg.checkbox4.checked then

            erro:= (abs(caudal_implicito)-
(distdrenos*strtofloat(pagesdlg.edit3.text+pagesdlg.edit5.text)))/abs(caudal_i
mplicito);

            labell19.caption:=formatfloat('#0.0',erro*100)+'%';

        end;// do primeiro try

    end; // fim do cálculo

procedure Tresult.Timer1Timer(Sender: TObject);
begin
statusbar1.Panels[0].Text := (FormatDateTime('hh:mm:ss AM/PM', Now));
end;

procedure Tresult.Button4Click(Sender: TObject);
var x, ix, iy:integer;
begin
//inicia a escrita da saída dos dados.
formresultantes.resultantes.cells[0,0] := 'Elem/nó';
formresultantes.resultantes.cells[1,0] := 'H(m)';
formresultantes.resultantes.cells[2,0] := 'Vx(cm/dia)';
formresultantes.resultantes.cells[3,0] := 'Vy(cm/dia)';
formresultantes.resultantes.cells[4,0] := 'V(m/dia)';
formresultantes.resultantes.cells[5,0] := 'ângulo (°)';
formresultantes.resultantes.cells[6,0] := 'h(cm)';
formresultantes.resultantes.cells[7,0] := 'H2O(m3/m3)';
formresultantes.resultantes.cells[8,0] := 'x(m)';
formresultantes.resultantes.cells[9,0] := 'z(m)';

ix:=1; iy:=1;
for x:=1 to 820 do begin

    formresultantes.resultantes.cells[1,x]:= formatfloat('#0.000',hidr[x]);
    formresultantes.resultantes.cells[6,x]:=
formatfloat('#####0.00',h_actual[x]*100);
    formresultantes.resultantes.cells[8,x]:=
formatfloat('#####0.00',distancia_x[ix-1]); //coordenada x do nó
    formresultantes.resultantes.cells[9,x]:=
formatfloat('#####0.00',distancia_Z[iy-1]);

    ix:=ix+1; if ix=42 then begin ix:=1; iy:=iy+1; end;
    if strtofloat(pagesdlg.edit1.text)>elemento[x,eiy] then
        formresultantes.resultantes.cells[7,x]:=
formatfloat('0.0000',humidade1(h_actual[x]))
    else
        formresultantes.resultantes.cells[7,x]:=
formatfloat('0.0000',humidade2(h_actual[x]));
    end;
end;

```



```

for x:=1 to 1520 do begin
    formresultantes.resultantes.cells[0,x]:= inttostr(x);
    formresultantes.resultantes.cells[2,x]:=
formatfloat('#0.000',Vxe[x]*100);
    formresultantes.resultantes.cells[3,x]:=
formatfloat('#0.000',Vye[x]*100);
    formresultantes.resultantes.cells[4,x]:=
formatfloat('#0.000',sqrt(sqr(Vye[x])+sqr(Vxe[x])));
    formresultantes.resultantes.cells[5,x]:=
formatfloat('#0.0',1/(tan(vye[x]/Vxe[x])));

    end;
    formresultantes.showmodal;

end;

////////// ANÁLISE EM REGIME VARIÁVEL //////////

procedure Tresult.Button6Click(Sender: TObject);
Var x,Z,w,y,n,c_tempo,g1,g2,g3,g4,g5,g6,g7:integer;
    deltat,deltat_anterior,t,hv,vinfil,temp:real;
    controlo,solucao,controloGlobal:boolean;
    axisprecipit : TChartAxis ;
    LegendText:string;
    delta_massa:array [1..300] of real;
begin
    setlength(h_iter,821);
    setlength(h_actual,821);
    setlength(h_anterior,821);
    setlength(h_S_anterior,821);
    setlength(h_S_actual,821);
    setlength(RHS,821);

    Rvariavel:=true;
    if pagesdlg.edit6.text='' then pagesdlg.edit6.text:='10';
    if pagesdlg.recarga_var.checked then pagesdlg.edit6.text:='300';

    maxi:=strtoint(pagesdlg.edit6.text);
    setlength(potencial_hidraulico,maxi+1,821);
    setlength(velocidade_u,maxi+1,1521);
    setlength(velocidade_v,maxi+1,1521);

    aguarde.label2.caption:='Condição inicial: Solo saturado';
    if pagesdlg.recarga_var.checked then aguarde.label3.caption:='Infiltração
variável';
    aguarde.insat_progresso.max := 100;
    aguarde.insat_progresso.Position := ProgressBar1.Min;
    aguarde.show;
    Application.ProcessMessages;
    button4.Enabled:=false;
    /// inicio
    CC:=nil;kk:=nil;f:=nil;vf:=nil;h0:=nil;
    f:=nil;tmedia:=nil;RHS:=nil;ME:=nil; Vf:=nil;
    deltat:=0;
    solucao:=true;
    distancias;
    constroimalha;
    if pagesdlg.checkbox11.checked then
    begin
        h0:=copy(z_permanente);// solução do regime permanente
    end;

```



```

permanente';
    aguarde.label2.caption:='Condição inicial: A partir de regime
Application.ProcessMessages;
end
else
vector_tensao(h0); //solo inicialmente saturado
guarda_f(h0,h_iter);
guarda_f(h_iter,h_anterior);
guarda_f(h_iter,h_S_anterior);
deltat:=0;
c_tempo:=0;
TempoTotal:=0;
vinfil:=0;
z:=0;
controloGlobal:=true;
while controloGlobal do
begin // inicia ciclo para solução de sucessivos tempos.
z:=z+1;
if z=maxi then controloGlobal:=false;
// iniciar variáveis
application.processmessages;
CC:=nil;kk:=nil;me:=nil;tmedia:=nil;
//contador:=0;
aguarde.insat_progresso.stepby(4);

//***** Controlo do tempo *****
//*****
if solucao=false then
begin
deltat:=deltat/4; //reduz drasticamente o periodo de tempo
solucao:=true;
c_tempo:=c_tempo+1;//
if z=1 then guarda_f(h0,h_iter);
if z=1 then guarda_f(h_iter,h_S_anterior);
end;
//fixa os valores do tempo de acordo com a rapidez de
convergência.
if contador>15 then deltat:=0.001; //fixa o tempo.
if (contador>9) and (contador<14) then deltat:=(0.006);
if (contador>5) and (contador<8) then deltat:=(0.01);
if contador<4 then deltat:=(0.05);
contador:=0;
// reduz drasticamente o valor do tempo se ocorre uma infiltração
superior no tempo sucessivo
if pagesdlg.recarga_var.checked then
begin
if Vinfil=infil_var[ceil(tempototal*24)] then deltat:=deltat
else
if
infil_var[ceil(tempototal*24)]>infil_var[ceil(tempototal*24)-1] then
deltat:=deltat/12;
Vinfil:=infil_var[ceil(tempototal*24)]
end;

tempoTotal:=tempototal+deltat;
if z=1 then begin
deltat:=0.001;
tempototal:=deltat;
delta_massa[z]:=controlo_massa(h_iter);
end;
t:=tempototal*24;
if tempototal*24<1 then t:=1;

```



```

result_variavel.rvariavelgrid.cells[1,z]:=formatfloat('##0.0000',tempoTotal*24
);

    aguarde.label6.caption:=formatfloat('##0.000',tempototal)+' dias';
    aguarde.label10.caption:=formatfloat('##0.000',deltat)+' dias';
    aguarde.label12.caption:=inttostr(z);
    /******* fim do controlo do tempo *****/

    controlo:=true;
    for x:=1 to 41 do derich[x]:=false;

    if z>1 then
        for n:=1 to 820 do

h_iter[n]:=h_S_anterior[n]+(deltat/(2*deltat_anterior))*(h_s_actual[n]-
h_s_anterior[n]);
        guarda_f(h_S_actual,h_S_anterior);
        deltat_anterior:=deltat;//guarda o valor de deltat

        if pagesdlg.recarga_var.checked then // se a recarga for variável
no tempo...
            // código de recarga variável
            fluxo_graf[z]:=(infil_var[ceil(tempototal*24)])
        else
            fluxo_graf[z]:= strtofloat(pagesdlg.edit5.text);

    /*******Inicio do ciclo de iterações dentro do mesmo periodo de tempo*****/
    while controlo do
        begin

            contador:=contador+1;
            aguarde.label8.caption:=inttostr(contador);
            application.processmessages;
            vf:=nil;
            fronteira_atmosf(contador,h_iter,alt,derich);
            atribui propriedades;

            capacidade_especifica(h_iter); // atribui valores discretos
nos nós de C(h)
            Kr_medio(h_iter); // atribui valores médios de K(h)
            kk:=nil;
            matrizKKglobal;
            for x:=1 to 820 do for y:= 1 to 820 do
kkfluxo[x,y]:=kk[x,y];// copia a matriz KK para posterior determinação de Q
            f:=nil;

            cond_iniciais_insat(contador,F,h_iter);
            vector_F;
            Membro_esquerdo_insat(KK,CC,deltat); //Cálculo do membro
esquerdo da equação
            Membro_direito_insat(CC,f,h_anterior,deltat,RHS); //Cálculo
do membro direito a equação
            cond_iniciais_carga(me,RHS,370,carga_hidr_dreno); //condições
de fronteira - dreno com h igual a zero
            for x:= 1 to 41 do
                if alt[x]=true then
                    cond_iniciais_carga(me,RHS,x+779,0); // fixa todos os nós
da fronteira

            res_sist_equ(ME,RHS,820); //resolve sistema de equações
            guarda_f(RHS,h_actual);
            RHS:=nil;

```



```

convergência      controlo:=iteracao_insat(h_actual,h_anterior); //verifica a
atmosférica      fluxo_no(h_actual); //determina os fluxos nos nós da fronteira

for n:=1 to 820 do
    h_iter[n]:=0.5*(h_actual[n]+h_anterior[n]); // determina a
variação de massa
    guarda_f(h_actual,h_anterior);
    if (contador=20) and (c_tempo=2) then begin
        solucao:=false;
        showmessage('Com os dados introduzidos, o modelo insaturado-
saturado não consegue convergência em tempo útil');
        controlo:=false;
        end;
    if pagesdlg.recarga_var.checked then
        if tempototal*24 > maxh then controloGlobal:=false; // sai
do ciclo se atingiu o tempo máximo

        if (controlo=false) and (contador<20) then begin
            guarda_f(h_actual,h_S_actual);
            delta_massa[z+1]:=controlo_massa(h_actual);//determina
o volume de água no período de tempo.
            vector_hidr(h_actual); // calcula vector de potencial
total
            for y:=1 to 820 do
                potencial_hidraulico[z,y]:=hidr[y]; // guarda os
valores do potencial total
            velocidade_media(hidr); // velocidade média
            for y:=1 to 1520 do begin // guarda os valores das
componentes da velocidade
                velocidade_u[z,y]:= vxe[y];
                velocidade_v[z,y]:= vye[y];
            end; // guardas valores de caudal dreno e de h
referente à totalidade dos nós
            Valores_tempo[z]:= tempototal*24;
            mostragrafico(h_actual);
            c_tempo:=0;
            for y:=1 to 41 do
                valores_grafico[z,y]:=zinsat[y];
            result_variavel.rvariavelgrid.cells[0,z]:=inttostr(z);
// determina o caudal analítico
            hv:=(hidr[329]+hidr[411]+hidr[372])/3;
            if pagesdlg.panel8.Caption<>'0' then
                begin

result_variavel.rvariavelgrid.cells[2,z]:=formatfloat('##0.000', (2*PI*(hv+(pro
f_imperme-
profdrenos)/100)*((strtofloat(pagesdlg.edit11.text)+strtofloat(pagesdlg.edit12
.text))/2))/(ln(0.05/(strtofloat(pagesdlg.panel8.caption)/100))));

result_variavel.rvariavelgrid.cells[4,z]:=formatfloat('##0.000',
fluxo_graf[z]);

                end;

            result_variavel.rvariavelgrid.cells[5,z]:=formatfloat('##0.000',fxno[370]*-2);

result_variavel.rvariavelgrid.cells[6,z]:=formatfloat('##0.000',valores_grafic
o[z,1]-prof_imperme/100+profdrenos/100);

result_variavel.rvariavelgrid.cells[7,z]:=formatfloat('##0.000',valores_grafic
o[z,41]-prof_imperme/100+profdrenos/100);
                end;

```



```

end; // *****fim do ciclo de iterações reg. variável
*****
end; //ciclo while
//*****Fim do ciclo de iterações - Início da apresentação de
resultados*****
//*****
*****
maxi:=z;
// FIM de Cálculos e apresentação de resultados//

SndPlaySound('solucao.wav',snd_async);
Application.ProcessMessages;

With result_variavel.chart1 do
begin
result_variavel.series1.clear;
result_variavel.series2.clear;result_variavel.series3.clear;
result_variavel.series4.clear;result_variavel.series5.clear;result_variavel.se
ries6.clear;
result_variavel.series7.clear;result_variavel.series8.clear;
end;

With result_variavel.chart2 do begin
result_variavel.lineseries1.clear;
result_variavel.lineseries2.clear;
result_variavel.lineseries3.clear;
result_variavel.series10.clear;
end;

With result_variavel.chart1.leftAxis do // escala z
begin
Maximum := profdrenos/100;
Minimum := 0;
end;

g2:=round(maxi/7); g3:=round((maxi/7)*2);g4:=round((maxi/7)*3);
g5:=round((maxi/7)*4);g6:=round((maxi/7)*5);g7:=round((maxi/7)*6);

For x := 0 To 40 do // registo dos valores no gráfico
begin

result_variavel.series1.Addxy(distancia_X[x]/(distdrenos/2),valores_grafico[1,
x+1]-prof_imperme/100+profdrenos/100,'I,');

result_variavel.series2.Addxy(distancia_X[x]/(distdrenos/2),valores_grafico[g2
,x+1]-prof_imperme/100+profdrenos/100,'I,');

result_variavel.series3.Addxy(distancia_X[x]/(distdrenos/2),valores_grafico[g3
,x+1]-prof_imperme/100+profdrenos/100,'I,');

result_variavel.series4.Addxy(distancia_X[x]/(distdrenos/2),valores_grafico[g4
,x+1]-prof_imperme/100+profdrenos/100,'I,');

result_variavel.series5.Addxy(distancia_X[x]/(distdrenos/2),valores_grafico[g5
,x+1]-prof_imperme/100+profdrenos/100,'I,');

result_variavel.series6.Addxy(distancia_X[x]/(distdrenos/2),valores_grafico[g6
,x+1]-prof_imperme/100+profdrenos/100,'I,');

```



```

result_variavel.series7.Addxy(distancia_X[x]/(distdrenos/2),valores_grafico[g7
,x+1]-prof_imperme/100+profdrenos/100,',');

result_variavel.series8.Addxy(distancia_X[x]/(distdrenos/2),valores_grafico[ma
xi,x+1]-prof_imperme/100+profdrenos/100,',');
    end;
result_variavel.Series1.Title:=(formatfloat('0.00',Valores_tempo[1])+
h');
result_variavel.Series2.Title:=(formatfloat('0.00',Valores_tempo[g2])+
h');
result_variavel.Series3.Title:=(formatfloat('0.0',Valores_tempo[g3])+
h');
result_variavel.Series4.Title:=(formatfloat('0.0',Valores_tempo[g4])+
h');
result_variavel.Series5.Title:=(formatfloat('0.0',Valores_tempo[g5])+
h');
result_variavel.Series6.Title:=(formatfloat('0.0',Valores_tempo[g6])+
h');
result_variavel.Series7.Title:=(formatfloat('0.0',Valores_tempo[g7])+
h');

result_variavel.Series8.Title:=(formatfloat('0.0',Valores_tempo[maxi])+
h');
axisprecipit:=TChartAxis.Create(result_variavel.Chart2);
With axisprecipit do
begin
Horizontal:=False;
StartPosition:=0;
EndPosition:=22;
LabelsFont.Color:=result_variavel.lineSeries3.SeriesColor;
PositionPercent:=0;
Grid.Visible:=False;
Minimum:=0;
end;
result_variavel.lineseries3.CustomVertAxis:=axisprecipit;

    For z:=1 to maxi do
begin

    With result_variavel.Chart2 do
begin

result_variavel.lineseries3.Addxy(strtfloat(result_variavel.rvariavelgrid.cel
ls[1,z]),(fluxo_graf[z]),',');

result_variavel.lineSeries1.Addxy(strtfloat(result_variavel.rvariavelgrid.cel
ls[1,z]),strtfloat(result_variavel.rvariavelgrid.cells[6,z]),',');

result_variavel.lineSeries2.Addxy(strtfloat(result_variavel.rvariavelgrid.cel
ls[1,z]),strtfloat(result_variavel.rvariavelgrid.cells[7,z]),',');

result_variavel.series10.Addxy(strtfloat(result_variavel.rvariavelgrid.cells[
1,z]),strtfloat(result_variavel.rvariavelgrid.cells[5,z]),',');
        end;

end; // ciclo for

    For z:=1 to maxi-1 do
begin
temp:=strtfloat(result_variavel.rvariavelgrid.cells[1,z+1])-
strtfloat(result_variavel.rvariavelgrid.cells[1,z])/24;

```



```

result_variavel.rvariavelgrid.cells[3,z]:=formatfloat('##0.00000',(delta_massa
[z]-delta_massa[z+1])/temp+strtofloat(pagesdlg.edit5.text));
    end;
    // preenchimento do quadro do resultado variavel

result_variavel.rvariavelgrid.cells[1,0]:='Tempo(h)';
result_variavel.rvariavelgrid.cells[2,0]:='Caudal (anl.) (m2/dia)';
result_variavel.rvariavelgrid.cells[3,0]:='Caudal (bal.) (m2/dia)';
result_variavel.rvariavelgrid.cells[5,0]:='Caudal (imp.) (m2/dia)';
result_variavel.rvariavelgrid.cells[6,0]:='hr (m)';
result_variavel.rvariavelgrid.cells[7,0]:='hm (m)';
aguarde.close;
result_variavel.showmodal;
SndPlaySound('solucao.wav',snd_async);
Rvariavel:=false;
end;

procedure Tresult.Button7Click(Sender: TObject);
begin
//calcular.saida_excel;
end;

procedure Tresult.Button2Click(Sender: TObject);
begin
if printdialog1.Execute then
begin
Printer.BeginDoc;
imprimir_informa;
Chart1.PrintResolution := 0;
Chart1.PrintPartial(Rect(500,1500,2350,2700));
Printer.EndDoc
end;
end;
end.

```

A unidade “INSAT”, listada de seguida, possui as rotinas destinadas ao tratamento do escoamento na zona não saturada. Destacam-se as rotinas para determinação da humidade no solo e da condutividade hidráulica insaturada pelos modelos de retenção. Os resultados dessas funções são posteriormente usados no procedimento “ATRIBUIPROPRIEDADES_INSAT”, que preenche a matriz global de massa e de condutividade. A preparação dos coeficientes do sistema de equações, no respeitante ao vector que compreende a soma dos fluxos de entrada e saída com o gradiente gravitacional, é também realizada a partir das rotinas “VECTOR_F” e “VECTOR_FV”. É verificado o grau de convergência em todos os nós do domínio através do procedimento “PRESSOES_ITERACAO”.

O caudal numérico, pelo método implícito, conservação de massa e analítico são determinados respectivamente nas rotinas “CAUDAL_DRENO”, “CAUDAL_DRENO_ANALITICO” e “CONTROLO_MASSA”.

A posição da superfície freática, a partir da solução de Kirkham, é determinada também nesta unidade, pelo procedimento “DETERMINAKIRKHAM”.

```

unit insat;

interface
uses entradadados, comobj, SysUtils, math, dialogs, imagmalha, calcular, fmath;

function potencia(base, expoente:real):real;
function Kr1(tensao:real):real;
function Kr2(tensao:real):real;
function humidade1(tensao:real):real;
function humidade2(tensao:real):real;
function C1(humidade:real):real;
function C2(humidade:real):real;
function BCC1(tensao:real):real;
function BCC2(tensao:real):real;
function iteracao_insat(f,h:fevector):boolean ;
function maximoValorConvergencia(f,h:fevector):real;
procedure verifica_superficie;
procedure atribui propriedades_insat (ten:fevector);
procedure velocidade_media(re:fevector);
procedure tensao_media(ft:fevector);
procedure vector_tensao(var vt:fevector);
procedure vector_hidr(carga:fevector);
procedure vector_F; // (var g:fevector);
procedure pressoes_iteracao(x1,f:fevector);
procedure mostragrafico(hx:fevector);
function caudal_dreno:real;
function caudal_dreno_analitico:real;
procedure capacidade_especifica(ten:fevector);
procedure membro_direito_insat(CC:fematriz; Q:fevector;
h0:fevector; deltaT:real; var x1:fevector);
procedure Membro_esquerdo_insat(KK:fematriz; CC:fematriz; deltat:real);
procedure determinaKirkham;
procedure Kr_medio(ten:fevector);
procedure cond_iniciais_insat(contador:integer; var F:fevector; h:fevector);
procedure fronteira_atmosf(contador:integer; var h:fevector; var alt:escolha;
derich:escolha);
procedure vector_FV(pZ:integer);
procedure fluxo_no(h:fevector);
procedure fixa_cargas(var f:fevector; alt:escolha);
procedure caudal_analitico_VG(hidr:fevector; z:integer; var massa:real);
function controlo_massa(ten:fevector):real;

var
vxe, vye, E_humidade, h0, h1:fevector;
tmedia, hidr:fevector;
zinsat: array [1..41] of real;   tensoes:  ARRAY of array of real;
z: array [1..41] of integer;
Kirkham: array [1..41] of real;

implementation

function potencia(base, expoente:real):real;
begin
if base=0 then result:=1

```



```

else

    result:=exp(expoente*ln(base));
end;

function Kr1(tensao:real):real;
var nn,m1,sel,denominador,ah:real;
begin

    if pagesdlg.checkbox5.checked then
        //determinação de Kr pelo processo de van Genutchen
        begin
            if tensao>= 0 then result:=1
            else

                begin
                    m1:=1-(1/strtofloat(pagesdlg.n1.text));
                    ah:=potencia(abs(strtofloat(pagesdlg.a1.text)*tensao*100),
strtofloat(pagesdlg.n1.text));
                    denominador:=potencia(1+ah,m1);
                    sel:=1/denominador;
                    result:= sqrt(sel)*sqr(1-potencia(1-potencia(sel,1/m1),(m1)));
                end;

            end;

            if pagesdlg.checkbox1.checked then
                // deter. Kr Brooks e Corey
                if tensao>=strtofloat(pagesdlg.psi1.text)*-1 then result:=1
                begin
                    nn:=2+3*strtofloat(pagesdlg.lambda1.text);
                    result:=
potencia(((strtofloat(pagesdlg.psi1.text))/abs(tensao)),nn);
                end;
            end;

            function Kr2(tensao:real):real;
            var nn,m2,se2,denominador,ah :real;
            begin

                if pagesdlg.checkbox5.checked then
                    begin
                        if tensao>= 0 then result:=1
                        else
                            begin
                                m2:=1-(1/strtofloat(pagesdlg.n2.text));
                                ah:= potencia(abs(strtofloat(pagesdlg.a2.text)*tensao*100),
strtofloat(pagesdlg.n2.text));
                                denominador:=potencia(1+ah,m2);
                                se2:=1/denominador;
                                result:= sqrt(se2)*sqr(1-potencia(1-potencia(se2,1/m2),(m2)));
                            end;
                        end;

                    if pagesdlg.checkbox1.checked then
                        // deter. Kr Brooks e Corey
                        if tensao>=strtofloat(pagesdlg.psi2.text)*-1 then result:=1
                    else

                        begin
                            nn:=2+3*strtofloat(pagesdlg.lambda2.text);
                            result:=
potencia(((strtofloat(pagesdlg.psi2.text))/abs(tensao)),nn);
                            tensao=' +floattostr(tensao)+' nn '+floattostr(nn);
                        end;
                    end;

                end;
            end;

```



```

function humidade1(tensao:real):real;
var m1,se1,ah,denominador:real;
begin
  if tensao>= 0 then result:=strtofloat(pagesdlg.Vteta_s1.text)
  else
  begin
    if pagesdlg.checkbox5.checked then
      begin
        m1:=1-(1/strtofloat(pagesdlg.n1.text));
        ah:= potencia(abs(strtofloat(pagesdlg.a1.text)*tensao*100),
strtofloat(pagesdlg.n1.text));
        denominador:=potencia(1+ah,m1);
        se1:=1/denominador;

result:=strtofloat(pagesdlg.Vteta_r1.text)+(strtofloat(pagesdlg.Vteta_s1.text)
-strtofloat(pagesdlg.Vteta_r1.text))*se1;
        end

      else begin
        result:=(strtofloat(pagesdlg.Vteta_s1.text)-
strtofloat(pagesdlg.Vteta_r1.text))*
potencia(abs(strtofloat(pagesdlg.psi1.text)/tensao),strtofloat(pagesdlg.lambda
1.text))+strtofloat(pagesdlg.Vteta_r1.text);
      end
    end;
  end;

function humidade2(tensao:real):real;
var nn,m2,se2,ah,denominador:real;
begin

  if pagesdlg.checkbox5.checked then
  begin
    if tensao>= 0 then result:=strtofloat(pagesdlg.Vteta_s2.text)
  else
  begin
    m2:=1-(1/strtofloat(pagesdlg.n2.text));
    ah:= potencia(abs(strtofloat(pagesdlg.a2.text)*tensao*100),
strtofloat(pagesdlg.n2.text));
    denominador:=potencia(1+ah,m2);
    se2:=1/denominador;

result:=strtofloat(pagesdlg.Vteta_r2.text)+(strtofloat(pagesdlg.Vteta_s2.text)
-strtofloat(pagesdlg.Vteta_r2.text))*se2;
    end
  end;

  if pagesdlg.checkbox1.checked then
  begin
    if tensao>=strtofloat(pagesdlg.psi2.text)*-1 then
result:=strtofloat(pagesdlg.bteta_s2.text)

  else begin
    result:= (strtofloat(pagesdlg.bteta_s2.text)-
strtofloat(pagesdlg.bteta_r2.text))*
potencia(abs(strtofloat(pagesdlg.psi2.text)/tensao),strtofloat(pagesdlg.lambda
2.text))+strtofloat(pagesdlg.bteta_r2.text);
  end
end

```



```

end;
end;

function C1(humidade:real):real;
var prod,m1,A,B,C:real;

begin
  if humidade>=strtofloat(pagesdlg.vteta_s1.text) then
    result:=0
  else
    begin
      if pagesdlg.checkbox5.checked then
        begin
          //determinação de C(h) pelo processo de van Genuchten
          m1:=1-(1/strtofloat(pagesdlg.n1.text));
          A:=(strtofloat(pagesdlg.a1.text)*m1*(
strtofloat(pagesdlg.vteta_s1.text)-strtofloat(pagesdlg.vteta_r1.text))/(1-
m1));
          B:=potencia(humidade,(1/m1));
          C:=potencia(1-B,m1);
          result:=A*B*C;

        end;
      end;
    end;

function C2(humidade:real):real;
var prod,m2,a,b,c:real;
begin
  if humidade>=strtofloat(pagesdlg.vteta_s2.text) then
    result:=0
  else
    if pagesdlg.checkbox5.checked then begin
      //determinação de C(h) pelo processo de van Genuchten
      m2:=1-(1/strtofloat(pagesdlg.n2.text));
      A:=(strtofloat(pagesdlg.a2.text)*m2*(
strtofloat(pagesdlg.vteta_s2.text)-strtofloat(pagesdlg.vteta_r2.text))/(1-
m2));
      B:=potencia(humidade,(1/m2));
      C:=potencia(1-B,m2);
      result:= A*B*C;
    end;
  end;

function BCC1(tensao:real):real;
var prod:real;
begin
  // deter. Kr Brooks e Corey
  if abs(tensao)>strtofloat(pagesdlg.psil.text) then result:=0
  else begin
    prod:=potencia(strtofloat(pagesdlg.psil.text)
, strtofloat(pagesdlg.lambdal.text))/potencia(abs(tensao),(strtofloat(pag
esdlg.lambdal.text)+1));

result:=strtofloat(pagesdlg.lambdal.text)*(strtofloat(pagesdlg.Vteta_s1.text)-
strtofloat(pagesdlg.Vteta_r1.text))*prod;
  end
end;

function BCC2(tensao:real):real;
var prod:real;
begin

```



```

    if abs(tensao)>strtofloat(pagesdlg.psi2.text) then result:=0
    else begin
        prod:=potencia(strtofloat(pagesdlg.psi2.text)
, strtofloat(pagesdlg.lambda2.text))/potencia(abs(tensao), (strtofloat(pagesdlg.
lambda2.text)+1));

result:=strtofloat(pagesdlg.lambda2.text)*(strtofloat(pagesdlg.Vteta_s2.text)-
strtofloat(pagesdlg.Vteta_r2.text))*prod;
        end
    end;

procedure atribui propriedades_insat(ten:fevector);
    var i:integer;
        vimoke:float;
    begin
        for i:= 1 to 1520 do begin // atribui as propriedades da condutividade de
acordo com a posição dos elementos
            if strtofloat(pagesdlg.edit1.text)>elemento[i,eiy] then begin
                Kh[i]:=Kh[i]*Krl(tmedia[i]); //atribui ao elemento a condutividade
insaturada
                Kv[i]:=Kv[i]*Krl(tmedia[i]); //atribui o valor de Kh · matriz que
possui todos os K
            end
            else begin
                Kh[i]:=Kh[i]*Kr2(tmedia[i]); //atribui ao elemento a condutividade
insaturada
                Kv[i]:=Kv[i]*Kr2(tmedia[i]);
            end;
        end;

    end;

    /// VIMOKE ajustamento de Ks

    vimoke:=1.5;
    if pagesdlg.CheckBox13.checked then vimoke:=ajuste_vimoke;
    KV[641]:=Kv[641]*vimoke;KV[642]:=Kv[642]*vimoke;
    KV[721]:=Kv[721]*vimoke;KV[722]:=Kv[722]*vimoke;
    Kh[641]:=Kh[641]*vimoke;Kh[642]:=Kh[642]*vimoke;
    Kh[721]:=Kh[721]*vimoke;Kh[722]:=Kh[722]*vimoke;
    end;

    Procedure Kr_medio(ten:fevector);
    var ii,jj,kk,i:integer;
    Kr: array [1..1520] of real;
    vimoke:real;

    begin
        for i:= 1 to 1520 do begin // atribui as propriedades da condutividade de
acordo com a posição dos elementos

            ii:=round(elemento[i,ni]);
            jj:=round(elemento[i,nj]);
            kk:=round(elemento[i,nk]);
            if strtofloat(pagesdlg.edit1.text)>elemento[i,eiy] then
                begin
                    Kr[i:]=(Krl(ten[ii])+Krl(ten[jj])+Krl(ten[kk]))/3; //atribui ao
elemento a condutividade relativa mEdia
                    Kh[i]:=Kh[i]*Kr[i]; //atribui ao elemento a condutividade
insaturada
                    Kv[i]:=Kv[i]*Kr[i]; //atribui o valor de Kh · matriz que possui
todos os K
                end
            end;
        end;
    end;

```



```

        end
    else
        begin
            Kr[i]:=(Kr2(ten[ii])+Kr2(ten[jj])+Kr2(ten[kk]))/3;//atribui ao
elemento a condutividade insaturada
            Kh[i]:=Kh[i]*Kr[i]; //atribui ao elemento a condutividade insaturada
            Kv[i]:=Kv[i]*Kr[i]; //atribui o valor de Kh · matriz que possui todos
os K
        end;
    end;
// ajusta a condutividade hidráulica nos elementos em redor do dreno
vimoke:=1.5;
if pagesdlg.CheckBox13.checked then vimoke:=ajuste_vimoke;
Kv[641]:=Kv[641]*vimoke;Kv[642]:=Kv[642]*vimoke;
Kv[721]:=Kv[721]*vimoke;Kv[722]:=Kv[722]*vimoke;
Kh[641]:=Kh[641]*vimoke;Kh[642]:=Kh[642]*vimoke;
Kh[721]:=Kh[721]*vimoke;Kh[722]:=Kh[722]*vimoke;

end;

procedure verifica_superficie;
var x:integer;
begin
for x:= 780 to 820 do begin
cond_iniciais_carga(KK,F,x,0)
end;
end;

// determinação da velocidade média aparente (Vx, Vy) em cada elemento
procedure velocidade_media(re:fevector);
var i,e: integer;
dNdx,dNdy: array [1..3] of real;
dhdx,dhdy: real;
begin
setlength (vxe,1521);
setlength (vye,1521);
for i :=1 to 1520 do begin
dNdx[1]:= (elemento[i,ejy]-elemento[i,eky])/(2*elemento[i,area]);
dNdx[2]:= (elemento[i,eky]-elemento[i,eiy])/(2*elemento[i,area]);
dNdx[3]:= (elemento[i,eiy]-elemento[i,ejy])/(2*elemento[i,area]);
dNdy[1]:= (elemento[i,ekx]-elemento[i,ejx])/(2*elemento[i,area]);
dNdy[2]:= (elemento[i,eix]-elemento[i,ekx])/(2*elemento[i,area]);
dNdy[3]:= (elemento[i,ejx]-elemento[i,eix])/(2*elemento[i,area]);
dhdx:=0;
dhdy:=0;
dhdx:=dNdx[1]*re[round(elemento[i,ni]))+
dNdx[2]*re[round(elemento[i,nj]))+dNdx[3]*re[round(elemento[i,nk])];
dhdy:=dNdy[1]*re[round(elemento[i,ni]))+
dNdy[2]*re[round(elemento[i,nj]))+dNdy[3]*re[round(elemento[i,nk])];

vxe[i]:=-Kh[i]*dhdx;
vye[i]:=-Kv[i]*dhdy;
end;

end;

procedure tensao_media(ft:fevector);
var i,a,b,c1:integer;
begin
setlength (tmedia,1521);

for i:=1 to 1520 do
begin

```



```

        a:=round(elemento[i,ni]);
        b:=round(elemento[i,nj]);
        c1:=round(elemento[i,nk]);
        tmedia[i]:=(ft[a]+ft[b]+ft[c1])/3;
    end;
end;

Procedure vector_tensao(var vt:fevector);
var iy,ix,i:integer;
begin
    setlength(vt,821);
    i:=0;
    for iy:=1 to 20 do //número de nós na linha vertical
        begin
            for ix:= 1 to 41 do //número de nós na linha horizontal
                begin
                    i:=1+i;
                    vt[i]:=(prof_imperme/100)-distancia_Z[iy-1]
                end;
            end;
        end;
    end;

Procedure vector_F;//(var g:fevector);
var x:integer;
begin
    for x:=1 to 820 do
        f[x]:=f[x]-vf[x];
    end;

Procedure vector_FV(pZ:integer);
var x:integer;
begin
    setlength(f,821);
    for x:=1 to 820 do
        f[x]:=ftempo[x,pz]-vf[x];
    end;

procedure pressoes_iteracao(x1,f:fevector);
var x:integer;

    begin
        setlength(h1,821);
        for x:=1 to 820 do
            h1[x]:=0.5*(f[x]+x1[x]);
        end;

function iteracao_insat(f,h:fevector):boolean;
var
    i,contador:integer;
begin
    contador:=0;
    For i:=1 to 820 do
        if abs(f[i]-h[i])<0.01 then contador:=contador+1;
        if contador=820 then result:=false else result:=true;
    end;

procedure mostragrafico(hx:fevector);
var i,j,t,contador:integer;

```



```

denominador,numerador:real;
begin
  setlength(tensoes,821,821);
  setlength(hx,821);
  contador:=0;
  // preenche a matriz
  FOR i := 1 TO 20 DO
    BEGIN
      FOR j := 1 To 41 DO BEGIN
        contador:=contador+1;
        tensoes[i,j] := hx[contador];
      END;
    END;

  // verifica alturas a superficie freática- tensao=0.
  contador:=0;
  FOR j := 1 TO 41 DO
    BEGIN
      zinsat[j]:=prof_imperme/100;
      FOR i := 1 To 19 DO BEGIN
        if (tensoes[i,j]>=0) and (tensoes[i+1,j]<0) then begin
          zinsat[j]:=distancia_z[i-1]+tensoes[i,j]; // potencial
        end
      END;
    END;

    tensoes:=nil;

end;

Procedure vector_hidr(carga:fevector);
var iy,ix,i:integer;

begin
  setlength(hidr,821);
  setlength(carga,821);
  i:=0;
  for iy:=1 to 20 do //número de nós na linha vertical
    begin
      for ix:= 1 to 41 do //número de nós na linha horizontal
        begin
          i:=1+i;
          hidr[i]:=carga[i]+distancia_Z[iy-1];
        end;
      end;
    end;

function caudal_dreno:real;
var e1,e2,e3,e4:real;
begin

e1:=(sqrt(sqrt(Vye[721])+sqrt(Vxe[721]))*0.05+sqrt(sqrt(Vye[721])+sqrt(Vxe[721]))*
0.0707)/2/2;

e2:=(sqrt(sqrt(Vye[722])+sqrt(Vxe[722]))*0.05+sqrt(sqrt(Vye[722])+sqrt(Vxe[722]))*
0.0707)/2;

e3:=(sqrt(sqrt(Vye[641])+sqrt(Vxe[641]))*0.05+sqrt(sqrt(Vye[641])+sqrt(Vxe[641]))*
0.05)/2/2;

```



```

result:=(e1+e2+e3);
end;

function caudal_dreno_analitico:real;
var hv,r:real;
begin
r:=strtofloat(pagesdlg.panel8.caption);
result:=(2*PI*(strtofloat(pagesdlg.edit11.text)+strtofloat(pagesdlg.edi
t12.text))/2)*((1+hv))/(ln((zinsat[4]-
prof_imperme/100+profdrenos/100)/r));
end;

procedure capacidade_especifica(ten:fevector);
var i,ii,jj,kk:integer;
a,b,c:real;

begin
for i:= 1 to 1520 do begin
ii:=round(elemento[i,ni]);
jj:=round(elemento[i,nj]);
kk:=round(elemento[i,nk]);

if (strtofloat(pagesdlg.edit1.text)>elemento[i,eiy]) then
begin
a:= (humidadel(ten[ii])-humidadel(ten[ii]-0.1))/((ten[ii]-
(ten[ii]-0.1))); if a=0 then a:=0.00001;
b:= (humidadel(ten[jj])-humidadel(ten[jj]-0.1))/((ten[jj]-
(ten[jj]-0.1))); if b=0 then b:=0.00001;
c:= (humidadel(ten[kk])-humidadel(ten[kk]-0.1))/((ten[kk]-
(ten[kk]-0.1))); if c=0 then c:=0.00001;
ss[i]:=(2*a+b+c)/4;
end
else
begin
a:= (humidade2(ten[ii])-humidade2(ten[ii]-0.1))/((ten[ii]-
(ten[ii]-0.1))); if a=0 then a:=0.00001;
b:= (humidade2(ten[jj])-humidade2(ten[jj]-0.1))/((ten[jj]-
(ten[jj]-0.1))); if b=0 then b:=0.00001;
c:= (humidade2(ten[kk])-humidade2(ten[kk]-0.1))/((ten[kk]-
(ten[kk]-0.1))); if c=0 then c:=0.00001;
ss[i]:=(2*a+b+c)/4;
end

end;

end;// ciclo for

procedure membro_direito_insat(CC:fematriz; Q:fevector;
h0:fevector;deltaT:real;var x1:fevector);

var
x, y : integer;

begin
setlength(x1,821);
setlength(q,821);
for x := 1 to 820 do
x1[x] := (q[x]+((CC[x,x])/deltat)*h0[x]);
end;

```



```

procedure Membro_esquerdo_insat(KK:fematriz;CC:fematriz;deltat:real);
var x,y:integer;
begin
setlength(ME,821,821);
For x:=1 to 820 do
    /// para regime permanente basta ME ser igual a KK
    for y:=1 to 820 do

        ME[x,y]:= (CC[x,y])/deltat+KK[x,y];
end;

Procedure determinaKirkham;
var f1,f2,f3,K,L,R,d,raio,P1,P2,P3,P4:real;
x,m:integer;
begin
L:=distdrenos;
K:= strtofloat(pagesdlg.edit11.text);

R:=strtofloat(pagesdlg.edit5.text);
d:=(prof_imperme-profdrenos)/100;
raio:=strtofloat(pagesdlg.panel8.caption);
f1:=(L*R)/(K*PI);
For x:=1 to 40 do begin
f2:=0;
f2:=ln(sin((PI*distancia_x[x])/L)/(sin(PI*raio)/L));
f3:=0;
For m:=1 to 50 do begin
P1:=cos((m*PI*raio)/(L*0.5));
P2:=cos((m*PI*distancia_x[x])/L);
P3:=exp((-m*PI*d)/(L*0.5));
P4:=sinh((m*PI*d)/(L*0.5));
f3:=f3+(1/m)*(P1-P2)*(P3/P4);
end;

Kirkham[x]:=f1*(f2+f3);
end;

end; //fim do procedimento

function maximoValorConvergencia(f,h:fevector):real;
var
i:integer;
max:real;
begin
max:=0;
For i:=1 to 820 do
if abs(f[i]-h[i])>max then max:=abs(f[i]-h[i]);
result:=max;
end;

procedure cond_iniciais_insat(contador:integer;var F:fevector;h:fevector);
var x:integer;

begin

f:=nil;

cond_iniciais(f);
for x:=780 to 820 do
if h[x]>=0 then
case contador of

```



```

        1: f[x]:=f[x]*0.2;
        2: f[x]:=f[x]*0.4;
        3: f[x]:=f[x]*0.8;
    end;
    if contador>=4 then f[x]:=f[x];
end;

procedure fronteira_atmosf(contador:integer;var h:fevector;var alt:escolha;
derich:escolha);

Var x:integer;
    t:real;

Begin
    t:=tempototal*24;
    if tempototal*24<1 then t:=1;
    if pagesdlg.recarga_var.checked then
        pagesdlg.edit5.text:=floattostr( infil_var[ceil(t)]);
    For x:=1 to 41 do alt[x]:=false; //inicia vector alt.
    For x:= 780 to 820 do //Verifica se a press,,o est. dentro dos valores
fixados
    begin

        if contador>1 then
            if h[x]=0 then // se for uma carga fixa
                if
                    (strtfloat(pagesdlg.edit5.text)<(fxno[x])) then
                        alt[x-779]:=false // desliga a posição para
alterar KK e F
                    else
                        begin
                            h[x]:=0;
                            alt[x-779]:=true;
                        end
                    else

                        if h[x]>0 then
                            begin
                                h[x]:=0;
                                alt[x-779]:=true; // guarda as posições para
alterar KK e F
                            end;
                        end;
                    end;
end;

procedure fluxo_no(h:fevector);

// determina o Q em cada nó da fronteira atmosférica
// altera o vector flno

var linha,coluna: integer;

begin
for linha:=1 to 820 do
    begin
        fxno[linha]:=0;
        for coluna:=1 to 820 do
            fxno[linha]:=fxno[linha]+kkfluxo[linha,coluna]*h[coluna];
        end;
        if h[linha]<>0 then
            fxno[linha]:=fxno[linha]+vf[linha];
    end;
end;

```



```

end;

procedure fixa_cargas(var f:fevector; alt:escolha);
var x:integer;

begin
  cond_iniciais_carga(KK,f,370,0);
  for x:= 1 to 41 do
    if alt[x]=true then cond_iniciais_carga(KK,f,x+779,0);
  end;

procedure caudal_analitico_VG(hidr:fevector;z:integer;var massa:real);

var
  massa_total:real;
  massa_total_anterior:array [1..300] of real;
  x:integer;
begin
  massa_total:=0;
  massa:=0;
  for x:=1 to 820 do
    if strtofloat(pagesdlg.edit1.text)>elemento[x,eiy] then
      massa_total:=massa_total+humidade1(hidr[x])
    else
      massa_total:=massa_total+humidade2(hidr[x]);

    if z=1 then massa:=massa_total
    else
      massa:=massa_total_anterior[z-1]-massa_total;
  end;

function controlo_massa(ten:fevector):real;
// determina o volume de água presente no inicio de determinado tempo de
cálculo
var ii,jj,kk,i:integer;
  H,V:real;
begin
  V:=0;
  for i:= 1 to 1520 do begin

    ii:=round(elemento[i,ni]);
    jj:=round(elemento[i,nj]);
    kk:=round(elemento[i,nk]);
    if strtofloat(pagesdlg.edit1.text)>elemento[i,eiy] then
      H:=(humidade1(ten[ii])+humidade1(ten[jj])+humidade1(ten[kk]))/3
    else
      H:=(humidade2(ten[ii])+humidade2(ten[jj])+humidade2(ten[kk]))/3;
    V:=V+elemento[i,area]*H;
  end;
  result:=V;
end;

end. //unit insat

```


A unidade “CALCULAR” compreende a maioria dos procedimentos fundamentais do cálculo numérico. Possui o procedimento “MATRIZKKGLOBAL” para determinação das matrizes de cada elemento e globais, o procedimento “ATRIBUIPROPRIEDADES”, que distribui por cada nó dos elementos os valores de K_i e resolve o sistema de equações lineares a partir da rotina “RES_SIST_EQU”. Nesta unidade é também determinado vector do membro direito da eq. 2.24, a partir do procedimento “CALCULO_MEMB_DIREITO”. A matriz global e o vector são posteriormente modificados devido à incorporação das condições de fronteira, pelo procedimento “COND_INICIAIS_ADAPTA”.

```

unit calcular;

interface

type
  FEMatriz= array of array of real;
  Fevector=array of real;
  escolha=array [1..41] of boolean;

procedure distancias;
procedure constroimalha;
procedure atribui propriedades;
procedure matrizKKglobal;
PROCEDURE res_sist_equ(a:fematriz;var b:fevector;n:integer);
PROCEDURE cond_iniciais(var FF:fevector);
Procedure cond_iniciais_carga(Var matrizB:Fematriz; Var
fl:fevector;n:integer;carga:real);
function adaptamalha(var a:fematriz):boolean;
procedure guarda_F(f:fevector;var x0:fevector);
function iteracao(f,x0:fevector):boolean;
procedure calculo_memb_esquerdo(KK,CC:fematriz;deltat:real);
procedure calculo_memb_direito(CC:fematriz; var f_anterior:fevector);
procedure cond_iniciais_adapta;
Procedure imprimir_informa;

var
elemento,KK,CC,ME: Fematriz; // KK matriz condutância global CC matriz
capacit,ncia global
Kv,Kh,SS: array [1..1520] of real; // matriz para guardar Ksv, Ksh e S

bj: array [1..1520] of real;
Cn: array [1..820] of real;
F,vf,v,infil_var:fevector;
distancia_X: array [0..40] of real;
distancia_Z: array [0..19] of real;
Z_adapta: array [1..10] of real;
kkfluxo:array [1..820, 1..820] of real;
fluxo_graf: array [1..250] of real;
Rvariavel, Rvariavel_BM:boolean;
maxh,maxi:integer;
ftempo:fematriz;

```

```

fxno: array [1..820] of real;
z_elemento: array [1..1520] of real;
x_elemento: array [1..1520] of real;
potencial_hidraulico:array of array of real;
velocidade_u:array of array of real;
velocidade_v:array of array of real;
tempototal:real;
carga_hidr_dreno:real;

const
eix=1;ejx=2;ekx=3;eiy=4;ejy=5;eky=6;
ni=7;nj=8;nk=9;area=10;

implementation

uses Windows, Messages, Classes, Graphics, Controls, Forms, Dialogs,
  StdCtrls, ExtCtrls, entradadados, comobj,
  SysUtils,math,resultados,imagmalha,impress,printers;

// Fixa o valor das coordenadas x,y de acordo com a geometria do sistema
procedure distancias;
var
x,z:integer;
begin

if pagesdlg.edit7.text='' then carga_hidr_dreno:=0
  else carga_hidr_dreno:=strtofloat(pagesdlg.edit7.text);
distancia_Z[0]:=0;distancia_x[0]:=0;
distancia_x[1]:=0.05;distancia_x[2]:=0.15;distancia_x[3]:=0.25;distancia_x[4]:=0.35;
distancia_x[5]:=0.45;distancia_x[6]:=0.55; distancia_x[7]:=0.65;
for x:=8 to 40 do
  distancia_X[x]:= distancia_X[x-1]+(distdrenos/2-0.65)/33;

distancia_Z[1]:=((prof_imperme/100-(profdrenos/100)-0.3))/5;

for z:=2 to 5 do
distancia_Z[z]:=distancia_Z[z-1]+((prof_imperme/100-(profdrenos/100)-0.3))/5;

distancia_Z[6]:=distancia_Z[5]+0.1;distancia_Z[7]:=distancia_Z[6]+0.1;distancia_Z[8]:=distancia_Z[7]+0.05;
distancia_Z[9]:=distancia_Z[8]+0.05;distancia_Z[10]:=distancia_Z[9]+0.05;
distancia_Z[11]:=distancia_Z[10]+0.05;distancia_Z[12]:=distancia_Z[11]+0.1;
distancia_Z[13]:=distancia_Z[12]+0.1;

for z:= 14 to 19 do
  distancia_Z[z]:=distancia_Z[z-1]+((profdrenos/100)-0.3)/6;

end;

//Determinação das coordenadas de cada nó para cada elemento e do número dos nós que fazem parte do elemento
//tratamento da discretização abaixo dos drenos. 80 elementos em duas linhas de 40 elementos cada

procedure constroimalha;
var iy,ix,nq,m1,m2,i:integer;
xyno: array of array of real;
E1: array [1..1521,1..2] of real;
begin
xyno:=nil;
elemento:=nil;

```

```

setlength(elemento,1521,11); /// verificar o número de elementos
setlength(xyno,821,4);
i:=0;
for iy:=1 to 20 do ///número de nós na linha vertical
begin
  for ix:= 1 to 41 do ///número de nós na linha horizontal
  begin
    i:=1+i;
    xyno[i,1]:=(iy-1)*41+ix; ///numero do nó}
    xyno[i,2]:=distancia_x[ix-1]; ///coordenada x do nũ
    xyno[i,3]:=distancia_Z[iy-1]

  end;
end;
/// Caracterização dos elementos

i:=0;
for iy:=1 to 19 do ///número de bandas verticais
begin
  for ix:= 1 to 40 do ///número de bandas horizontais

  begin
    i:=1+i;
    nq:=(iy-1)*40+ix; ///número do quadrado
    m1:=2*nq-1; ///número do triângulo impar
    m2:=2*nq; ///número do triângulo par

    if m1=81 then i:=42;if m1=161 then i:=83; if m1=241 then
i:=124;
    if m1=321 then i:=165;if m1=401 then i:=206; if m1=481 then
i:=247;
    if m1=561 then i:=288;if m1=641 then i:=329; if m1=721 then
i:=370;
    if m1=801 then i:=411;if m1=881 then i:=452; if m1=961 then
i:=493;
    if m1=1041 then i:=534;if m1=1121 then i:=575;if m1=1201 then
i:=616;
    if m1=1281 then i:=657;if m1=1361 then i:=698;if m1=1441 then
i:=739;
    if m1=1521 then i:=780;
    ///preenchimento dos dados.
    elemento[m1,eix]:=xyno[i,2];
    elemento[m1,ejx]:=xyno[(i+42),2];
    elemento[m1,ekx]:=xyno[(i+41),2];
    elemento[m1,eiy]:=xyno[i,3];
    elemento[m1,ejy]:=xyno[(i+42),3];
    elemento[m1,eky]:=xyno[(i+41),3];
    elemento[m1,ni]:=xyno[i,1];
    elemento[m1,nj]:=xyno[i+42,1];
    elemento[m1,nk]:=xyno[i+41,1];
    z_elemento[m1]:= elemento[m1,eiy]+(elemento[m1,eky]-
elemento[m1,eiy])/2;
    x_elemento[m1]:= xyno[i,2]+(xyno[(i+42),2]-xyno[i,2])/2;

    elemento[m2,eix]:=xyno[i,2];
    elemento[m2,ejx]:=xyno[i+1,2];
    elemento[m2,ekx]:=xyno[(i+42),2];
    elemento[m2,eiy]:=xyno[i,3];
    elemento[m2,ejy]:=xyno[(i+1),3];
    elemento[m2,eky]:=xyno[(i+42),3];
    elemento[m2,ni]:= xyno[i,1];
    elemento[m2,nj]:= xyno[i+1,1];
    elemento[m2,nk]:= xyno[i+42,1];

```

```

                z_elemento[m2]:= elemento[m2,ejy]+(elemento[m2,eky]-
elemento[m2,ejy])/2;
                x_elemento[m2]:= xyno[i,2]+(xyno[(i+1),2]-xyno[i,2] )/2;

                end;
            end;

            //cálculo da área de cada elemento

            for i:=1 to 1520 do

                begin
                    E1[i,1]:=elemento[i,ejx]*elemento[i,eky]-
                    elemento[i,ekx]*elemento[i,ejy];
                    E1[i,2]:=-elemento[i,eix]*(elemento[i,eky]-
                    elemento[i,ejy])+elemento[i,eiy]*(elemento[i,ekx]-elemento[i,ejx]);
                    elemento[i,area]:= 0.5*(E1[i,1]+E1[i,2]);
                end;
            end;
        // fim do procedimento malha

        // atribui a condutividade hidráulica horiz. e vert. a cada elemento
        procedure atribui propriedades;

        var
            CKH,CKV: array [1..5] of real;
            LIMITE: array [1..6] of real;
            x,j,i:integer;
            coefangular,angulo,coordenadax,segmento,segmento1,A1,A2,A3,A4:real;
        begin
            // inicialização das matrizes com a condutividade hidráulica
            if pagesdlg.checkbox7.checked then
                for x:= 1 to 1520 do begin
                    kh[x]:=strtofloat(pagesdlg.edit11.text);
                    kv[x]:=strtofloat(pagesdlg.edit12.text);
                    if pagesdlg.checkbox3.checked then
                        SS[x]:=strtofloat(pagesdlg.edit2.text);

                end

            // atribui os valores introduzidos de KV e Kh
            else
                begin

                CKH[1]:=strtofloat(pagesdlg.edit11.text);CKV[1]:=strtofloat(pagesdlg.edit12.te
                xt); Limite[1]:=strtofloat(pagesdlg.edit10.text);

                CKH[2]:=strtofloat(pagesdlg.edit13.text);CKV[2]:=strtofloat(pagesdlg.edit14.te
                xt); Limite[2]:=strtofloat(pagesdlg.edit1.text);
                Limite[3]:=0;

                for i:= 1 to 1520 do begin // atribui as propriedades da condutividade de
                acordo com a posição dos elementos

                    if (Limite[2]>elemento[i,eiy]) then begin

                        Kh[i]:=CKH[2];Kv[i]:=CKV[2];
                        if pagesdlg.checkbox3.checked then
                            SS[i]:=strtofloat(pagesdlg.edit2.text); //atribui o valor de Kh
                        à matriz que possui todos os K
                    end
                    else begin

```

```

        Kh[i]:=CKH[1];Kv[i]:=CKV[1];
        if pagesdlg.checkbox3.checked then
            SS[i]:=strtofloat(pagesdlg.edit4.text);
        end;
    end;
end;
end;
// fim do primeiro if

// aplicaçao do factor de correção de Vimoke.
KV[721]:=Kv[721]*2;KV[722]:=Kv[722]*2;//KV[244]:=Kv[244]*2; KV[642]:=Kv[642]*2
Kh[721]:=Kh[721]*2;Kh[722]:=Kh[722]*2;//Kh[244]:=Kh[244]*2;Kh[642]:=Kh[642]*2
end; // fim do procedimento para atribuir propriedades.

// ***** Procedimento para calcular a matriz de massa e condutividade *****

procedure matrizKKglobal;

var
K: array [1..3,1..3] of real; // matriz condutância de cada elemento
C: array [1..3,1..3] of real; // matriz de massa de cada elemento
v:array [1..3] of real;

aj,cj,bk,ck,ak,bi,ci,fx,fy,s:real;
b,cl,a,i: integer;

begin

setlength(kk,821,821);
setlength(CC,821,821);
setlength(Vf,821);

for i:=1 to 1520 do //Cálculo dos factores da matriz condutância
begin

    bi:= elemento[i,ejy]-elemento[i,eky];
    ci:= elemento[i,ekx]-elemento[i,ejx];
    bj[i]:= elemento[i,eky]-elemento[i,eiy];
    cj:= elemento[i,eix]-elemento[i,ekx];
    bk:= elemento[i,eiy]-elemento[i,ejy];
    ck:= elemento[i,ejx]-elemento[i,eix];

    //cálculo do factor que multiplica pela matriz condutância

    fx:= Kh[i]/(4*elemento[i,area]);
    fy:= Kv[i]/(4*elemento[i,area]);

    //preenchimento da condutância para cada elemento

    K[1,1]:=(sqr(bi)*fx)+(fy*sqr(ci));
    K[1,2]:=(fx*bi*bj[i])+(fy*ci*cj);
    K[1,3]:=(fx*bi*bk)+(fy*ci*ck);
    K[2,1]:=(fx*bj[i]*bi)+(fy*cj*ci);
    K[2,2]:=(sqr(bj[i])*fx)+(fy*sqr(cj));
    K[2,3]:=(fx*bj[i]*bk)+(fy*cj*ck);
    K[3,1]:=(fx*bk*bi)+(fy*ck*ci);
    K[3,2]:=(fx*bk*bj[i])+(fy*ck*cj);
    K[3,3]:=(sqr(bk)*fx)+(fy*sqr(ck));

    //preenchimento da matriz condutância GLOBAL KK

    a:=round(elemento[i,ni]);

```



```

b:=round(elemento[i,nj]);
c1:=round(elemento[i,nk]);

KK[a,a]:=KK[a,a]+K[1,1];
KK[b,b]:=KK[b,b]+K[2,2];
KK[c1,c1]:=KK[c1,c1]+K[3,3];
KK[a,b]:=KK[a,b]+K[1,2];
KK[a,c1]:=KK[a,c1]+K[1,3];
KK[b,a]:=KK[b,a]+K[2,1];
KK[b,c1]:=KK[b,c1]+K[2,3];
KK[c1,a]:=KK[c1,a]+K[3,1];
KK[c1,b]:=KK[c1,b]+K[3,2];

//Preenchimento da matriz de massa para cada elemento - formulação lumped
if pagesdlg.checkbox3.checked or Rvariavel=true then
begin
  c[1,1]:= (ss[i]*elemento[i,area])/3;
  c[2,2]:= (ss[i]*elemento[i,area])/3;
  c[3,3]:= (ss[i]*elemento[i,area])/3;
end;

  if Rvariavel_BM=true then
  begin
    c[1,1]:=elemento[i,area]/3;
    c[2,2]:=elemento[i,area]/3;
    c[3,3]:=elemento[i,area]/3;
  end;

//Preenchimento da matriz de massa GLOBAL CC

  cc[a,a]:=cc[a,a]+c[1,1];
  cc[b,b]:=cc[b,b]+c[2,2];
  cc[c1,c1]:=cc[c1,c1]+c[3,3];

//preenchimento do vector força
if pagesdlg.checkbox4.checked=true then begin

  V[1]:=0.5*Kv[i]*ci;
  V[2]:=0.5*Kv[i]*cj;
  V[3]:=0.5*Kv[i]*ck;
  Vf[a]:=Vf[a]+v[1];
  Vf[b]:=Vf[b]+v[2];
  Vf[c1]:=Vf[c1]+v[3];
end;// if
end;

end;

procedure apagarLinhaColunaMatriz(var matrizA:FEmatriz;n:integer);
Var x,y:integer;

Begin
for x:=1 to 820-n do begin
  for y:= 1 to 820-n do begin
    KK[x,y]:=KK[x+n,y+n];
    CC[x,y]:=CC[x+n,y+n];
  end;end;
setlength(kk,821-n,821-n);
setlength(CC,821-n,821-n);
end;

/// /// /// /// construção do vector fluxo F /// /// /// /// ///

PROCEDURE cond_iniciais(var FF:fvector);

```

```

var      m,no,cont,x: integer;
         infil,dist1,dist2,t: real;
         mi: array [1..40] of real;
Begin
cont:=0;
  setlength(ff,821); // (array 821) menos 41 da camada impermeável
  no:=780; // o primeiro nó da superfície freática
  cont:=0;
  t:=tempototal*24;
  if tempototal*24<1 then t:=1;
  if pagesdlg.recarga_var.checked then // se a recarga for variável no
tempo...
  pagesdlg.edit5.text:=floattostr(infil_var[ceil(t)]);

  if pagesdlg.edit3.text='' then
  infil:=strtofloat(pagesdlg.edit5.text)

  else
  infil:=strtofloat(pagesdlg.edit3.text);
  if pagesdlg.CheckBox9.checked then
  infil:=0;

for x:=780 to 820 do begin
  dist1:= distancia_x[(x+1)-780]-distancia_x[x-780];
  mi[x-779]:=((infil)*(dist1/2));
  ff[x]:=mi[x-779];
  if (x>780) and (x<820) then
  ff[x]:= mi[x-779]+mi[x-780];
end;
  ff[820]:=ff[819]/2;
end;

Procedure cond_iniciais_carga(Var matrizB:Fematriz;Var
fl:fevector;n:integer;carga:real);
var x:integer;
Begin
setlength(fl,821);

for x:= 1 to 820 do begin
fl[x]:=fl[x]-carga*matrizB[x,n];
matrizB[n,x]:=0;
matrizB[x,n]:=0;
end;
matrizB[n,n]:=1;
fl[n]:=carga;
End;

// ///// RESOLUÇÃO DO SISTEMA DE EQUAÇÕES LINEARES///// /////

PROCEDURE res_sist_equ(a:fematriz;var b:fevector;n:integer);
const
tiny=1.0e-20;

VAR
  k,j,imax,i,ii,ip: integer;
  sum,dum,big: real;
  vv: fevector;
  indx: array of integer;

```

```

BEGIN

setlength(vv,821);
sum:=0;
imax:=0;
setlength(indx,n+1);
d := 1.0;
FOR i := 1 TO n DO BEGIN

    big := 0.0;
    FOR j := 1 TO n DO IF (abs(a[i,j]) > big) THEN big := abs(a[i,j]);
    IF (big = 0.0) THEN BEGIN
        ShowMessage('Resolução da matriz impossível (matriz singular) ');
    END;
    vv[i] := 1.0/big
END;
FOR j := 1 TO n DO BEGIN
    FOR i := 1 TO j-1 DO BEGIN
        sum := a[i,j];
        FOR k := 1 TO i-1 DO BEGIN
            sum := sum-a[i,k]*a[k,j]
        END;
        a[i,j] := sum
    END;
    big := 0.0;
    FOR i := j TO n DO BEGIN
        sum := a[i,j];
        FOR k := 1 TO j-1 DO BEGIN
            sum := sum-a[i,k]*a[k,j]
        END;
        a[i,j] := sum;
        dum := vv[i]*abs(sum);
        IF (dum > big) THEN BEGIN
            big := dum;
            imax := i ;
        END
    END;
    IF (j <> imax) THEN BEGIN
        FOR k := 1 TO n DO BEGIN
            dum := a[imax,k];
            a[imax,k] := a[j,k];
            a[j,k] := dum
        END;
        d := -d;
        vv[imax] := vv[j]
    END;
    indx[j] := imax;
    IF (a[j,j] = 0.0) THEN a[j,j] := tiny;
    IF (j <> n) THEN BEGIN
        dum := 1.0/a[j,j];
        FOR i := j+1 TO n DO BEGIN
            a[i,j] := a[i,j]*dum
        END
    END
END
END;

{*****}
}
sum:=0;
ii := 0;
FOR i := 1 TO n DO BEGIN

```



```

ip := indx[i];
sum := b[ip];
b[ip] := b[i];
  IF (ii <> 0) THEN BEGIN
    FOR j := ii TO i-1 DO BEGIN
      sum := sum-a[i,j]*b[j];
    END;
  end
  ELSE IF (sum <> 0.0) THEN BEGIN
    ii := i
  END;
b[i] := sum
END;

FOR i := n DOWNTO 1 DO BEGIN

  sum := b[i];
  IF (i < n) THEN BEGIN
    FOR j := i+1 TO n DO BEGIN
      sum := sum-a[i,j]*b[j];
    END;
  END;
  b[i] := sum/a[i,i]
END;

vv:=nil;
END;

procedure guarda_F(f:fevector;var x0:fevector);
var
  i:integer;
Begin
  x0:=nil;
  setlength(x0,821);
  for i:=1 to 820 do
    x0[i]:=f[i];

end; // procedimento guarda_f

function adaptamalha(var a:fematriz):boolean;

var
  x, parar,nq,m1,m2:integer;
  dx,dxx,incr1,incr2,base,A1,A2,minimo,adpt:real;
  iy,ix,i:integer;
  bandeira:boolean;
Begin
dx:=0;parar:=0;dxx:=0; minimo:=0; bandeira:=false; incr1:=0; incr2:=0;

base:=(prof_imperme-profdrenos)/100;
adpt:=(minimo-base)/10;
// alteração da malha acima dos drenos
for iy:=10 to 19 do //número de bandas verticais
  begin
    incr1:=incr1+(minimo-base)/10;
    incr2:=0;
    z_adapta[iy-9]:=incr1+base;
    for ix:= 1 to 40 do
      begin //número de bandas horizontais
        incr2:=(f[779+ix]-base)/10*(iy-9); // incremento debaixo da parábola

```



```

nq:=(iy-1)*40+ix; //número do quadrado
m1:=2*nq-1; //número do triângulo impar
m2:=2*nq; //número do triângulo par

begin
a[m1,eiy]:=base+incr2-(base/10);
a[m2,eiy]:=a[m1,eiy];
a[m2,ejy]:=a[m1,eiy];
a[m1,ejy]:=base+incr2;
a[m1,eky]:=a[m1,ejy];
a[m2,eky]:=a[m1,ejy];
end;
end;
// incremento no caso de ser limitado pelo mínimo
end;

//cálculo da área de cada elemento

for i:=600 to 1520 do

begin
A1:=a[i,ejx]*a[i,eky]-a[i,ekx]*a[i,ejy];
A2:=-a[i,eix]*(a[i,eky]-a[i,ejy])+a[i,eiy]*(a[i,ekx]-
a[i,ejx]);
a[i,area]:= 0.5*(A1+A2);
end;

result:=true;
end;

function iteracao(f,x0:fvector):boolean ;
var
i,contador:integer;
begin
contador:=0;
For i:=780 to 820 do
if abs(f[i]-x0[i])<0.01 then contador:=contador+1;
if contador=41 then result:=false else result:=true;
end;

procedure calculo_memb_esquerdo(KK,CC:fematriz;deltat:real);
var x,y:integer;
begin
setlength(ME,821,821);
For x:=1 to 820 do
for y:=1 to 820 do
ME[x,y]:=CC[x,y]+deltat*KK[x,y];

end;

procedure calculo_memb_direito(CC:fematriz; var f_anterior:fvector);

var
x, y : integer;
sum : real;
begin
for x := 1 to 820 do
begin
sum := 0.0;
for y := 1 to 820 do
sum := sum + CC[x,y] * f_anterior[y];

```



```

        f_anterior[x] := sum;
    end;
end;

procedure cond_iniciais_adapta;
Begin
    cond_iniciais_carga(KK,F,780,Z_adapta[10]);
    cond_iniciais_carga(KK,F,739,Z_adapta[9]);

    cond_iniciais_carga(KK,F,698,Z_adapta[8]);
    cond_iniciais_carga(KK,F,657,Z_adapta[7]);
    cond_iniciais_carga(KK,F,616,Z_adapta[6]);
    cond_iniciais_carga(KK,F,575,Z_adapta[5]);
    cond_iniciais_carga(KK,F,534,Z_adapta[4]);
    cond_iniciais_carga(KK,F,493,Z_adapta[3]);
    cond_iniciais_carga(KK,F,452,Z_adapta[2]);
    cond_iniciais_carga(KK,F,411,Z_adapta[1]);
    cond_iniciais_carga(KK,F,370,distancia_z[9]);

end;

Procedure imprimir_informa;
var proj_nome:string;
    linha,coluna:integer;
begin
    linha:=80;
    coluna:=100;
    fimprimir.showmodal;
    printer.canvas.font.name:='Times New Romam';
    proj_nome:=fimprimir.proj.text;
    printer.canvas.font.size:=14;
    printer.canvas.textout(400,100,'DRENAFEM - MODELAÇÃO MATEMÁTICA DA
DRENAGEM');
    printer.canvas.textout(680,200,'PELO M.TODO DOS ELEMENTOS FINITOS');
    printer.canvas.font.size:=12;
    printer.canvas.textout(Coluna,400,'Nome do Projecto: '+proj_nome);
    printer.canvas.font.size:=10;
    printer.canvas.textout(Coluna+1800,400,(DateToStr(Date)));
    printer.canvas.textout(Coluna+2400,400,(FormatDateTime('hh:mm:ss AM/PM',
Now)));
    printer.canvas.textout(Coluna,linha+400,'Dist,nncia dos drenos:
'+floattostr(distdrenos)+' m');
    printer.canvas.textout(coluna,linha*2+400,'Profundidade dos drenos:
'+floattostr(profdrenos/100)+' m');
    printer.canvas.textout(coluna,linha*3+400,'Profundidade do imperme:
'+floattostr(prof_imperme/100)+' m');
    printer.canvas.textout(coluna,linha*4+400,'Raio efectivo do dreno:
'+floattostr(strtfloat(pagesdlg.panel8.caption))+' m');
    if pagesdlg.checkbox4.checked then
    printer.canvas.textout(coluna,linha*5+400,'Simulação a partir do regime
permanente');
    if pagesdlg.checkbox6.checked then
    printer.canvas.textout(coluna,linha*6+400,'Simulação de modelo Saturado-
Insaturado.') else printer.canvas.textout(coluna,linha*6+400,'Simulaã,,o de
modelo exclusivamente saturado.');
```



```
if pagesdlg.checkbox11.checked then
printer.canvas.textout(coluna,linha*9+400,'Simulação a partir do regime
permanente');
printer.canvas.textout(coluna,linha*10+400,'Infiltração constante de: ' );
printer.canvas.font.size:=6;
printer.canvas.textout(400,3900,'Paulo Castanheira 2002(c) -
pcastanheira@esa.ipcb.pt - Escola Superior Agrária de Castelo Branco. Unidade
Departamental de Engenharia Rural.');
```

end;

end.

3.4. Conclusões

O modelo DRENAFEM pretende trazer a versatilidade dos métodos numéricos, na solução do escoamento em meios porosos, para os problemas de drenagem subsuperficial em meio heterogéneo e anisotrópico. O modelo, escrito em Delphi 5 da Borland®, está estruturado em unidades e procedimentos que poderão ser facilmente adaptados a outras rotinas de escoamento em meios porosos.

A interface com o utilizador pretende ser simples, mesmo minimalista, restringindo a quantidade de dados necessários do problema ao mínimo essencial. O programa não proporciona o uso de ficheiros de dados e resultados, mas permite a exportação dos resultados para o popular formato MS Excel, para posterior tratamento como convier ao utilizador.

Os melhoramentos a introduzir futuramente no modelo são essencialmente na eficácia da conservação de massa, sobretudo em superfícies freáticas muito perto do dreno, onde grande parte do escoamento é realizado em meio não saturado e na introdução de um módulo para análise do escoamento de solutos no sistema. Este módulo, poderá usar a grande maioria das rotinas disponíveis, nomeadamente as rotinas de cálculo matemático como sejam as de construção da malha e a solução de sistemas de equações. O código poderá ser revisto no sentido de otimizar a performance do cálculo diminuindo os tempos de execução.

A implementação de um sistema automático de calibração dos resultados é também desejável, embora seja contrário ao espírito de facilidade de utilização deste modelo. Um dos problemas do modelo é precisamente a estimativa correcta dos parâmetros em situações reais de drenagem, sendo necessária a calibração dos valores introduzidos, uma rotina de optimização poderá ser a solução para estas situações.

Outra capacidade que futuramente poderá ser considerada é a do problema inverso, isto é, a partir da posição da superfície freática estimar valores da condutividade hidráulica e/ou parâmetros dos modelos de retenção, que proporcionem a distribuição de potenciais totais originalmente considerados.

CAPÍTULO 4 – DELINEAMENTO EXPERIMENTAL E OBSERVAÇÕES

4.1 Introdução

A utilização com segurança de um modelo numérico requer a sua validação com dados obtidos no terreno, que permitam não só a sua ratificação como também, tendo em conta a elevada variabilidade dos parâmetros físicos do solo, uma eventual calibração dos principais parâmetros introduzidos.

Para efeito de validação e calibração do modelo DRENAFEM, instalaram-se dois campos de ensaio em sistemas de drenagem implementados há vários anos. Os ensaios localizaram-se na Lezíria de Vila Franca de Xira e no *polder* piloto do Baixo Vouga Lagunar. Ambos os locais têm características semelhantes, possuem relevo plano e os solos têm origem em depósitos fluviais e/ou marinhos. De acordo com os elementos disponíveis referentes às características físicas e químicas dos solos, o solo da Lezíria de Vila Franca apresenta perfil homogêneo, enquanto que no Baixo Vouga Lagunar, a observação no local evidenciou uma diferenciação no perfil, que levou a considerar o aluvião de perfil heterogêneo, composto por duas camadas bem definidas.

Ortogonalmente à linha do dreno instalou-se uma bateria de piezômetros para observação das cargas hidráulicas entre o dreno e a meia distância entre drenos. O caudal do dreno foi medido pelo método volumétrico e a precipitação diária obtida junto das estações automáticas do INAG.

No local dos ensaios recolheram-se amostras de solo para determinação da condutividade hidráulica saturada vertical e horizontal, bem como amostras perturbadas para a determinação das curvas de retenção e dos respectivos parâmetros de modelos de retenção de humidade no solo e condutividade hidráulica.

4.2 Instalação dos ensaios e medições

4.2.1 Vila Franca de Xira

O sistema de drenagem da Lezíria Grande de Vila Franca é constituído por 3 blocos principais, com instalação de drenagem subsuperficial e superficial, dos quais apenas o Bloco III com a extensão de 1.018 ha, está totalmente equipado. O sistema de drenagem dos solos da zona a Norte da EN 10 da Lezíria Grande de Vila Franca de Xira é constituído por uma rede principal do tipo malhado, correspondente às valas primárias (Esteiro do Ruivo e Canal Principal) e secundárias, à qual aflui um conjunto de colectores terciários. Duas estações elevatórias de enxugo (Estações Elevatórias do Ruivo e do Conchoso) estrategicamente implantadas fazem a transferência dos caudais de drenagem para o Rio Tejo. Completando este esquema, existe um sifão invertido e uma série de comportas que permitem o controle dos planos de água nas diferentes zonas a drenar.

Foi instalada uma bateria de piezômetros perpendicularmente a um dreno localizado na parcela 20A, do no bloco III. Esta parcela tem a área de 64 ha e é integralmente drenada por drenos subterrâneos, instalados à profundidade média de 1.2 m e distanciados de 20 m. O dreno usado no ensaio tem o comprimento de 200 m, um declive de instalação de 0.001 m m^{-1} e não foi instalado com filtro envolvente.

O solo no local do ensaio corresponde à unidade F da carta de solos do projecto da Lezíria de Vila Franca, constituído por depósitos fluviais e marítimos recentes, com camadas de textura fina, uniformes e por isso considerado de perfil homogéneo. Sem um processo pedogenético definido por serem solos incipientes, sujeitos anualmente a estratificação de sedimentos e de textura franco-argilo-limosa. É um solo predominantemente calcário, com drenagem original classificada de imperfeita a moderada. A salinidade é também moderada. A altura média destes solos é de 1 m acima do nível médio do Tejo e o local estava inculto durante o período de recolha de dados, que decorreu nos meses de Novembro e parte de Dezembro de 2002, interessando sobretudo um período de observações diárias sucessivas, para efeito de ensaio. O solo possuía vegetação rasteira que cobria toda a área da parcela. Para efeito de drenagem subsuperficial considerou-se que o imperme se situa a profundidade infinita, isto é sempre superior a $1/6$ da distância entre drenos, ou seja, 3.33 m.

Foram instalados 5 piezómetros em linha, com os piezómetros das extremidades situados na linha do dreno e à meia distância entre drenos. Os restantes três foram instalados respectivamente a 1.25 m, 2.5 m e 5 m a partir da linha do dreno. A profundidade de instalação foi de sensivelmente 1.2 m, de acordo com a Figura 16.

Os piezómetros instalados consistiam num tubo plástico de 50 mm de diâmetro, perfurado e assente na base de um furo aberto no solo com um trado, sendo o resto deste furo, entre o solo e a parede do piezómetro, preenchido com gravilha e areia.

Na determinação do nível da superfície freática foi usada uma sonda com escala em centímetros, em cuja extremidade acabavam dois fios condutores ligados a um multímetro. Quando introduzido dentro do piezómetro e essa extremidade entra em contacto com a água fecha o circuito eléctrico e o multímetro regista a existência de água. A profundidade desta é depois medida na respectiva régua, para posteriormente determinar a carga hidráulica no ponto de observação. Do que nos foi dado a observar com a utilização desta sonda o método funciona com uma precisão de sensivelmente 0.01 m. O caudal do dreno foi obtido através de um método volumétrico simples, que consistia na recolha de determinado volume de água por determinado período de tempo, sendo o valor final a média aritmética de três observações.

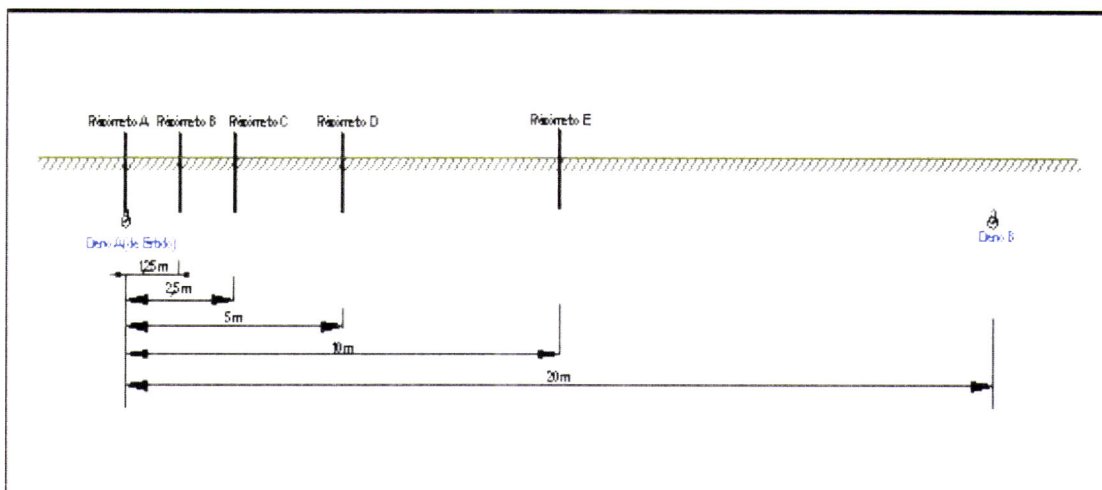


Figura 16 – Esquema de instalação dos piezômetros na Lezíria de Vila Franca

As observações da carga hidráulica, caudal dos drenos e precipitações foram realizadas por um período de 19 dias consecutivos e encontram-se representadas na Figura 17.

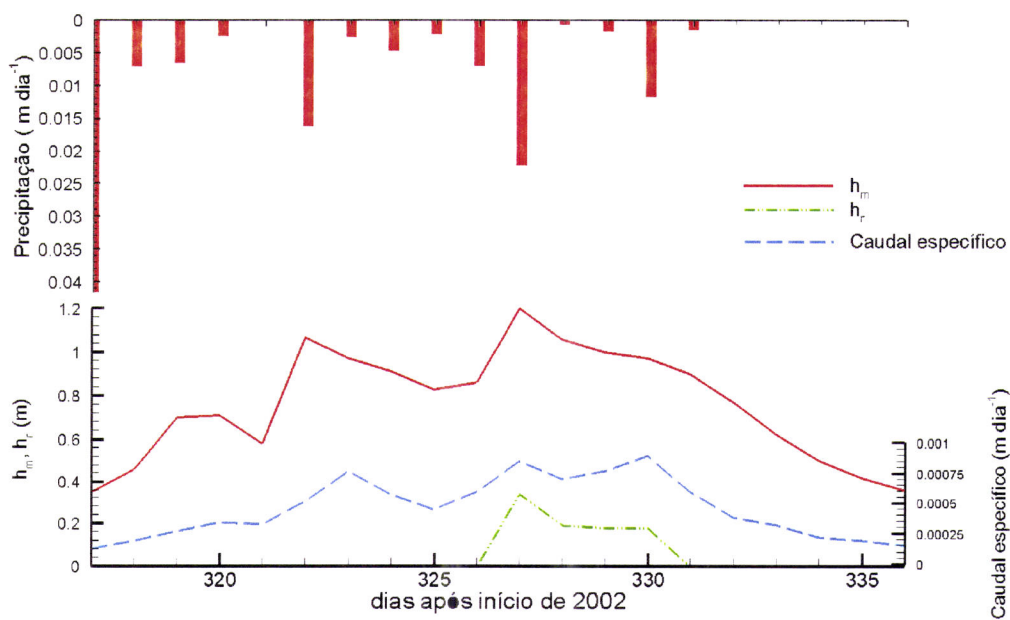


Figura 17 - Evolução temporal de h_m , h_r e caudal específico em Vila Franca de Xira.

Durante o período de observações e de um modo geral, a carga a meia distância entre drenos foi sempre elevada, devido às fortes precipitações que ocorreram nesse período. Por duas vezes, a precipitação ultrapassou os 20 mm, tendo mesmo chegado no início das medições ao valor de 40 mm. Curiosamente só no segundo pico de precipitação (22 mm) se registou a existência de carga hidráulica no plano vertical do dreno. Isto acontece porque, nesse momento, o perfil do solo acima do dreno continha maior volume de água do que no início das observações, onde a superfície freática estava praticamente ao nível dos drenos. O caudal específico no dreno, isto é, o quociente entre o volume e a área drenada, acompanhou as alturas precipitadas, indicando um bom funcionamento do sistema de drenagem.

4.2.2 Baixo Vouga Lagunar (*Polder* Piloto).

O Baixo Vouga Lagunar situa-se na parte terminal da bacia do Rio Vouga e tem uma área de 4.600 ha. Apresenta vales extensos e largos de cota baixa, frequentemente sujeitos a inundações. O seu regime hídrico é também influenciado pelo mar, através do efeito das marés. É frequente a água do mar penetrar nos esteiros, galgar as motas e invadir os campos agrícolas. Os solos estão, por isso, bastante sujeitos a salinização.

Neste contexto, foi implementado, nos anos 80, pela ex IHERA um projecto de drenagem superficial e subsuperficial, com o objectivo de evitar os estrangulamentos referidos, do qual o chamado *polder* piloto foi até agora a única estrutura realizada.

O ensaio, para obter as cargas hidráulicas da superfície freática entre dois drenos consecutivos e os caudais do dreno, foi instalado numa unidade de solo *Fwg*, segundo a classificação do estudo dos solos do *polder* piloto, cujo perfil tipo possui as seguintes características: solo formado por sedimentos aluvionares modernos, transportados por acção fluvial, de textura mediana na camada até aos 30 cm de profundidade, com variação brusca desta textura em profundidade para textura mais ligeira que se prolonga os 110 cm de profundidade. (Nogueira, 1996). Para efeito de obtenção das amostras do solo considerou-se um primeiro horizonte dos 0-0.3m e um segundo

horizonte dos 0.3-1 m. A falta de meios logísticos e de autorização do proprietário da parcela não nos permitiu obter amostras a maiores profundidades.

O dreno seleccionado foi o 89 na parcela de drenagem 31. Situa-se a uma profundidade média de 0.7 m, com uma distância entre drenos de 25 m, um declive de 0.001 m m^{-1} e um comprimento de 250 m. Trata-se de um dreno em PVC corrugado, envolvido em geotextil, instalado em 1986. A ponteira do dreno está munida de dispositivo para impedir a entrada de pequenos animais. No período de obtenção de dados a parcela estava coberta por pastagem natural.

Medições preliminares, conduzidas pelo autor, indicaram que o comportamento do dreno era claramente não ideal, devido a cargas demasiado elevadas no seu plano vertical. Por vezes a superfície freática chegou a ser plana, sintoma do mal funcionamento do dreno. A causa provável para a elevada resistência à entrada de água prende-se com a colmatção dos orifícios do dreno devido a precipitados de ferro e/ou declive irregular na instalação. A opção de instalação de uma bateria de piezómetros numa só linha, limitava o estudo do comportamento da superfície freática por nessa linha o dreno poder estar precisamente mais colmatado que noutros locais. Deste modo instalaram-se mais duas linhas de baterias de piezómetros, tentando colocá-los o mais próximo do dreno e do exacto local da meia distância do dreno (Figura 19). A possibilidade de utilizar ainda outro dreno, para instalação de mais piezómetros, não se concretizou por não haver mais locais disponíveis no *polder*.

Apesar de considerar-mos, para efeito prático, a superfície do solo como plana, após a instalação dos piezómetros, procedeu-se à determinação da cota da superfície do solo da local de instalação de cada piezómetro bem como da cota da ponteira do dreno e do seu rumo, para maior rigor na localização da superfície freática e do dreno, respectivamente. Este aspecto constituiu um refinamento relativamente ao que foi utilizado na lezíria de Vila Franca.

Foram realizadas medições do caudal e da carga hidráulica em 38 dias consecutivos de modo semelhante ao utilizado na lezíria de Vila Franca. Utilizou-se uma sonda graduada na medição da carga hidráulica e o método volumétrico na obtenção dos caudais do dreno, os valores de precipitação foram fornecidos pelo INAG e são relativos a uma estação meteorológica situada na Murtosa, muito perto e com

condições idênticas ao local de ensaio. Devido à variabilidade das cargas que a colmatagem do dreno provoca bem como do desconhecimento exacto da localização do dreno, escolheram-se para cada dia de observações, os 3 valores mais baixos e mais elevados da superfície freática, resultando a determinação de h_r e h_m (pag.84) da média aritmética destas observações. Os valores obtidos registaram-se no Figura 18.

Durante todo o período de observação, que decorreu em Março e Abril de 2003, a superfície freática nunca atingiu a superfície do solo e por isso o solo nunca chegou a estar completamente saturado em todo o perfil. Verifica-se também que no momento de subida da superfície freática, em especial durante as precipitações mais elevadas, esta é praticamente plana, reforçando a evidência do comportamento não ideal do dreno.

De acordo com a Figura 18 a relação q/K_s foi superior à unidade em vários dias das observações. Nesta situação, há duas hipóteses a considerar: i) uma parte da precipitação que não se infiltra e esco superficialmente ou ii) permanece retida no micro-relevo do solo a infiltrar à taxa de infiltração básica, igual a K_s .

A segunda hipótese é mais provável devido ao relevo ser praticamente plano e, por isso, não permitir o escoamento superficial.

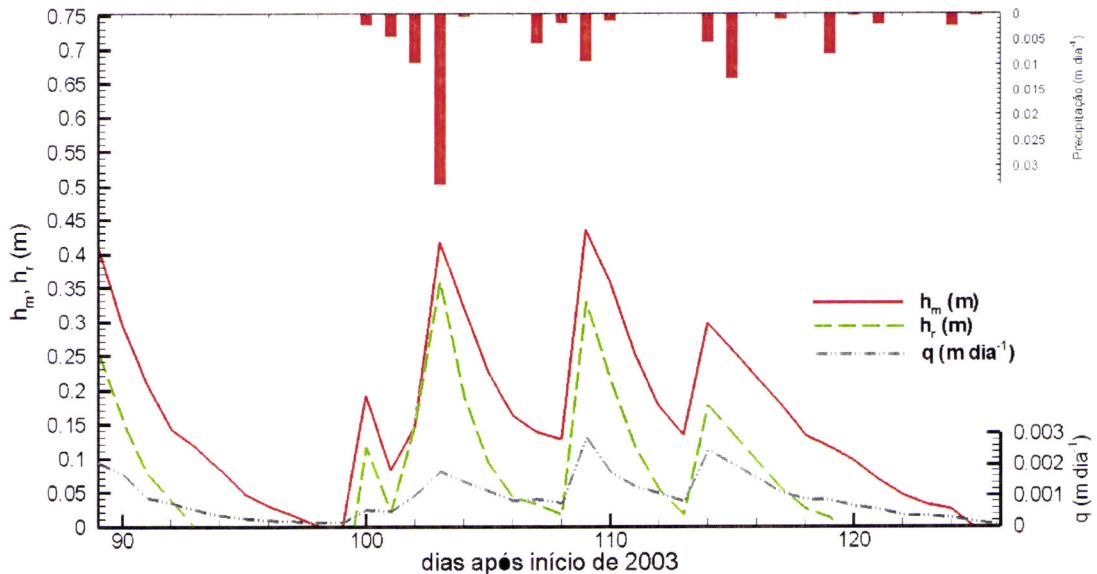


Figura 18 - Evolução temporal de h_m , h_r e caudal específico no Baixo Vouga Lagunar.

Na simulação da drenagem teremos que ter em atenção este facto e testar duas situações: i) o valor de q limitado por K_s considerando que a infiltração se processa nas 24 horas de simulação a taxa constante e de valor igual a K_s , sem carga acima da superfície do solo, ou ii) valor de q igual ao observado, deixando ao modelo a liberdade de rejeitar a precipitação não infiltrada e a sua remoção instantânea da superfície do solo.

Na Figura 19 representa-se o esquema de instalação dos piezómetros. A cada um foi atribuída uma letra de identificação e procurou-se que se situassem o mais perto possível do dreno e da meia distância deste.

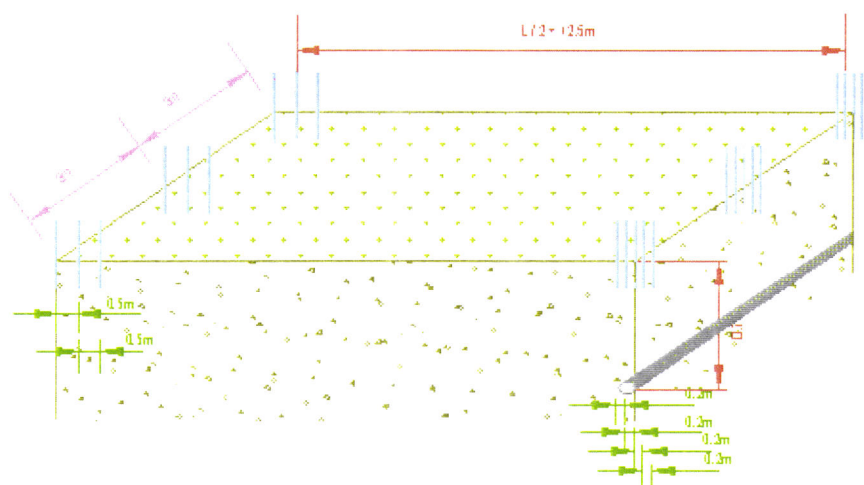


Figura 19 - Esquema de instalação dos piezómetros no Baixo Vouga Lagunar.

A Figura 20, mostra um aspecto das condições de realização das medições do nível da superfície freática. O solo estava coberto de pastagem melhorada. Os piezómetros encontram-se tapados para evitar a entrada de água da chuva e alterar o nível da água no orifício aberto no solo.



Figura 20 - Aspecto da instalação da bateria de piezómetros, no Baixo Vouga Lagunar.

4.3 Posição da superfície freática

A profundidade da superfície freática, e conseqüentemente a carga hidráulica entre dois drenos consecutivos é normalmente, irregular devido à falta de uniformidade na infiltração e/ou escoamento preferencial nos macroporos. Além disso, o comportamento não ideal do dreno, bem como um fluxo de entrada superior à capacidade do sistema, levam a que a conformação ideal e teórica de elipse entre os drenos, não se verifique. Define-se dreno ideal como um dreno que não possui resistência à entrada de água, ou seja, que não possui carga hidráulica no seu plano vertical e que está à pressão atmosférica no seu interior.

Na Figura 21 representa-se a carga hidráulica à meia distância entre drenos acima do plano destes (h_m) versus a carga hidráulica acima da linha do dreno (h_r), nos dois locais de ensaio. É evidente que os resultados relativos ao Baixo Vouga Lagunar ilustram um comportamento não ideal do dreno tendo-se chegado a verificar uma superfície freática quase plana. Deve notar-se que durante o ensaio, nunca este dreno esteve sob efeito de carga exterior, isto é, submerso, tratando-se, por isso, de um

problema de colmatagem dos orifícios do dreno que induz uma resistência à entrada de água para o seu interior.

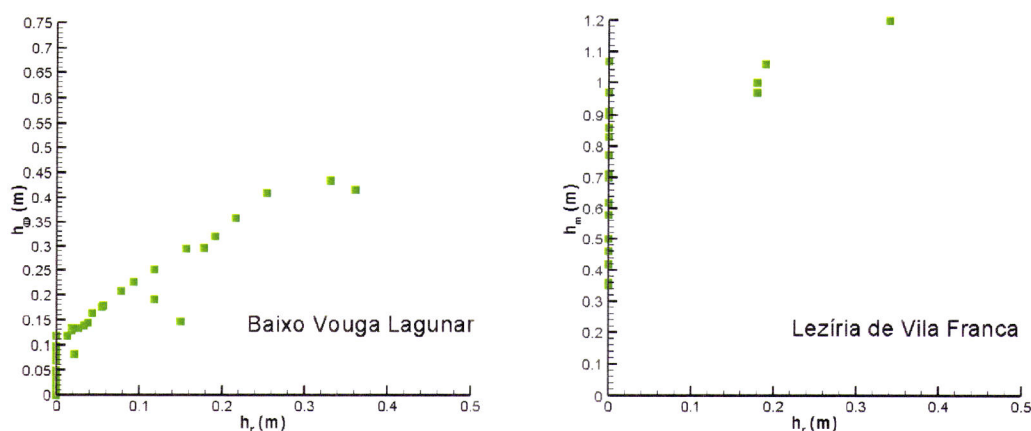


Figura 21 - h_m versus h_r no Baixo Vouga lagunar e na Lezíria de Vila Franca

As concreções ferruginosas encontradas nas amostras de solo retiradas neste local indicam a provável formação de precipitados de ferro nos orifícios do dreno ou no filtro geotêxtil impedindo o dreno de funcionar em condições ideais. Esta situação constitui um desafio acrescido para a simulação numérica da drenagem porquanto o comportamento do dreno terá que ser ajustado à realidade do seu funcionamento, o que, em ultimo caso será conseguido com uma análise de sensibilidade ao parâmetro de Vimoke.

Devemos ter em atenção que pelo facto de existir uma carga acima da linha do dreno não significa necessariamente mal funcionamento do sistema. De facto se essa carga for devida à submersão do dreno, o escoamento radial que se processa em redor de todo o seu perímetro melhora as condições do fluxo, sendo de esperar valores menores para a diferença ($h_m - h_r$) do que no caso de dreno ideal (Santos-Júnior, 1971, Wesseling, 1964), o que poderá ser uma mais valia do sistema de drenagem, no caso de submersão do dreno. Contudo, aparentemente este não é o caso aqui, já que a colmatagem do dreno parece evidente. A este assunto voltaremos no Capítulo 6.

4.4 Determinação da condutividade hidráulica saturada

A condutividade hidráulica saturada é um parâmetro físico chave em todo o processo de modelação do escoamento. O seu valor determina a magnitude do fluxo saturado e serve de referência à determinação do fluxo insaturado. Uma das atracções do método dos elementos finitos é a possibilidade de lidar com a heterogeneidade e anisotropia do solo. O uso desta capacidade do método requer, no entanto, um elevado número de medições da condutividade hidráulica a diferentes profundidades e em diferentes direcções.

A determinação do valor da condutividade hidráulica saturada é um parâmetro extremamente sensível ao método utilizado na sua estimativa (Castanheira, 1998), pois possui grande variabilidade espacial e temporal. Na sua determinação, usam-se métodos directos de campo e de laboratório, sendo de preferir os primeiros, porquanto a extracção de amostras para posterior tratamento no laboratório, não obstante se designarem por amostras não perturbadas, frequentemente alteram a matriz do solo, com a consequente implicação no rigor das medições. As vantagens e desvantagens de cada método bem como as suas particularidades podem ser aprofundados em Elrick e Reynolds, (1992), Gupta *et al.*, (1993) e Castanheira (1998).

A determinação da condutividade hidráulica saturada foi efectuada, em ambos os locais de ensaio, com recurso a um método de laboratório, com um permeâmetro de carga constante (Luthin, 1966), marca Eijkelkamp, ref. M1.09.02, que utiliza amostras não perturbadas de solo. Esta opção, em detrimento dos métodos de campo prende-se com a possibilidade deste método permitir a medição da condutividade hidráulica saturada na direcção definida pelo utilizador, como requisito do próprio modelo numérico, pelo que esta foi estimada vertical e horizontalmente. Pelo contrário, métodos de campo, como o furo de sonda, determinam uma condutividade hidráulica média multidimensional.

Basicamente o método do permeâmetro consiste em fazer atravessar a amostra de solo previamente saturada por um fluxo de água, sob efeito de uma gradiente de potencial constante ou não. Deduzido a partir da lei de Darcy, o valor de K_s é obtido pela expressão

$$K_s = \frac{Q' L'}{h' A} \quad (\text{eq.4.1})$$

onde Q' é o volume de água que atravessa a amostra por unidade de tempo, L' o comprimento da amostra, h' a diferença de carga entre os limites superior e inferior da amostra e A a área da secção transversal da amostra.

Sendo a condutividade hidráulica saturada função da viscosidade dinâmica e esta por sua vez, função da temperatura, foi medida a temperatura da água no momento das medições para posterior correcção do valor da condutividade saturada à temperatura padrão de 20°C. Assume-se também que a qualidade dos iões presentes na água usada nos testes não altera a estrutura do solo da amostra. O valor de K_s resulta da média simples de 3 observações efectuadas em cada amostra, tendo sido eliminados os valores anormalmente elevados por indicarem prováveis fendas na amostra.

No Baixo Vouga Lagunar foram retiradas 12 amostras não perturbadas na vertical e 12 amostras na horizontal em cada camada estudada para posterior uso no permeâmetro. Usaram-se anéis metálicos, colocados no solo com uma sonda, retirados por escavação e fechados por tampas plásticas. Efectuamos duas recolhas em profundidade, nas camadas dos 0-0.3 m e dos 0.3 m a 1 m. Profundidades maiores tornam impraticável a recolha de amostras na horizontal. Na lezíria de Vila Franca, recolheram-se amostras dos 0-1.2 m, não se registando a profundidade por se considerar o solo de perfil homogéneo. As amostras não perturbadas, recolhidas num cilindro de 0.05 m de altura e 0.05 m de diâmetro, foram previamente saturadas em laboratório colocando os cilindros num tabuleiro com água de modo que o nível desta ficasse a dois terços do topo do cilindro. Este processo evita que as amostras não saturadas sejam rapidamente saturadas quando colocadas no permeâmetro o que eventualmente poderá danificar e perturbar a matriz do solo.

Com a saturação por capilaridade consegue-se a saturação da amostra preservando a matriz do solo e proporcionando a lenta substituição do ar por água. Este processo não garante todavia que toda a porosidade seja totalmente preenchida por água, podendo ficar cerca de 5% da porosidade preenchida com ar (Hillel, 1998).

O horizonte A do solo do Baixo Vouga Lagunar, praticamente não apresenta anisotropia quanto à condutividade hidráulica saturada, pois K_{sx} é 1.12 m dia^{-1} e K_{sz} 1.27 m dia^{-1} , valores bastante próximos.

Tabela 1 – Valores de Condutividade hidráulica saturada média e respectivo desvio padrão no Baixo Vouga Lagunar à temperatura padrão de 20°C .

Profundidade (m)		Média (m dia^{-1})	K_s 20°C (m dia^{-1})	Desvio padrão (m dia^{-1})
0 - 0.3	K_{sx}	1.115	1.226	1.106
	K_{sz}	1.266	1.392	0.478
0.3 - 1	K_{sx}	0.213	0.234	0.186
	K_{sz}	5.959	6.554	2.997

Pelo contrário o horizonte B, na camada dos 0.3 a 1 m de profundidade, revela forte anisotropia nos valores de condutividade hidráulica saturada, sendo a condutividade vertical de 5.96 m dia^{-1} , largamente superior à horizontal que se estimou em 0.21 m dia^{-1} , isto é cerca de 28 vezes mais elevada. Este facto pode estar relacionado com as condições das amostras no momento da recolha. Verificou-se a existência de elevadas quantidades de restos vegetais neste horizonte, ao contrário do que se observou no horizonte A. Estas estruturas, quando dispostas na vertical e quando o método de medida de K_s é o permeâmetro, constituem sempre caminhos preferenciais ao escoamento de água, sobretudo por serem descontínuas na base do cilindro. Este facto é também corroborado pelo elevado desvio padrão que K_{sz} apresenta relativamente a K_{sx} , indiciando precisamente amostras com resultados díspares. Quando a recolha é realizada na horizontal o problema já não se coloca desta forma. Por esta razão devemos utilizar o valor de K_{sz} com as reservas próprias do método usado na sua determinação.

Os valores obtidos nas observações de Vila Franca de Xira, apresentados na Tabela 2, revelam uma certa tendência para anisotropia de K_s , pois K_{sz} é cerca de 71% superior a K_{sx} . O desvio padrão variando de 0.44 para K_s horizontal a 0.901 para K_s vertical, revela uma variabilidade relativamente pequena entre amostras.

Tabela 2 – Valores de Condutividade hidráulica saturada média e respectivo desvio padrão na Lezíria de Vila Franca à temperatura de 20°C.

Profundidade (m)		Média (m dia ⁻¹)	K _s 20°C (m dia ⁻¹)	Desvio padrão (m dia ⁻¹)
0 - 1 m	K _{sx}	0.579	0.637	0.441
	K _{sz}	0.995	1.094	0.901

4.5 Curvas de retenção de humidade e de relação $K(\theta)$

Como referido no Capítulo 1, neste trabalho utilizam-se dois modelos empíricos para caracterizar as relações constitutivas entre o potencial e teor da água no solo ($\psi(\theta)$) e a condutividade hidráulica e o potencial da água no solo ($K(\psi)$). São eles os modelos de van Genuchten (VG) e de Brooks e Corey (BC). Se atendermos às equações 1.18a e 1.18b, a relação $K(\psi)$ é substituída por $K(\theta)$ sendo também esse o procedimento empregue no modelo de simulação numérica, pelo que apresentaremos somente a obtenção das curvas da função $K(\theta)$, bem como o procedimento experimental para determinar o valor dos parâmetros.

A curva de retenção da água no solo foi determinada com o método clássico das caixas de sucção com areia e areia+caulino (Stakman, 1974) para pressões efectivas mais elevadas ($\psi \geq -49.03$ KPa) e o dispositivo de placa de pressão para as pressões restantes de $\psi < -49.03$ KPa.

No Baixo Vouga Lagunar usaram-se três amostras de solo em cada horizonte, o horizonte A de 0 a 0.3 m e horizonte B de 0.3 m a 1 m e na Lezíria de Vila Franca foram utilizadas três amostras no perfil considerado homogéneo. Foram assim obtidos vários valores de teores volúmicos em água no solo para os diferentes valores de pressão de extracção. Este conjunto de dados foi posteriormente usado no software RETC (van Genuchten *et al.*, 1991) para estimar os parâmetros do modelo de retenção de VG. Este programa, permite a optimização não linear dos parâmetros destes dois modelos de retenção pelo método dos mínimos quadrados. Os parâmetros do modelo de BC são derivados dos valores dos parâmetros obtidos no modelo de VG, sendo o valor de ψ_a é

obtido do inverso de α e o valor de λ é igual ao produto mn , sendo m de acordo com o modelo de Mualem $1-1/n$.

O valor de θ obtido quer para o modelo de VG, quer para o modelo de BC foi sempre inferior a $0.001 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$. No entanto para efeito de utilização no modelo de simulação de escoamento foi considerado um valor residual de humidade igual a $0.001 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ em ambos os modelos de retenção, caso contrário, registavam-se problemas de natureza numérica que inviabilizavam a execução do modelo de simulação.

As funções de condutividade hidráulica não saturada foram também obtidas a partir dos parâmetros das curvas de retenção de ambos os modelos usados, de acordo com as eq. 1.17a, 1.17b, 1.19a, 1.19b e 1.21. Os valores obtidos para os parâmetros dos modelos para os diferentes solos e horizontes estudados encontram-se listados nas Tabelas 3 e 4.

Tabela 3– Parâmetros dos modelos retenção de humidade no Baixo Vouga Lagunar

Amostra	van Genuchten		Brooks e Corey			
	θ_s ($\text{m}^3 \text{ m}^{-3}$)	θ_r ($\text{m}^3 \text{ m}^{-3}$)	α (m^{-1})	n (-)	ψ_a (m)	λ (-)
A1	0.529	0.001	0.010	1.078	1.000	0.078
A2	0.620	0.001	0.018	1.097	0.555	0.096
A3	0.530	0.001	0.019	1.068	0.526	0.068
Média arit.	0.559	0.001	0.015	1.078	0.693	0.078
B1	0.658	0.001	0.005	1.174	2.000	0.174
B2	0.670	0.001	0.005	1.184	2.000	0.184
B3	0.652	0.001	0.004	1.169	2.500	0.169
Média arit.	0.660	0.001	0.005	1.175	2.166	0.175

São também determinados os valores da média aritmética das observações, sendo estes os valores usados nas simulações efectuadas para efeito de comparação com os dados de campo. Idealmente, deveriam ser tratadas dezenas de amostras e implementar um procedimento de funções de escala (Green *et al.*, 1996; Hopmans, 1987; Warrick *et al.*, 1972) para obtenção dos parâmetros, o que provavelmente incrementaria a precisão na simulação com o modelo de escoamento, infelizmente tal não foi possível por razões de logística.

Dada a elevada variabilidade dos parâmetros, intrínseca ao próprio método de terminação, Alexander e Skaggs (1986) examinaram 14 métodos para determinar a função $K(\psi)$, a partir da curva de retenção de humidade. Verificaram que, relativamente a dados obtidos em laboratório, esses métodos subestimam ou sobrestimam os valores de $K(\psi)$, de acordo com a textura do solo e o seu teor em água. Assim, recomendam que se considerem dois factores na escolha do modelo, para efeitos de simulação: definir claramente qual o intervalo de valores de $K(\psi)$ necessários à simulação e realizar uma análise de sensibilidade para aferir qual o comportamento do modelo de simulação com dados sub ou sobrestimados. Neste trabalho optou-se pela segunda alternativa.

De acordo com parâmetros disponíveis na bibliografia, para diferentes texturas (Carsel e Parrish, 1988) e para os resultados do *polder* piloto, os valores por nós obtidos no Horizonte A são próprios de solos de textura próxima de argilo-limosa e os do horizonte B de textura próxima da argilosa. Esta mesma conclusão pode sustentar-se nas Figuras 22 a 25, pois para o mesmo teor de água no solo o valor da pressão matricial e , consequentemente, do potencial da água no solo é sempre inferior no horizonte A.

Sendo o parâmetro α uma medida absoluta da dimensão dos poros, quanto menor o seu valor, menores dimensões terão os poros no solo. Assim, será de esperar para o horizonte B uma maior capacidade de retenção de água no perfil do solo bem como dimensão maior para a franja capilar, pois possui um α médio de 0.005 m^{-1} , três vezes inferior α médio de 0.015 m^{-1} ao obtido no horizonte A. Wise *et al.* (1994), numa análise de sensibilidade aos parâmetros da função de retenção de VG, verificaram que, para as mesmas condições de drenagem, quanto menor for o valor de α menor é a posição da superfície freática, considerando como referência o plano dos drenos, pelo que, maior é a retenção de água no perfil do solo e, como consequência, a posição da superfície freática é mais profunda. De igual forma, quanto menor o valor do parâmetro n , como também acontece no horizonte B, com um valor médio de 1.175, também relativamente baixo de acordo com Carsel e Parrish (1988), maior é a quantidade relativa de pequenos poros em relação à dimensão média dos poros e maior será a capacidade de retenção de água no perfil do solo. O valor da condutividade hidráulica

saturada que se observa no horizonte B é, contudo, maior do que no horizonte A, devido ao elevado valor da condutividade vertical do horizonte B.

As Figuras 22 e 23 representam graficamente as funções $\psi(\theta)$, obtidas com os parâmetros dos modelos e respectivas expressões, para os dois horizontes, modelos de retenção considerados e para cada amostra, no Baixo Vouga Lagunar.

Não é nítida a diferença entre as curvas do modelo de VG e BC, exceptuando na descontinuidade que caracteriza este último modelo, em que apresenta valores superiores de humidade para a mesma pressão matricial. Depreende-se também das figuras certa variabilidade das curvas referente a amostras diferentes, mesmo que os valores dos parâmetros não deixem adivinhar a existência dessa variação de forma significativa.

Em qualquer dos casos, regista-se uma diminuição brusca no teor de água no solo para valores de pressão matricial relativamente baixos. Esta manifestação de elevada não linearidade no intervalo de valores de 0 a 300 KPa é responsável pelas oscilações de massa nos modelos de simulação e pela emergência de oscilações numéricas sobretudo no tratamento do parâmetro de capacidade específica. Note-se, tal como apresentados neste estudo, também é nesta ordem de valores que se realizam os cálculos de simulação de drenagem.

Nos intervalos considerados regista-se uma variação média da humidade de $0.2 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ no modelo de VG e de $0.1 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ no modelo de BC.

Dá-se representação gráfica às funções $K_r(\theta)$, nas figuras 24 e 25. Depreende-se de imediato a diferença na forma das curvas que representam as funções de VG e BC. Em qualquer dos modelos verifica-se que o horizonte B regista para o mesmo teor de água no solo maiores valores de condutividade hidráulica. Todavia, para valores perto da saturação a condutividade hidráulica é sempre maior no caso do modelo de VG e a variação do teor de água no intervalo de 0.1 a 1 de $K_r(\theta)$ é praticamente inexistente. Isto significa que para teores de água perto da saturação a condutividade hidráulica varia significativamente o que pode levar a problemas de conservação de massa nos cálculos em regime variável, devido à elevada não linearidade da função $K_r(\theta)$.

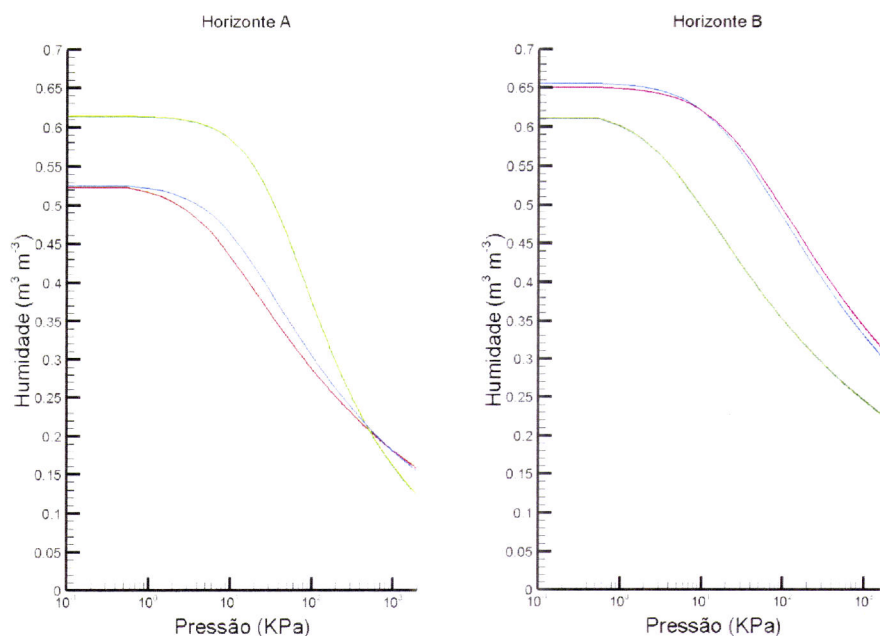


Figura 22 - Curvas de retenção de humidade no solo no Baixo Vouga Lagunar. Modelo de van Genuchten. Horizonte A (0-0.3 m) e horizonte B (0.3-1 m).

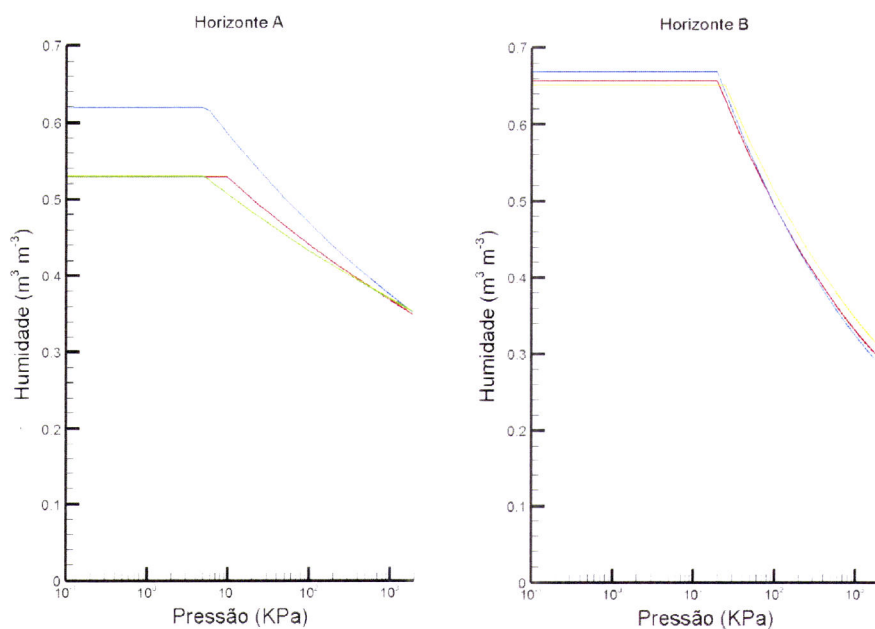


Figura 23 - Curvas de retenção de humidade no solo no Baixo Vouga Lagunar. Modelo de Brooks e Corey. Horizonte A (0-0.3 m) e horizonte B (0.3-1 m).

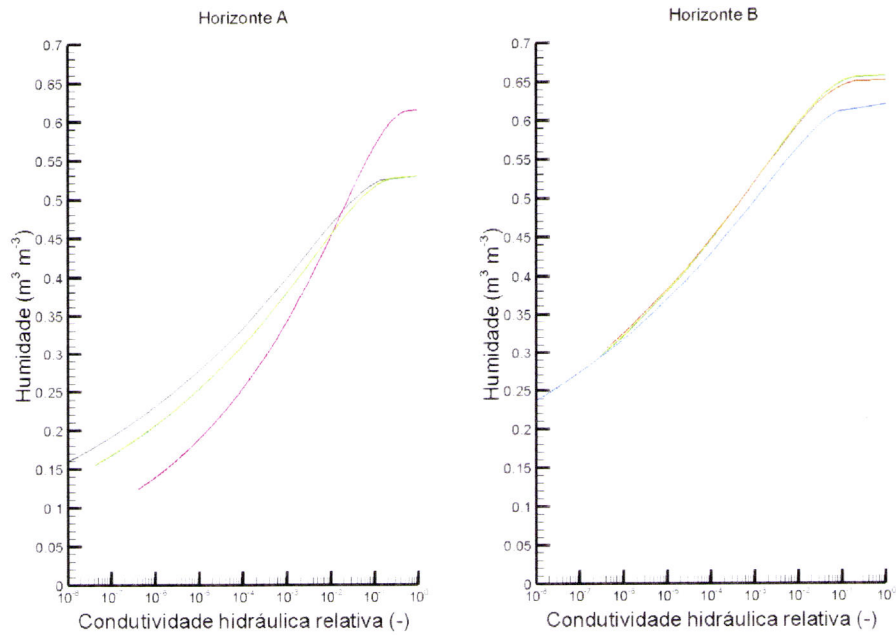


Figura 24 - Variação de Condutividade hidráulica relativa com a humidade do solo no Baixo Vouga Lagunar. Modelo de van Genuchten. Horizonte A (0-0.3 m) e horizonte B (0.3 – 1 m).

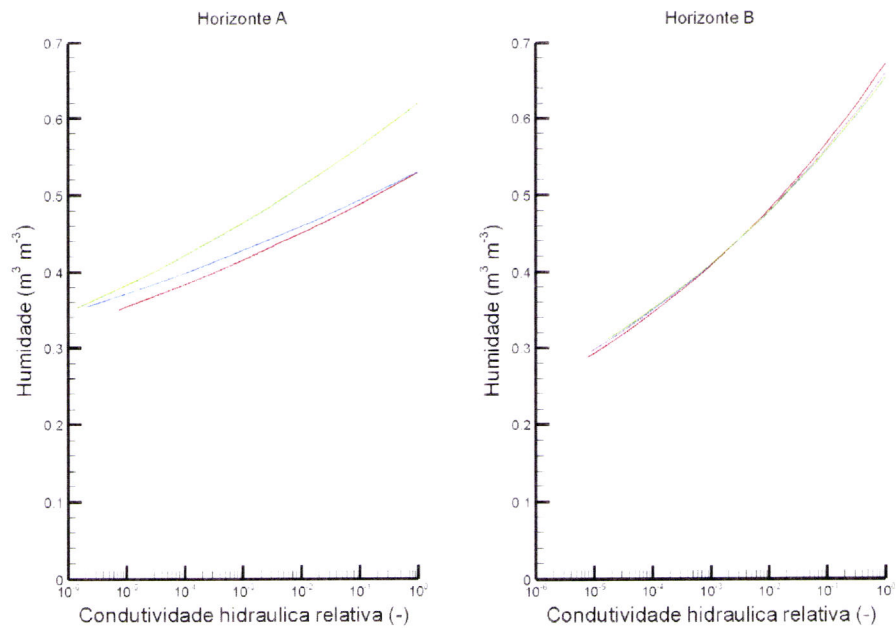


Figura 25 - Curvas de $K_r(\theta)$ no Baixo Vouga Lagunar. Modelo de Brooks e Corey. Horizonte A (0-0.3 m) e Horizonte B (0.3 – 1 m).

A Figura 26 mostra as curvas das funções obtidas a partir dos valores da média aritmética dos parâmetros relativos aos dois modelos usados e os valores das observações efectuadas em laboratório em pontos discretos. As curvas do modelo VG mostram melhor aderência aos valores medidos em laboratório em qualquer dos horizontes do solo, ainda que essa aderência seja superior no horizonte A. Por sua vez, nas curvas do modelo BC é nítida a descontinuidade que lhe é característica, sendo os valores de teor de água no solo estimados por este método sensivelmente superiores aos do modelo de VG. Gonçalves *et al.* (1999, 2001), também verificaram que as funções de VG se ajustam melhor aos valores observados em laboratório do que as funções de BC.

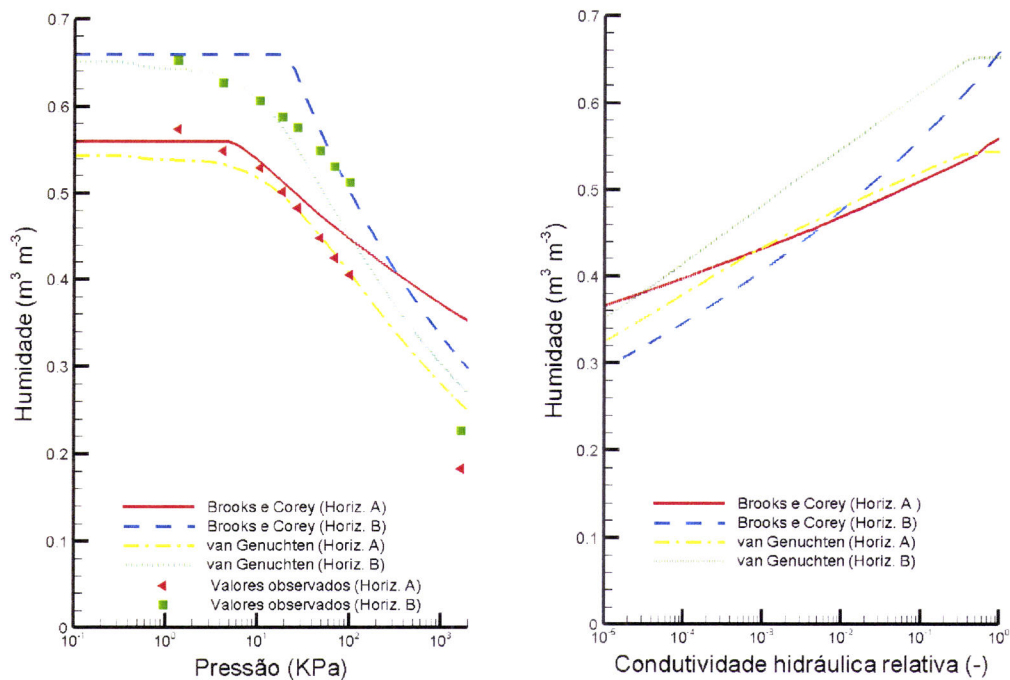


Figura 26– Comparação entre os valores obtidos com os modelos de retenção de água no solo e de relação $K(\theta)$. As curvas a cheio representam a média dos valores observados no Baixo Vouga Lagunar.

Em qualquer dos casos, os valores medidos em laboratório para uma pressão de extracção perto dos 1500 KPa, normalmente apontado em termos práticos como o valor real para a humidade residual no solo (θ_r), são inferiores aos valores estimados pelos modelos de retenção, indicando que estes sobrestimam o teor em água para esta

ordem de pressões, que reforça o facto do valor de θ_r dos modelos ser um parâmetro estatístico sem significado físico. Em termos práticos, para o tipo de problema considerado neste estudo nunca se obtêm no solo pressões matriciais desta ordem de valores, não tendo importância relevante este intervalo de pressões.

A Tabela 4 mostra os valores dos parâmetros de retenção obtidos para o solo de Vila Franca de Xira. Os valores extremamente baixos de n e relativamente baixos de α , tendo como referência a bibliografia já citada, revelam um solo com microporosidade elevada, mas curiosamente a capacidade de retenção à saturação não é muito elevada. A análise às curvas de retenção revela no entanto, que para tensões mais elevadas este solo consegue reter praticamente o mesmo teor de água, em ambos os modelos. A variabilidade das funções de retenção é menor que a observada nas funções de condutividade hidráulica relativa.

Tabela 4 – Parâmetros dos modelos retenção de humidade na Lezíria de Vila Franca

Amostra			van Genuchten		Brooks e Corey	
	θ_s ($\text{m}^3 \text{m}^{-3}$)	θ_r ($\text{m}^3 \text{m}^{-3}$)	α (m^{-1})	n (-)	ψ_a (m)	λ (-)
A1	0.450	0.001	0.009	1.078	1.111	0.078
A2	0.523	0.001	0.016	1.097	0.625	0.096
A3	0.486	0.001	0.035	1.072	0.285	0.072
A4	0.466	0.001	0.029	1.068	0.344	0.068
Média arit.	0.481	0.001	0.022	1.078	0.591	0.078

Na Lezíria de Vila Franca, verifica-se a mesma discrepância, entre os modelos de retenção, embora aqui o desvio seja menor que o encontrado no solo do Baixo Vouga Lagunar. Regista-se também a boa aderência do modelo de VG aos dados medidos em laboratório (Figura 29). Os valores médios de n de α , respectivamente 1.078 e 0.022 m^{-1} , continuam baixos, mais uma vez indiciando elevada microporosidade, textura mais fina e conseqüentemente também elevada capacidade de retenção de humidade no solo. O valor médio desta última à saturação é de 0.481 $\text{m}^3 \text{m}^{-3}$. As Figuras 27 e 28, dão representação gráfica às funções de retenção de humidade e de condutividade para ambos os modelos estudados. Estão representadas todas curvas relativas a cada amostra.

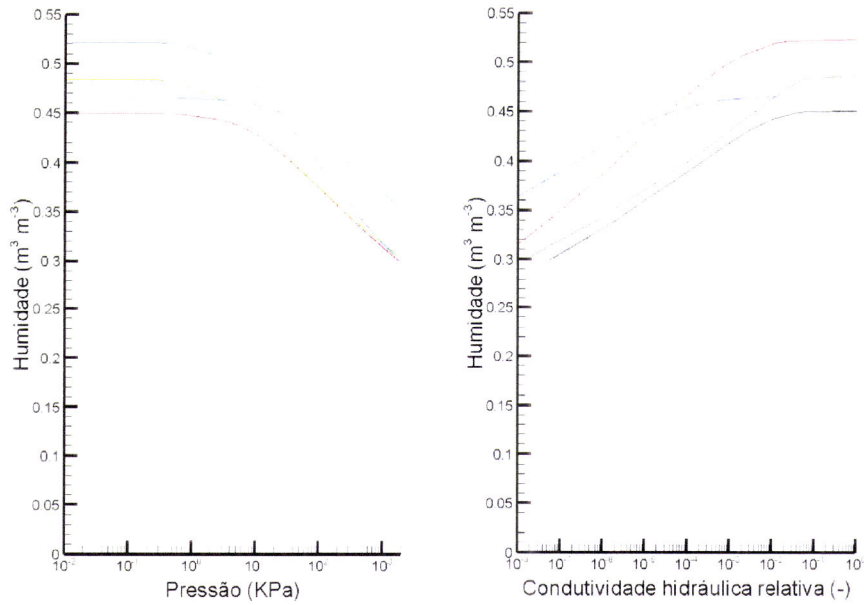


Figura 27 - Curvas de retenção de humidade no solo e de relação $K(\theta)$ na Lezíria de Vila Franca. Modelo de van Genuchten.

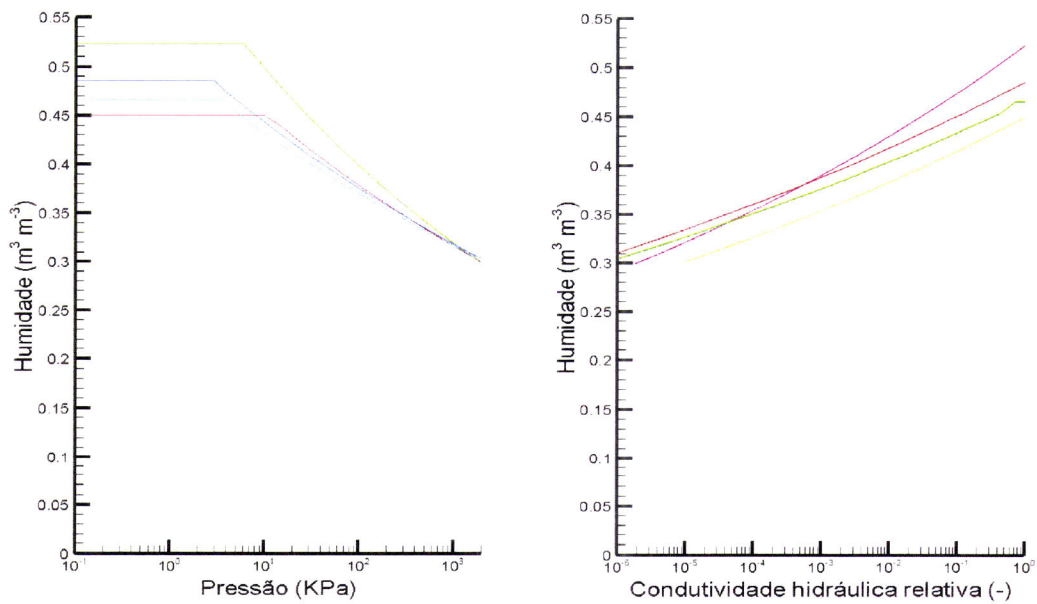


Figura 28 - Curvas de retenção de humidade no solo e de relação $K(\theta)$ na Lezíria de Vila Franca. Modelo de van Brooks & Corey.

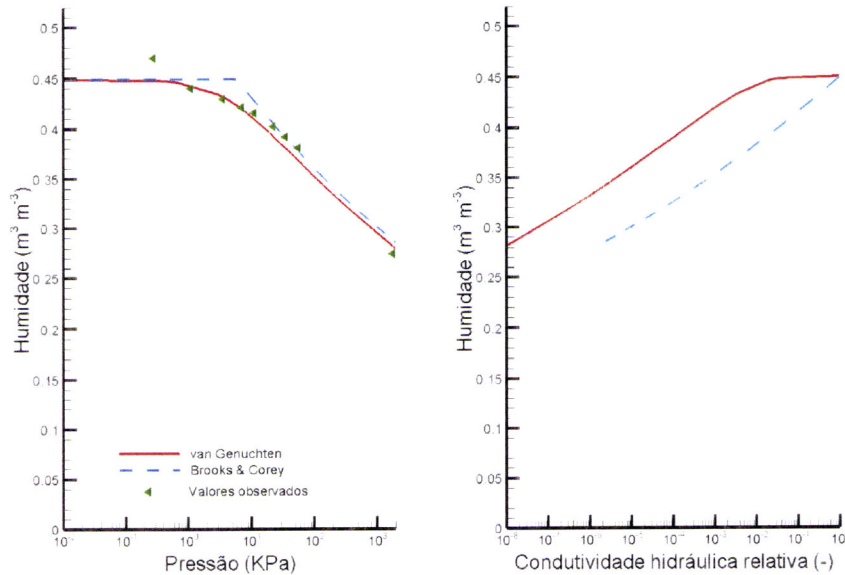


Figura 29– Comparação entre os modelos de retenção de água no solo e de relação $K(\theta)$. As curvas representam a média dos valores observados na Lezíria de Vila Franca.

A Figura anterior revela mais uma vez as diferenças intrínsecas aos dois modelos de retenção. Contudo, exceptuando a descontinuidade própria do modelo de BC, os resultados dos dois modelos coincidem na maioria das pressões matriciais apresentadas. Regista-se também a boa aderência que os modelos mostram relativamente aos dados obtidos em laboratório.

Deve notar-se que, em simulação, é fundamental que exista coerência entre os valores dos parâmetros dos modelos de retenção e o valor da condutividade hidráulica saturada, caso contrário, os resultados poderão ser totalmente inesperados e conduzir a simulações imprecisas.

Os dois modelos descritos anteriormente foram introduzidos e testados no modelo de drenagem DRENAFEM, para verificar a diferença na localização da superfície freática entre drenos, que cada um deles produz. As diferenças nas curvas $K(\theta)$ e $\psi(\theta)$ terão naturalmente consequências ao nível da determinação do teor de água no solo e conseqüentemente nos valores do potencial hidráulico e na localização da superfície livre. A Figura 30 compara a posição da superfície freática acima do plano

horizontal dos drenos entre o dreno e a meia distância entre drenos, obtida com os dois modelos de $\psi(\theta)$, numa simulação para regime permanente com dados relativos a Vila Franca de Xira, com a distância entre drenos de 20 m, dreno colocado à profundidade de 1 m, estrato impermeável a 4.2 m e densidade de fluxo à superfície do solo de 0.007 m dia^{-1} , com elevada anisotropia relativamente à condutividade hidráulica. A posição da superfície freática estimada é francamente distinta entre os dois modelos. O modelo de BC coloca a superfície freática em níveis inferiores à posição ocupada pelo cálculo realizado com o modelo de VG. Esta simulação põe em evidência as diferenças que existem entre as curvas de retenção, em especial, no intervalo de tensões relativamente baixas que ocorrem na zona não saturada.

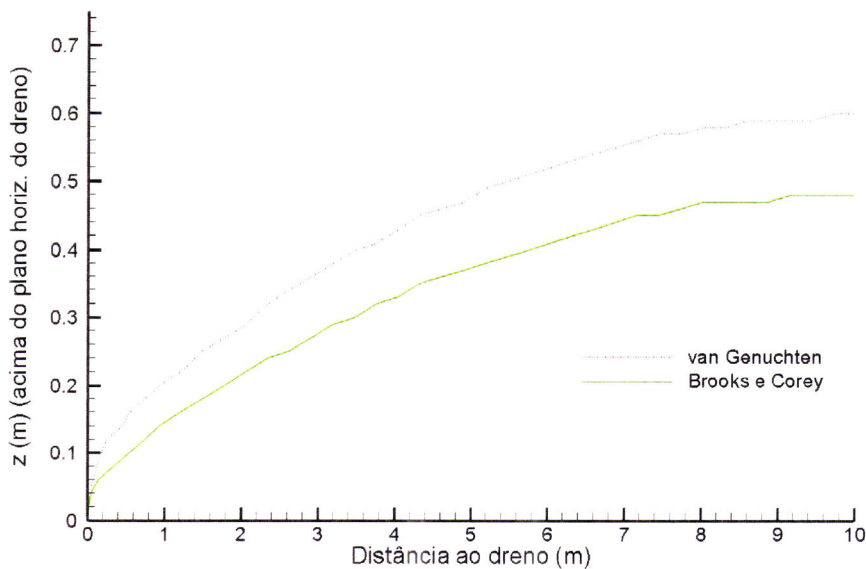


Figura 30– Comparação entre os modelos de retenção de água no solo. Simulação efectuada para $L=20 \text{ m}$, $K_{sz}=0.2 \text{ m dia}^{-1}$, $K_{sx}=5.2 \text{ m dia}^{-1}$, dreno à profundidade de 1 m, $q=0.007 \text{ m dia}^{-1}$, impermeável à profundidade de 4.2 m, $\theta_s=0.485 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0.1 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, parâmetros de VG: $n=1.078$ e $\alpha=0.022 \text{ m}^{-1}$, parâmetros de BC: $\lambda=0.078$ e $\psi_a=59.1 \text{ cm}$.

Para o mesmo valor de potencial de água no solo o teor em água que este contém é superior no modelo de BC, pelo que, para a mesma distribuição de potenciais no domínio de escoamento o modelo de BC retém mais água na zona não saturada e, por consequência, a localização da superfície freática é inferior à obtida na simulação

com o modelo de VG, que retém menos água na zona não saturada. A estimativa do caudal do dreno é semelhante em ambos os modelos.

Apesar da divergência nos resultados, neste exemplo em concreto, o modelo de BC é muito mais rápido na convergência da solução, apresentando o resultado ao fim de 4 iterações. Por outro lado, o modelo de VG só atinge convergência ao fim de 7 iterações. No nosso trabalho, para efeito de validação do modelo numérico, iremos usar somente o modelo de van Genuchten por em testes preliminares este ter demonstrado, como se verá no capítulo seguinte, uma boa aderência aos métodos analíticos correntes na determinação do espaçamento dos drenos e , sobretudo, devido à boa aderência que as curvas teóricas de retenção exibem relativamente aos valores observados em laboratório.

4.6 Conclusões

Os valores da carga hidráulica, obtidos a partir de piezómetros em sistemas de drenagem instalados na lezíria de Vila Franca de Xira e no Baixo Vouga Lagunar, revelaram diferentes comportamentos do sistema de drenagem. As elevadas cargas acima do plano vertical do dreno obtidas no Baixo Vouga Lagunar indicam um funcionamento deficiente do dreno em consequência da resistência de entrada de água e consequentemente complicam o processo de simulação devido à dificuldade de simular numericamente um ambiente de dreno com raio efectivo provavelmente muito pequeno.

Os valores de condutividade hidráulica saturada, baseados em amostras não perturbadas de solo e obtidos em laboratório com o permeâmetro de carga constante revelaram forte anisotropia em qualquer dos horizontes de solo estudados. Os valores de K_s obtidos por este método devem ser usados com prudência, pois poderão diferir dos valores reais dadas as especificidades do método de medição, pelo que, no momento da simulação, é aconselhável realizar uma análise de sensibilidade a este parâmetro para melhorar a precisão daquela.

A escolha dos modelos de retenção e a precisão dos seus valores são fundamentais no sucesso da simulação, pois deles depende a correcta estimativa do potencial matricial, para dado teor de água no solo, e conseqüentemente a localização da superfície freática, a velocidade aparente de escoamento e a construção das redes de fluxo. A elevada variabilidade do valor das medições gravimétricas necessárias à estimativa dos parâmetros dos modelos de retenção, obtida nas várias repetições realizadas mostra o quanto é fundamental os valores médios das observações descreverem convenientemente as relações constitutivas $K(\theta)$ e $\psi(\theta)$, caso contrário, a solução do modelo pode ficar aquém das condições reais que tenta traduzir. Os gráficos das funções de retenção revelam as diferenças entre os modelos de BC e VG, nomeadamente a descontinuidade da função de BC. Este modelo, em geral, estima, para a mesma pressão matricial, maiores valores de teor de água no solo do que o modelo de VG. Contudo, este último, apresentou melhor aderência da curva de retenção às observações realizadas em laboratório.

Numa simulação do escoamento em regime permanente com recurso ao modelo DRENAFEM, a utilização do modelo de BC exibiu uma posição da superfície freática inferior à obtida no modelo de VG, devido à sua tendência para reter maior teor de água para a mesma pressão, e deste modo, armazenar maior quantidade de água na zona não saturada. Esta constatação é de capital importância na precisão obtida na localização da superfície freática e é, por isso, necessário que se proceda à análise de sensibilidade dos parâmetros de ambos os modelos de retenção, numa utilização prática do modelo de simulação do escoamento.

A flexibilidade e natureza heurística do modelo de simulação na caracterização da drenagem subsuperficial, apresenta-se no capítulo seguinte.

CAPÍTULO 5 – VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

5.1 Introdução

Neste capítulo comparamos os resultados numéricos, obtidos com o modelo DRENAFEM, com aproximações analíticas usadas em drenagem subsuperficial para identificação da posição da superfície freática. A equação de Hooghoudt, sendo uma das mais utilizadas na determinação do espaçamento dos drenos em regime permanente, serve de base a uma primeira comparação na determinação da carga à meia distância entre drenos. Consideramos também a influência do raio do dreno nos resultados, pelo que foi usada uma equação modificada de Hooghoudt que tem em conta a resistência de entrada no dreno, e, por conseguinte, o seu comportamento não ideal. Utilizamos também as equações de Kirkham, baseadas na teoria potencial, para comparar a estimativa dos potenciais no domínio do escoamento. É ainda apresentada uma expressão baseada na teoria hidráulica, que é comparada com o modelo numérico.

Hooghoudt na sua expressão da elipse assume que um valor constante de q que atravessa a superfície freática é removido igualmente entre o dreno e a meia distância entre drenos, pelo que o fluxo que atravessa a secção vertical do escoamento a qualquer distância do dreno é função linear desta mesma distância. Considerando o caso de descida da superfície freática, esta assunção implica que o valor de q que atravessa a superfície freática é igual em qualquer posição desta, e que a descida se processa à mesma taxa em qualquer ponto da superfície livre da água. Do exposto, infere-se que o movimento é exclusivamente vertical na zona não saturada. As diferenças são evidentes no método numérico usado neste trabalho. Neste caso, o valor de q é constante na superfície do solo e o fluxo que atravessa a superfície freática é função não só de q mas também da contribuição da zona não saturada. Duas situações podem alterar o valor deste fluxo: retenção e/ou libertação de água na zona não saturada e escoamento horizontal nesta zona, em especial na franja capilar. Como se verá neste capítulo, no diagrama do campo vectorial de vectores de escoamento, o escoamento horizontal não se pode ignorar e como consequência o fluxo no plano vertical a qualquer distância do dreno não é mais função linear da distância ao dreno. Todavia, pela própria definição de regime permanente, o valor do fluxo que atravessa a superfície do solo e a superfície freática é numericamente igual ao fluxo unitário no dreno. A constatação deste facto, e o modo como a simulação o trata, constitui uma boa medida do desempenho do modelo numérico.

A avaliação e comparação de métodos numéricos a partir de métodos analíticos têm sido usada com sucesso. Fipps e Skaggs (1991) combinam a equação de Hooghoudt com a equação do fluxo radial junto do dreno, para prever a evolução da superfície freática e do fluxo no dreno em regime permanente. Mostram também uma solução em regime variável com recurso ao conceito de rendimento específico (Santos Júnior e Youngs, 1969). A comparação dos resultados com um modelo numérico baseado nos elementos finitos revela que o modelo analítico por eles proposto é eficaz no tratamento de problemas de drenagem com condição inicial de solo totalmente saturado e superfície freática horizontal, desde que os valores de rendimento específico sejam bem determinados. No entanto, o método continua a requerer uma capacidade de computação acima do aceitável em métodos analíticos simples, nomeadamente, na

caracterização da variação do rendimento específico com a profundidade da superfície freática.

O modelo analítico DRAINMOD (Skaggs, 1982) foi também por diversas vezes comparado com modelos numéricos. Workman e Skaggs, 1989, utilizam um modelo de diferenças finitas a uma dimensão, para comparar o desempenho do modelo analítico e compará-lo com dados de campo. Admitem dificuldades na justeza da comparação porquanto o modelo numérico permite a saturação integral do perfil do solo e o DRAINMOD admite somente a forma de elipse na superfície freática por usar a fórmula de Hooghoudt no seu substrato de cálculo. Mesmo assim, quando a superfície freática não atinge a superfície do solo os dois métodos apresentam boa estimativa da dinâmica do potencial total a meia distância entre drenos.

A qualidade dos resultados da simulação é largamente influenciada pela qualidade dos parâmetros usados no modelo, em especial nos modelos de retenção de água no solo e de condutividade hidráulica não saturada. Análises de sensibilidade com estes parâmetros indicam que, apesar da permeabilidade e a porosidade do solo se relacionarem directamente, os resultados são mais sensíveis à variação da permeabilidade do que da porosidade. A posição da superfície freática apresenta também variações elevadas com a variação do parâmetro α do modelo de van Genuchten e variações menores pela alteração do parâmetro n (Wise *et al.*, 1994).

Os dados de campo e parâmetros estimados no capítulo anterior, são introduzidos no modelo para realizar uma simulação de sistemas reais de drenagem e confrontar os resultados simulados com os obtidos no campo.

Para aferir o comportamento do modelo DRENAFEM, com outro modelo comercial, na simulação em regime variável, efectuamos uma comparação com o modelo HYDRUS2D (Simunek *et al.*, 1999), cujo método numérico usado é também o de elementos finitos.

Por ultimo são apresentados resultados numéricos das linhas de corrente, linhas equipotenciais e vectores velocidade no domínio do escoamento.

5.2 Comparação do modelo numérico com métodos analíticos

5.2.1 Regime permanente

Talvez o processo mais simples de validação do modelo numérico, em solo homogéneo e isotrópico em regime permanente, quando comparado com as equações analíticas clássicas, seja a verificação do comportamento da superfície freática em resposta à alteração da profundidade do imperme. Tenha-se presente a Figura 5 (pag. 61) quanto ao significado dos símbolos. Segundo a teoria clássica, a profundidade do imperme não tem influência no valor da carga hidráulica a meia distância entre drenos a partir de valores de $d \approx L/6$ (Santos-Júnior, 1971). Collis-George e Youngs (1958), citados por Santos Júnior (1971), mostram que o valor de h_m diminuiu rapidamente quando a profundidade da camada impermeável abaixo dos drenos aumenta de zero até valores onde a razão $d/(L/2)$ se aproxima de 0.3. Para valores superiores a 0.3 h_m é independente de d , seja qual for a razão q/K_s . Diz-se por isso que a partir deste valor de d o imperme está a profundidade infinita.

Testes numéricos realizados com o modelo DRENAFEM mostram existir um valor de d a partir do qual o valor de h_m não sofre alteração e confirmam a razão de $d > L/6$ para a profundidade do estrato impermeável não influenciar h_m . Na Figura 31 representa-se a simulação com o modelo DRENAFEM de valores de h_m , para diferentes profundidades do estrato impermeável. A distância entre drenos é de 15 m e a densidade de fluxo à superfície é de 0.005 m dia^{-1} . A linha a tracejado vertical identifica o valor de $1/6$ do espaçamento dos drenos, onde h_m toma valor efectivamente constante para $L/6$, isto é 2.5 m, sendo a profundidade do dreno de 1 metro a profundidade do imperme (b) é, portanto, de 3.5 m. A partir deste limite a carga a meia distância entre drenos mantém-se constante nos 0.4 m e não mais é influenciada pelo aumento da profundidade do imperme. Este resultado numérico revela o bom funcionamento do modelo, porquanto distribui os potenciais de forma correcta e simula o fluxo radial de forma eficaz, pois este é o mais afectado pela posição do imperme.

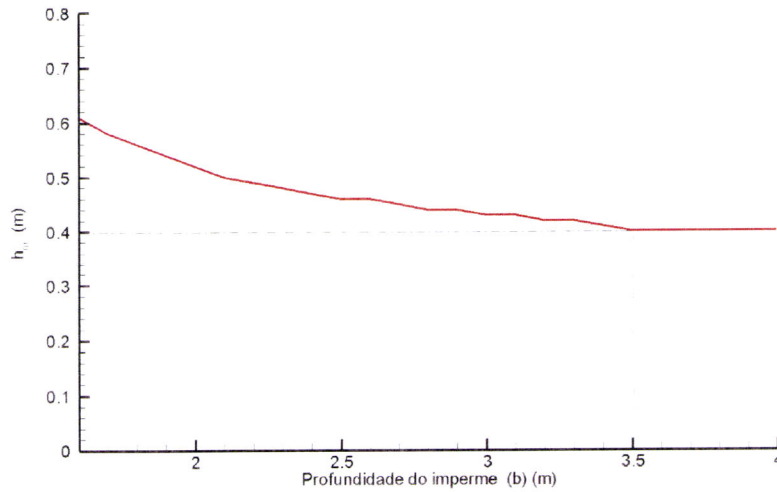


Figura 31 - Influência da profundidade do impermeável na carga a meia distância entre drenos. Simulação efectuada para $L=15$ m, $K_s=0.52$ m dia⁻¹, dreno à profundidade de 1 m, $q=0.005$ m dia⁻¹, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.38$ m³m⁻³, $\theta_r=0.068$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.8$ m⁻¹

O teste prova mais uma vez, desta feita em termos numéricos, que o limite inferior do movimento da água no solo numa situação de drenagem subsuperficial é de facto 1/3 da meia distância entre drenos.

5.2.1.1 Equação de Hooghoudt

Na comparação do modelo numérico com a equação de Hooghoudt (eq.2.58, pag. 84) foi usada uma simulação do escoamento num hipotético solo homogéneo e isotrópico, com condutividade hidráulica saturada de 1 m dia⁻¹. A região do escoamento no início da simulação encontra-se totalmente saturada, o dreno e o impermeável situam-se respectivamente a 1 m e 3 m de profundidade. Considerou-se também um espaçamento dos drenos de 20 m e um raio do dreno de 0.1 m. Simulou-se a altura da superfície freática a meia distância entre drenos, para diferentes valores de densidade de fluxo à superfície e comparou-se com a solução da equação de Hooghoudt para os mesmos parâmetros. Os valores da carga a meia distância entre drenos, acima do plano horizontal deste, em função da densidade de fluxo à superfície são o resultado apresentado na Figura 32.

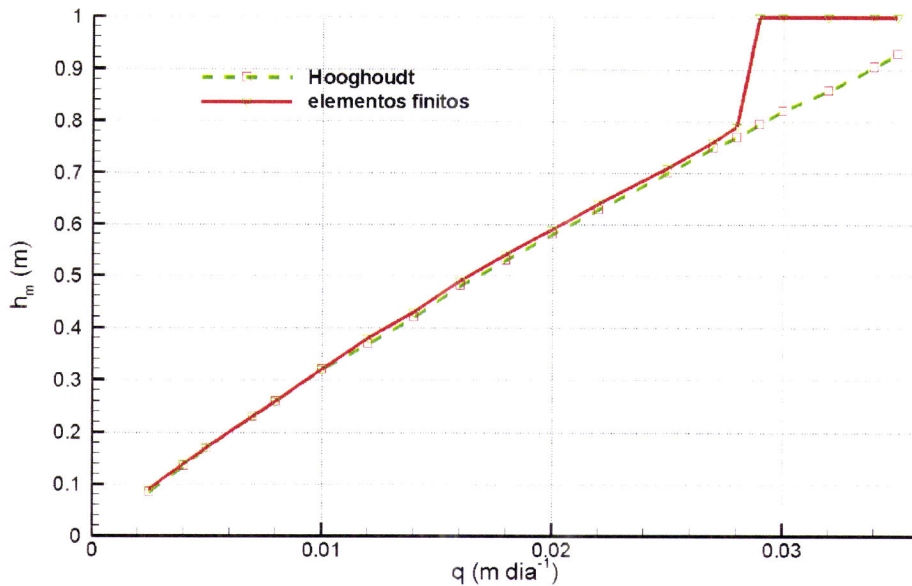


Figura 32 - Carga a meia acima do plano do dreno a meia distância entre drenos. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=1$ m dia^{-1} , imperme à profundidade de 4,2 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0,07 \text{ m}^3 \text{m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$. Raio do dreno=0.05 m.

Nesta figura a equação de Hooghoudt apresenta sempre valores senão idênticos, muito próximos dos obtidos pelo método dos elementos finitos. A diferença de estimativa da carga a meia distância entre drenos, acima do plano horizontal deste (h_m), só é notória para valores de q mais elevados, chegando a 0.2 m para valores de densidade de fluxo à superfície do solo de 0.03 m dia^{-1} , isto é, quando nos resultados do método numérico a superfície freática atinge a superfície do solo. A diferença observada nos valores de h_m pode dever-se à existência de uma franja capilar de espessura elevada, pois a simulação numérica usa um solo de textura fina nos parâmetros de retenção e consequentemente sujeita, em igualdade de condições, a maiores espessuras da franja capilar. Ao contrário do método numérico, a equação de Hooghoudt também não tem em conta a resistência ao escoamento devido ao fluxo vertical, pois este ocorre quase exclusivamente na zona não saturada, o que em igualdade de circunstâncias, resulta em valores de h_m superiores simulados pelo método numérico. Mas os resultados de h_m

muito próximos atestam a diminuta influência da perda de carga devida ao fluxo vertical, apesar dos valores do método numérico serem ligeiramente superiores aos obtidos pelo método analítico, circunstância que pode dever-se precisamente à perda de carga devida ao fluxo vertical. Como veremos adiante, no ponto 5.5, o escoamento vertical tem alguma importância, sobretudo, quando a superfície freática está próxima da superfície do solo.

Outro aspecto que pode justificar as pequenas diferenças encontradas nos valores de h_m obtidos por ambos os processos é a caracterização do ambiente de escoamento do dreno. Atendendo a que o modelo DRENAFEM, necessita de uma calibração do raio do dreno, haverá possivelmente o efeito de resistência de entrada no dreno na simulação numérica, em consequência do ajustamento dos elementos que rodeiam o dreno pelo factor de Vimoke. Essa resistência à entrada de água simulada, provavelmente não tem correspondência no processo analítico em causa. A fórmula de Hooghoudt tem em conta o raio do dreno na caracterização do fluxo radial, contudo, esta ao traduzir a equação de uma elipse que passa pelo centro do dreno, não tem em conta a resistência à entrada de água, que, como se verá, tem influência na conformação da superfície freática. Para compreender a influência do raio do dreno no resultado da comparação anterior, foram realizados vários testes numéricos com o modelo DRENAFEM, em regime permanente, para diferentes razões de h_m/L e respectiva relação com d/L , para valores de 0.02 e 0.001 da razão q/K_s . Essas relações foram também utilizadas na equação de Hooghoudt para valores de raio de dreno de 0.1 m e 0.05 m. A Figura 33 mostra o efeito do raio do dreno nas relações das razões h_m/L e d/L obtidas com os dois métodos, e revela a necessidade para o modelo numérico, de um ajustamento eficaz de K_s nos elementos que rodeiam o dreno, e da dimensão da malha para simular convenientemente o comportamento do dreno ideal como um único nó. Para valores mais elevados da relação de q/K_s , o efeito do raio do dreno têm influência marcada nos resultados, nomeadamente no valor de h_m , cuja relação h_m/L , chega a diferir 0.025, para o valor de 0.4 da razão d/L . Há por isso, no método numérico, necessidade de ajustar convenientemente os elementos que cercam o nó do dreno para melhor simular o valor da carga hidráulica à meia distância entre drenos, acima do plano horizontal destes.

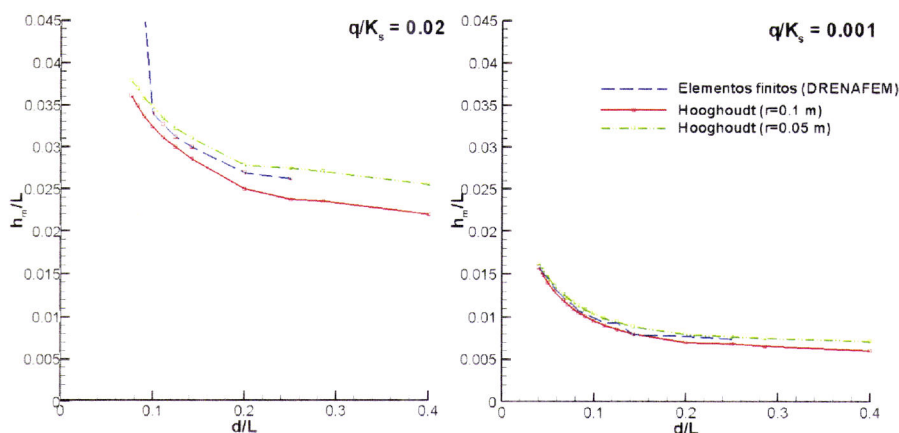


Figura 33 - Variações da relação h_m/L d/L para diferentes rácios de q/K_s e raio real do dreno. As simulações efectuadas para um solo de textura argilosa num meio homogéneo e isotrópico.

Para a relação mais baixa de q/K_s o efeito do raio do dreno nos resultados deixa de ser tão evidente e relevante. O facto de o modelo numérico ter em conta o escoamento não saturado poderá também explicar parte das pequenas diferenças observadas, mas, como vimos, a calibração do raio do dreno permitirá o ajustamento preciso entre os dois métodos.

5.2.1.2 Equação de Kirkham

No ponto anterior foram comparados os resultados relativos a parâmetros determinados pela equação de Hooghoudt, em especial o valor de h_m em função do raio do dreno, para diferentes espaçamentos de drenos e recargas à superfície do solo. Porém uma das atracções do modelo DRENAFEM é a determinação de redes de fluxo, pois tem como solução a distribuição dos potenciais de pressão em todos os pontos discretos do domínio de escoamento previamente discretizado. As equipotenciais resultantes do modelo numérico são por isso comparadas com uma solução analítica baseada na teoria potencial, que embora considerada exacta, é na verdade, uma aproximação à solução por na sua formulação incluir séries infinitas que convergem para um valor exacto.

Kirkham *et al.* (1974), baseados na teoria potencial propõem a determinação analítica das linhas equipotenciais num solo homogêneo, sem considerar o efeito da zona não saturada no escoamento, portanto resolvendo a equação de Laplace. A sua concepção é diferente da que vem sendo utilizada neste estudo. A origem dos eixos cartesianos situa-se no centro do dreno e o plano zx , perpendicular à direcção dos drenos, onde se determinam as linhas equipotenciais, é limitado superiormente pela linha horizontal que une os drenos. Na concepção do modelo, Kirkham assume que a perda de carga na zona compreendida entre a superfície freática e o plano horizontal dos drenos é negligenciável comparada com a perda de carga na restante região do escoamento, considerando que o escoamento acima do plano dos drenos, se faz por membranas fictícias ou por gravilha, com condutividade hidráulica infinita. Por consequência, não é possível determinar o padrão das linhas equipotenciais na zona de escoamento acima dos drenos.

Os drenos são também tratados como uma fenda de espessura zero e largura igual ao raio real. O modelo de Kirkham assume que o fluxo acima do plano dos drenos é vertical na zona não saturada.

De acordo com Kirkham, o potencial hidráulico na região compreendida entre o dreno e a meia distância entre drenos, e entre o impermeme e o plano horizontal dos drenos obtém-se da equação

$$h = \frac{qL}{K_s \pi} \left[0.5 \ln \frac{e^{-\pi z / (0.5L)} [\cosh(\pi z / (0.5L)) - \cos(\pi x / (0.5L))]}{2 \operatorname{sen}^2[\pi r / L]} + \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} [\cos(m\pi z / (0.5L)) - \cosh(m\pi z / (0.5L))] \frac{e^{-m\pi d / (0.5L)}}{\operatorname{senh}(m\pi d / (0.5L))} \right] \quad (\text{eq.5.1})$$

A partir da equação anterior fazendo $z=0$ obtém-se a altura da superfície freática acima do plano horizontal dos drenos a qualquer distância do dreno, donde

$$h(x) = \frac{q L}{K_s \pi} \left[\frac{0.5 \ln \frac{1 - \cos(\pi x / 0.5L)}{2 \operatorname{sen}^2[\pi r / L]} + \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} [\cos(m\pi r / (0.5L)) - [\cosh(m\pi x / (0.5L))]]}{e^{-m\pi d / (0.5L)}} \right] \frac{1}{\operatorname{senh}(m\pi d / (0.5L))} \quad (\text{eq.5.2})$$

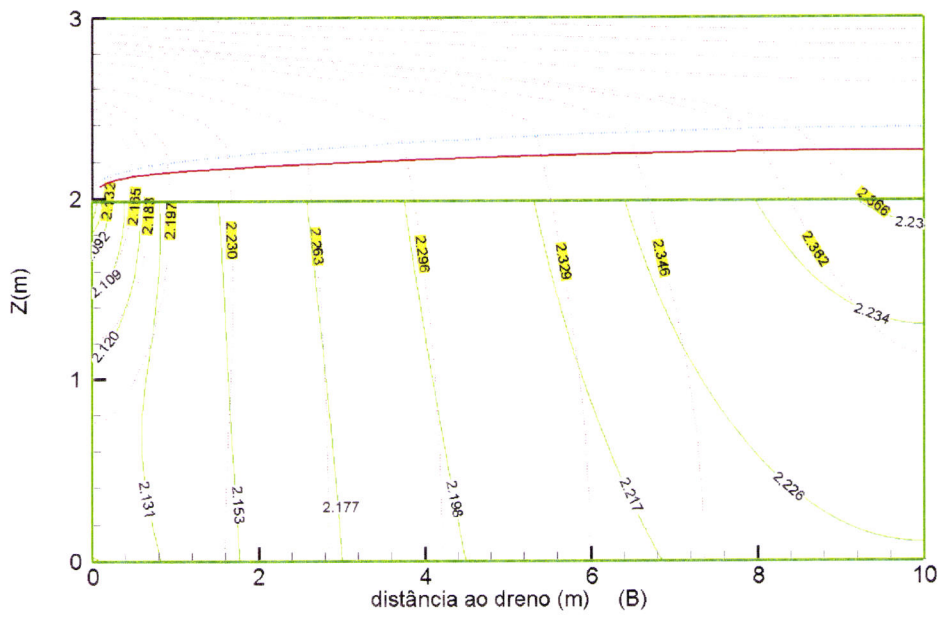
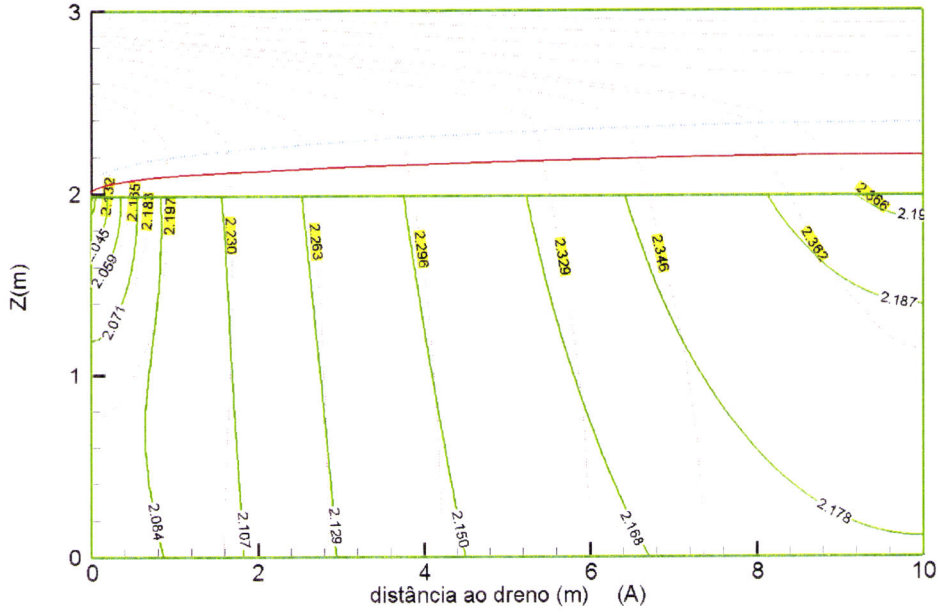
estabelecendo a origem arbitrariamente, com a equação anterior determina-se o valor de h a qualquer distância x da origem. Tomando valores de q em função do tempo determina-se $h(x)$ em regime variável.

Tomando $x=0.5L$ a meia distância entre drenos; definindo $z=H_m$ para $x=0.5L$, obtém-se uma equação que permite determinar a altura da superfície freática a meia distância entre drenos, com referencial no estrato impermeável.

$$H_m = \frac{q L}{K_s \pi} \left[\ln \frac{L}{\pi r} + \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} [\cos(m\pi r / (0.5L)) - (\cos(m\pi)) [\coth(m\pi d / (0.5L))] - 1] \right] \quad (\text{eq.5.3})$$

A equação 5.1, permite construir a rede de fluxo no plano xz . A figura seguinte mostra a distribuição do potencial hidráulico da água no solo determinado pelo método dos elementos finitos (linha de pontos) com o modelo DRENAFEM e pela eq.5.1 (linha a cheio). A comparação das linhas equipotenciais entre os dois métodos, conduz a diferenças explicadas pela diferente posição da superfície livre estimada pelos dois métodos.

Os valores para o raio do dreno foram, respectivamente, 0.05 m, 0.01 m e 0.005 m. No primeiro caso a posição da superfície freática foi mais baixa do que a resultante do modelo DRENAFEM, sendo como consequência, o potencial hidráulico inferior em todos os pontos do escoamento. A variação corresponde exactamente à diferença entre as posições das duas superfícies livres. Para que o nível freático seja sensivelmente igual é necessário atribuir um valor ao raio do dreno bastante pequeno, induzindo resistência de entrada no caso da análise de Kirkham (Figura 34C). O valor do raio do dreno tem assim, mais uma vez, influência determinante na distribuição dos potenciais e por consequência na posição e forma final da superfície livre.



freática no caso de Kirkham, além da responsabilidade do valor atribuído ao raio do dreno, pode também encontrar explicação no facto de este considerar que o escoamento acima do plano dos drenos é vertical, desde logo com menor perda de carga, o que também situa a superfície livre em níveis inferiores. Kirkham despreza mesmo a perda de carga na zona arqueada do escoamento. Porém, as linhas equipotenciais resultantes da análise numérica mostram que aqui o fluxo é praticamente horizontal, sendo a simplificação efectuada por Kirkham responsável por parte da diferença nos resultados. Também abaixo do nível dos drenos existe uma zona em que o escoamento determinado numericamente é horizontal, o que não acontece na solução de Kirkham onde o escoamento não é exactamente horizontal, em especial junto da camada impermeável.

5.2.1.3 Teoria hidráulica

A análise do escoamento apoiada na equação de Laplace e por conseguinte no fluxo exclusivamente saturado tem vindo a ser extensivamente usada, embora com um conjunto de simplificações e restrições baseadas em hipóteses que em situações reais têm conseguido satisfazer os problemas de escoamento mais comuns.

Santos Júnior (1971) analisou escoamentos gradualmente variados, com superfície livre e com fraca inclinação em relação ao plano horizontal, ditos escoamentos hidráulicos. Estes escoamentos verificam aproximadamente as hipóteses de Dupuit, no referente à horizontalidade das linhas de corrente, pois possuem uma inclinação sobre o plano horizontal pequena de tal modo que as tangentes trigonométricas deste ângulo se aproximam aos senos dos mesmos ângulos, e que as velocidades associadas às linhas de corrente são proporcionais ao declive da superfície freática, mas independentes da profundidade da zona saturada, a sua teoria é por vezes referida como teoria hidráulica. O mesmo autor, baseado nesta teoria, propõe uma expressão analítica que permite determinar a posição da superfície freática à meia distância entre drenos. Os seus resultados são comparados com os obtidos pelo modelo numérico DRENAFEM. De seguida deduz-se essa equação de forma distinta da

originalmente efectuada pelo autor. Serve esta dedução para compreender as simplificações introduzidas na análise efectuada.

Considerando Q_f o fluxo uniforme através duma secção recta do escoamento por unidade de largura, supondo que a superfície do solo e o imperme são planos e horizontais e que os drenos são paralelos, equidistantes e ao mesmo nível, temos

$$Q_f = -K_s h \frac{\partial h}{\partial x} \quad (\text{eq.5.4})$$

que, rearranjando, pode reescrever-se

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{Q_f}{K_s h} \quad (\text{eq.5.5})$$

Por outro lado temos $\frac{\partial Q_f}{\partial x} = -v_z$, onde v_z é a componente vertical da velocidade de infiltração. Supondo v_z constante com x , integrando obtém-se

$$Q_f = -v_z x + c \quad (\text{eq.5.6})$$

fazendo $q = -v_z$, sendo neste caso q o fluxo através da superfície freática por unidade de superfície, positivo de cima para baixo, e c uma constante de integração.

Em qualquer circunstância de drenagem, em regime permanente, o fluxo uniforme q que atravessa a superfície do solo é de valor igual ao fluxo que atravessa a superfície freática. Admitindo que o movimento é exclusivamente vertical na zona não saturada, este fluxo também é numericamente igual a um fluxo médio, definido pelo quociente entre o caudal no dreno e a área da secção horizontal de escoamento.

A Figura 35 esquematiza a concepção do sistema de drenagem numa secção plana do escoamento, perpendicular à direcção dos drenos. O solo considera-se plano com uma camada impermeável a relativa pouca profundidade. A drenagem subsuperficial é feita por drenos de tubos, colocados à mesma cota, distanciados da

camada impermeável e com espaçamento de L entre si. A densidade de fluxo q é constante e uniforme. Para efeitos de simplificação considera-se que não existe evapotranspiração e percolação profunda e que a água em excesso na superfície do solo é removida instantaneamente.

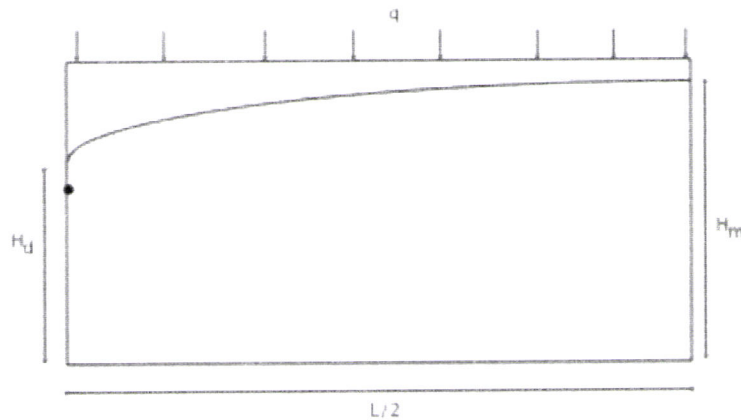


Figura 35 – Concepção de modelo de drenagem e respectivas variáveis

A infiltração e posterior percolação ao longo do perfil, bem como a taxa de remoção de água pelos drenos, fomentam o deslocamento da superfície freática. Considerando a camada impermeável como ponto de referência, em perfil homogêneo, a altura da superfície freática possui um máximo à meia distância entre drenos (H_m) e um mínimo junto ao dreno (H_d). Em situação de drenos ideais e não submersos, H_d coincide com a distância do dreno à camada impermeável.

Considerando uma secção de escoamento perpendicular à direcção dos drenos, compreendida entre o dreno e meia distância entre drenos, tomando como origem das abcissas um ponto na vertical que atravessa o dreno e estabelecendo as seguintes condições de fronteira (Figura 35)

$$\begin{aligned} x = 0, h = H_d \\ x = \frac{L}{2}, h = H_m \end{aligned} \quad (\text{eq.5.7})$$

Integrando a eq.5.4 nos limites anteriores, substituindo Q_d por eq. 96, separando variáveis permite obter

$$K_s \int_{H_d}^{H_m} h \partial h = q \int_0^{\frac{L}{2}} x \partial x \quad (\text{eq.5.8})$$

que, integrando, resulta em

$$H_m^2 = \frac{q \left(\frac{L}{2}\right)^2}{K_s} + H_d^2 \quad (\text{eq.5.9})$$

ou, de outra forma, para permitir o uso de variáveis adimensionais

$$\left(\frac{H_m}{\frac{L}{2}}\right)^2 = \left(\frac{H_d}{\frac{L}{2}}\right)^2 + \frac{q}{K_s} \quad (\text{eq.5.10})$$

A partir de uma superfície freática plana, localizada à superfície do solo, introduzindo um dreno a um metro de profundidade, simulou-se numericamente com o modelo DRENAFEM a evolução temporal da posição da superfície freática. Considerando que o regime variável é uma sucessão de regimes permanentes sucessivos obtiveram-se pares de valores para as alturas instantâneas H_d e H_m . Determinou-se também o valor do caudal no dreno, por metro linear de dreno (Q). O valor da densidade de fluxo à superfície foi por sua vez determinado, pelo quociente entre Q e a distância entre drenos. Com as alturas H_d e H_m , obtidas numericamente, determinaram-se valores da razão q/K_s , a partir da forma modificada da equação de Hooghoudt (eq.2.59) e pela eq. 5.10. Os valores registam-se na Figura 36 e na Tabela 5. A eq.5.10, trata o escoamento a uma dimensão baseado, como se disse, nas premissas de Dupuit, pelo que não considera a perda de carga radial e vertical no escoamento em direcção aos drenos. Por sua vez a equação de Hooghoudt modificada, apesar de também tratar o problema a uma dimensão considera a perda de carga devida ao fluxo radial em redor

do dreno, pela alteração introduzida com camada equivalente. Por último, o modelo numérico DRENAFEM considera o problema a duas dimensões e considera o escoamento na zona não saturada, tendo em conta as perdas de carga radial, vertical e horizontal. A diferença nos valores da razão q/K_s obtida pelos três métodos revela que qualquer um deles possui características próprias que o distingue dos restantes, pelo que residem aí as diferenças registadas na Figura 36.

Tabela 5 - Valores para a razão de q/K_s , em função de $H_m/0.5L$.

H_m	H_d	$H_m/0.5L$	q/K_s		
			E. Finitos	Eq. 5.10	Hoog mod.
3,0000	2,4350	0,3000	0,0468	0,0307	0,0242
2,9830	2,3750	0,2983	0,0446	0,0326	0,0255
2,5910	2,0000	0,2591	0,0183	0,0271	0,0203
2,5880	2,0000	0,2588	0,0179	0,0270	0,0202
2,5730	2,0000	0,2573	0,0179	0,0262	0,0196
2,4600	2,0000	0,2460	0,0138	0,0205	0,0152
2,3840	2,0000	0,2384	0,0121	0,0168	0,0124
2,3500	2,0000	0,2350	0,0112	0,0152	0,0112
2,3300	2,0000	0,2330	0,0107	0,0143	0,0105
2,3130	2,0000	0,2313	0,0101	0,0135	0,0099
2,3040	2,0000	0,2304	0,0099	0,0131	0,0096
2,2940	2,0000	0,2294	0,0097	0,0126	0,0092
2,2850	2,0000	0,2285	0,0096	0,0122	0,0089
2,2780	2,0000	0,2278	0,0093	0,0119	0,0087
2,2720	2,0000	0,2272	0,0091	0,0116	0,0085
2,2670	2,0000	0,2267	0,0090	0,0114	0,0083
2,2630	2,0000	0,2263	0,0089	0,0112	0,0082
2,2590	2,0000	0,2259	0,0088	0,0110	0,0080
2,2550	2,0000	0,2255	0,0087	0,0109	0,0079
2,2520	2,0000	0,2252	0,0086	0,0107	0,0078
2,2490	2,0000	0,2249	0,0086	0,0106	0,0077
2,2460	2,0000	0,2246	0,0084	0,0104	0,0076
2,2440	2,0000	0,2244	0,0084	0,0104	0,0075
2,2410	2,0000	0,2241	0,0083	0,0102	0,0074
2,2400	2,0000	0,2240	0,0083	0,0102	0,0074

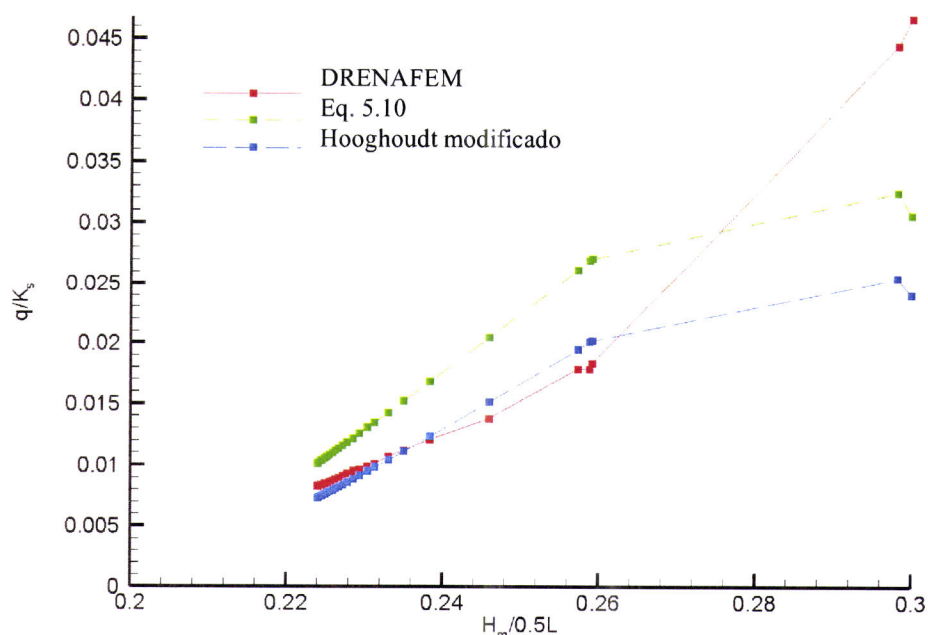


Figura 36 - Variação de q/K_s com $H_m/0.5L$ nos métodos de cálculo utilizados. Solo inicialmente saturado. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=0.45$ m dia⁻¹, imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹.

Atendendo ao conceito da perda de carga no escoamento, ao fixar-se um valor de carga à meia distância entre drenos (h_m) e conseqüentemente de H_m , para a mesma razão de q/K_s , são de esperar valores de H_m superiores no caso do método dos elementos finitos relativamente à eq.5.10. Para a fixação do valor de h_m , o modelo numérico DRENAFEM considera todas as perdas de carga do escoamento em oposição à eq.5.10, que só tem em conta a perda de carga horizontal. Este facto determina que em igualdade de condições a carga à meia distância entre drenos seja menor na eq.5.10.

Atendendo à Figura 36, a eq.5.10 determina valores mais elevados de q/K_s que os restantes métodos. Isto é, mantendo K_s e L constantes, para o mesmo valor de q , H_m é menor. O resultado obtido com o modelo numérico acompanha muito perto os valores da equação modificada de Hooghoudt, confirmando novamente a boa aderência da estimativa de ambos os métodos, com excepção para valores elevados de q .

O segmento do gráfico que representa a subida de valores da razão q/K_s para valores elevados de $H_m/0.5L$, nas duas equações analíticas, deve-se ao facto da diferença (H_m-H_d) , necessária aos cálculos, aumentar da primeira para a segunda estimativa (ver Tabela 5).

À igualdade expressa pela eq. 5.10 pode, de acordo com Santos-Júnior (1971) dar-se representação gráfica, traduzindo a relação entre $H_m/(0.5/L)$ em abcissas e q/K_s em ordenadas, sendo o valor de $H_d/0.5L$ igual à abcissa da base da curva. A Figura 37 representa duas curvas teóricas da eq.5.10, para valores de H_d de 2 m (Figura 37A) e 2.25 m (Figura 37B). No exemplo apresentado, a distância do dreno ao estrato impermeável é de dois metros, pelo que na prática, no caso da Figura 37B o dreno encontra-se submerso com uma carga igual a 0.25 m e livre na Figura 37A.

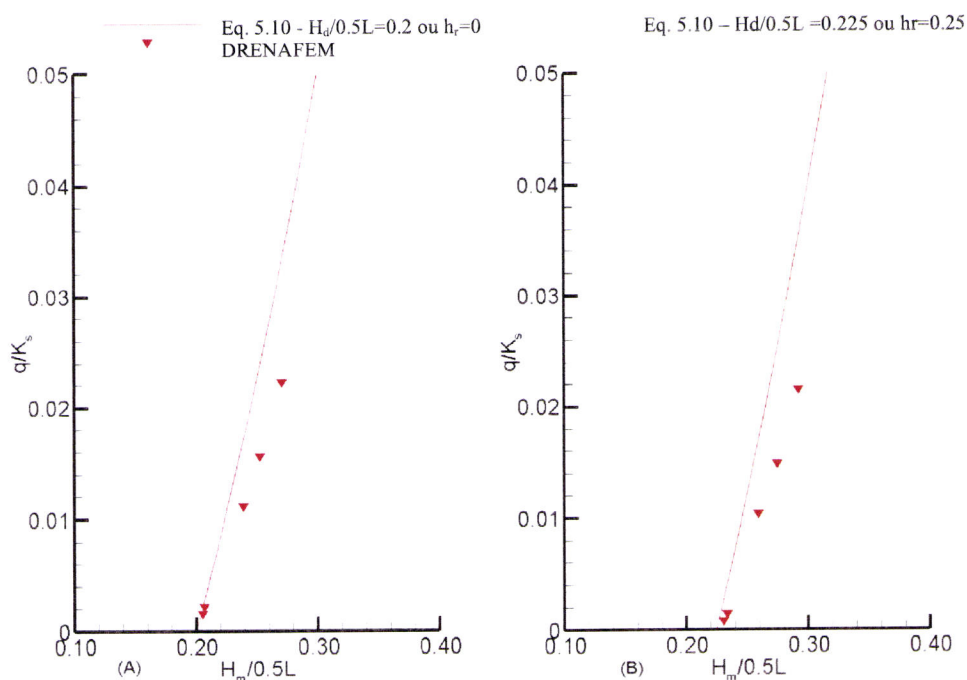


Figura 37 - Variação de q/K_s com $H_m/0.5L$ nos métodos de cálculo utilizados, com dreno livre (A), e dreno submerso (B). Solo inicialmente saturado e sem infiltração. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=0.45$ m dia⁻¹, imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹.

Neste caso, a abordagem é diferente da representada na Figura 36. Os valores de H_m são obtidos a partir da simulação numérica de diferentes valores de q em regime permanente, mantendo K_r e L constantes nas várias simulações. Os resultados obtidos numericamente são comparados com as curvas teóricas da eq.5.10 introduzindo também aqui um elemento novo referente à submersão do dreno e à sua influência em H_m .

Mais uma vez, não surpreende que os resultados relativamente à eq.5.10 apresentem diferenças com os resultados do método numérico. Baseada nas hipóteses de Dupuit, a dedução da expressão não tem em conta a perda de carga dos fluxos vertical e radial, pelo que será de esperar que produza valores superiores para a razão q/K_r para o mesmo valor de $H_m/0.5L$. Na prática a eq.5.10 traduz um melhor funcionamento do sistema, com menores valores de H_m , para o mesmo valor de q , mas quando usada, por hipótese, na determinação de L , leva inevitavelmente a distâncias entre drenos maiores que as obtidas com o método numérico.

De qualquer modo, as equações convergem para valores baixos de q , pois, neste caso, as diferenças inerentes aos métodos esbatem-se por os valores do fluxo serem baixos e, conseqüentemente, também as respectivas perdas de carga.

Aparentemente, as diferenças entre os dois métodos não se alteram com a submersão do dreno, mantendo-se as diferenças observadas com dreno livre. Há contudo, uma ligeira diferenciação para valores de q mais baixos, pois o facto do dreno estar totalmente rodeado de solo saturado aumenta a influência da resistência radial na perda de carga global do sistema.

5.2.2 Regime variável

Em regime variável, a determinação das alturas da superfície livre acima do plano horizontal dos drenos é mais complexa porquanto, se a análise do escoamento for exclusivamente saturada, a superfície freática é agora uma fronteira móvel, complicando extraordinariamente a fixação das condições de fronteira. Por outro lado se a análise do escoamento tiver carácter saturado/não saturado, é necessário caracterizar o

escoamento não saturado introduzindo relações constitutivas, largamente não lineares, entre a humidade do solo, o seu potencial e a sua condutividade hidráulica.

Considere-se uma superfície freática horizontal, num solo homogêneo e isotrópico, localizada à superfície do solo, sem recarga e perdas por percolação profunda e camada impermeável a profundidade finita. No tempo t_0 introduz-se um dreno ideal a uma determinada profundidade e por consequência o nível da superfície freática baixa até um mínimo à cota do dreno. Durante a recessão, a forma da superfície varia de plana (t_0), até uma elipse, que passa pelo dreno e com um máximo à meia distância entre drenos. Finalmente o escoamento no dreno cessa e a superfície freática torna-se plana, ao mesmo nível do plano horizontal dos drenos. Se, pelo contrário, o dreno não for ideal, além da carga a meia distância entre drenos passa a ser relevante também uma carga no seu plano vertical, devido à resistência de entrada do fluxo no dreno e, a superfície livre deixa de ter uma conformação de elipse para se converter numa superfície curva com um mínimo no plano vertical do dreno e um máximo à meia distância entre drenos. Esta é uma situação comum na realidade.

Neste ponto pretende-se comparar a expressão analítica de Youngs (1999), que permite determinar em regime variável o valor da carga à meia distância entre drenos acima do plano horizontal destes, com o resultado obtido no modelo DRENAFEM.

O regime variável pode tratar-se analiticamente como uma sucessão de regimes permanentes (Childs, 1947 citado por Youngs, 1999), pelo que as equações analíticas de regime permanente podem aplicar-se em regime variável desde que este seja entendido como uma sucessão contínua de regimes permanentes (Bouwer & van Schilfgaarde, 1963). O tratamento analítico da recessão da superfície freática, para determinar a sua posição e velocidade, tem merecido diversas soluções, nomeadamente, a linearização da equação de Boussinesq (Maasland, 1959, citado por van Schilfgaarde, 1974) em situação de valas assentes em camada impermeável horizontal, admitindo neste caso as hipóteses simplificadoras de Dupuit, ou relacionando o fluxo do dreno e a densidade de fluxo com a capacidade de retenção de água no solo, traduzida pelo conceito de rendimento específico (S) (Santos Júnior e Youngs, 1969). Este termo permite, numa análise

exclusivamente saturada, introduzir a contribuição da humidade da zona não saturada na variação da velocidade e da posição da superfície livre. No entanto, a utilização do conceito comporta uma certa dificuldade na determinação do valor de S , devido à sua variação temporal e espacial.

Youngs (1999), baseado no conceito de rendimento específico, propôs uma expressão que permite determinar a carga hidráulica a meia distância entre drenos, admitindo que se trata de um dreno ideal e que não existe recarga à superfície do solo. A condição inicial, é assim, uma superfície freática que acima do plano vertical dos drenos possui altura zero no dreno e um máximo (h_{m0}) à meia distância entre drenos. A expressão proposta é

$$h_m = \frac{h_{m0}}{\left[1 + (\alpha - 1)K_s h_{m0}^{\alpha-1} t / S(0.5L)^\alpha\right]^{1/(\alpha-1)}} \quad (\text{eq.5.11})$$

onde

$$\alpha = 2(d/0.5L)^{1/0.5L}, \quad 0 < d/(0.5L) < 0.368$$

$$\alpha = 1.384 \alpha, \quad d/(0.5L) > 0.368$$

A solução da equação de Youngs para um período de 40 h é comparada com a solução numérica na Figura 38 num sistema com camada impermeável a distância infinita, um valor de S constante e um solo de textura argilosa. Mostra-se que inicialmente a análise numérica regista valores inferiores para h_m , convergindo os dois métodos para valores muito próximos decorridas 20 h de simulação. A diferença de resultados no início da simulação deve-se às diferentes condições de fronteira da superfície livre de cada um dos métodos. No início da simulação a análise numérica considera, a superfície livre plana à superfície do solo, por seu lado a equação de Youngs considera um superfície freática curva sem carga acima de dreno ideal. Os valores de h_r obtidos na simulação numérica são também apresentados por a maior diferença entre h_m dos dois métodos coincidir com valores de $h_r > 0$ m na simulação numérica. Este resultado leva-nos a concluir que, entre estes dois métodos, os valores de

h_m são inferiores no modelo numérico, sempre que se verifique resistência de entrada no dreno ou este seja sujeito a uma carga exterior.

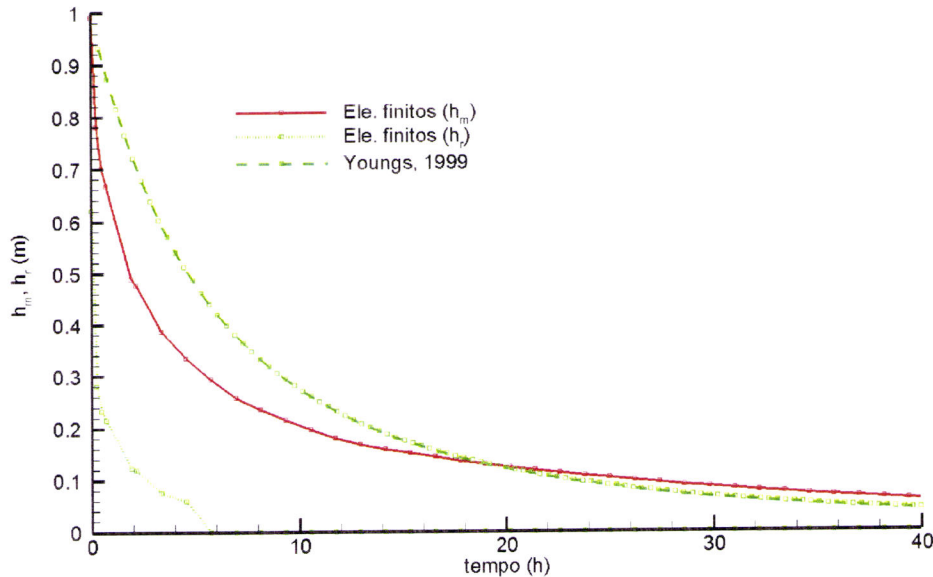


Figura 38 - Evolução da potencial hidráulica a meia distância entre drenos, acima do plano horizontal destes com o tempo. Simulação efectuada para $L=30$ m, $K_s=1$ m dia⁻¹, impermeável à profundidade de 4,2 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹, $q=0$ m dia⁻¹, $S=0.006$.

5.3 Comparação do modelo DRENAFEM com HYDRUS2D

A especificidade de cada método analítico tem revelado maiores ou menores diferenças na comparação dos resultados numéricos do modelo DRENAFEM. Para determinar a responsabilidade das restrições nas diferenças observadas nos resultados e a precisão do método numérico, efectuamos uma comparação dos resultados de h_m , em regime variável, com outro modelo matemático que utilize o método dos elementos finitos. Usamos o software HYDRUS2D (Simunek *et al.*, 1999) para simular um sistema de drenagem subsuperficial em solo homogêneo e isotrópico, com distância entre drenos de 20 m, K_s de 0.0048 m dia⁻¹ e estrato impermeável localizado à profundidade de 4 m, com uma malha de espaçamento regular e com 4640 triângulos a que correspondem

3042 nós. Apesar da maior densidade dos triângulos, relativamente ao modelo DRENAFEM, o carácter regular da malha não permite maior densidade desta junto do dreno, onde são esperados maiores gradientes hidráulicos. O dreno é aqui também representado por um único nó ajustado à malha pelo procedimento de Vimoke. Foram comparados os valores da carga hidráulica à meia distância entre drenos ao longo de 5 dias. Como condição inicial, considerou-se o perfil do solo totalmente saturado com a superfície livre plana localizada à sua superfície.

Considerou-se um solo de textura argilosa, para definir os parâmetros do modelo de retenção. O valor de h_m é directo no programa DRENAFEM, mas no HYDRUS2D foi obtido através da inspecção da carga hidráulica do nó situado no imperme exactamente à meia distância entre os drenos, deduzido da distância do dreno ao imperme. Os valores de h_m , obtidos por ambos os modelos numéricos é apresentado na Figura 39. Durante as primeiras 24 horas os valores de h_m divergem ligeiramente, sobretudo devido à maior discretização espacial efectuada no HYDRUS2D, e mais relevante, devido à utilização de intervalos de tempo menores entre soluções como se verifica pela menor distância dos pontos dos resultados.

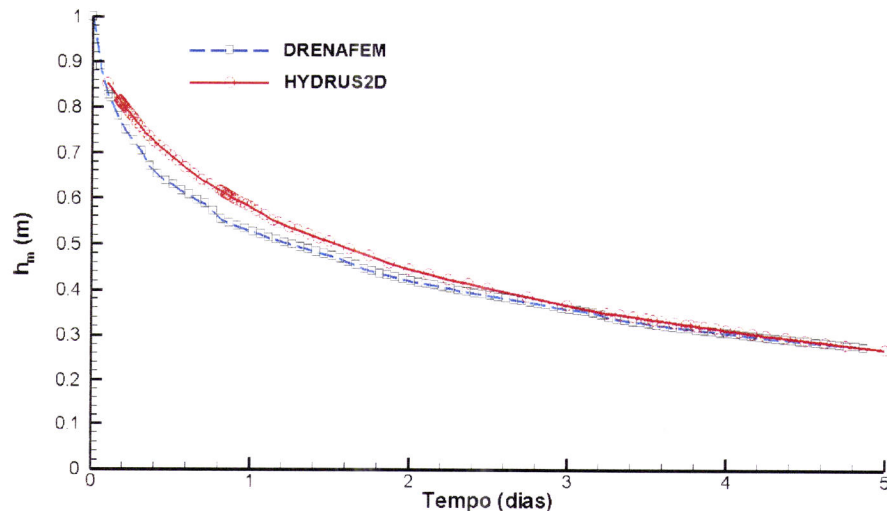


Figura 39 - Evolução da potencial hidráulico a meia distância entre drenos, acima do plano horizontal destes com o tempo. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=0.048$ m dia⁻¹, imperme à profundidade de 4 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.38$ m³m⁻³, $\theta_r=0.068$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.8$ m⁻¹, $q=0$ m dia⁻¹, r efectivo = 0.01 m. Ajustamento de Vimoke 1.5.

No entanto, é no método numérico usado para resolver o sistema de equações que os dois programas diferem. Enquanto o nosso programa usa o método directo de decomposição LU, o HYDRUS2D utiliza o método indirecto do pré-condicionamento dos gradientes conjugados, mais rápido e com menos problemas relativo a erros de arredondamento. Estes aspectos contribuem para a diferença nos resultados observados. O tempo de execução foi, mesmo assim, sensivelmente o mesmo, mas tendo em conta a diferença na dimensão das matrizes dos dois problemas, o HYDRUS2D é mais rápido. Não foi possível comparar o caudal do dreno, pois a HYDRUS2D não permite exportar os dados do fluxo do nó que representa o dreno.

Apesar do modelo HYDRUS2D, possibilitar resolver o mesmo problema que o modelo DRENAFEM, permitindo mesmo uma discretização espacial mais densa, necessita de uma definição inicial das fronteiras do sistema de drenagem para cada tipo de problema e a respectiva construção da malha e definição das condições associadas a cada fronteira. Ora, no modelo DRENAFEM, a definição das fronteiras, a sua natureza e discretização espacial são efectuadas automaticamente pelo software, seguindo o espírito de simplificação na determinação com recurso a métodos numéricos, dos parâmetros chave no projecto de drenagem subsuperficial.

5.4 Utilização do modelo DRENAFEM com dados de campo

Pela própria definição de modelo, que pretende reproduzir as condições reais, com maior ou menor detalhe, são inevitáveis as simplificações. Dadas as complexas condições dos sistemas reais as dificuldades na simulação são incontornáveis. Por isso, as observações efectuadas nos ensaios de campo são fundamentais para testar a precisão do modelo e calibração dos resultados.

A quantidade e qualidade dos dados introduzidos no modelo são de extrema importância na estimativa dos potenciais de pressão e devem caracterizar o mais próximo possível o ambiente real da drenagem da parcela em estudo e das diferentes variáveis que a influenciam. Por exemplo, nas nossas condições a precipitação

raramente é uniforme no espaço e no tempo e, geralmente, os valores da precipitação disponíveis são referentes a um intervalo mínimo de um dia, pelo que, a informação da intensidade de precipitação não se pode obter de forma fiável, mesmo sendo este um parâmetro importante na determinação e caracterização do fluxo que atravessa a superfície do solo. Por consequência, a natureza dos dados reflecte-se no desempenho e funcionamento do modelo numérico e consequentemente nos potenciais de pressão determinados. O conhecimento prévio da intensidade de precipitação é necessário para aferir se a capacidade de infiltração é ultrapassada em determinado momento. Se esta for ultrapassada, o modelo assume que a água em excesso é removida instantaneamente da superfície do solo, mas, na realidade, isso não acontece, em especial em solos planos como os dos nossos ensaios de campo, continuando a água a infiltrar-se no solo mesmo sem ocorrer precipitação. No entanto, o modelo DRENAFEM não tem em conta esse aspecto, sendo necessário calibrar o tempo de infiltração para obviar este problema. No caso de existir água na superfície do solo, também a sua espessura influencia o comportamento da infiltração, pois esta não se processa à pressão atmosférica, mas a uma pressão superior, começando a ser importante o escoamento preferencial, pois, nestas condições, a infiltração realiza-se pelos poros de maior diâmetro. Como referido anteriormente, o nosso modelo assume que toda a água em excesso à superfície do solo é removida instantaneamente pelo que não se considera a situação de infiltração sob efeito de uma carga. Porém, em nossa opinião, a principal dificuldade de simular as condições reais, reside na caracterização apropriada do funcionamento do dreno. O comportamento não ideal do dreno, quer devido à resistência à entrada de água, quer devido ao seu funcionamento sob pressão, só se consegue simular a partir de um processo de tentativas para ajustamento dos parâmetros que influenciam o seu desempenho. Infelizmente este processo é sempre demorado e pouco prático. O modelo DRENAFEM permite atribuir valores de carga ao nó do dreno, para simular a submersão e alterar o valor do parâmetro de Vimoke em cada simulação, deste modo pode realizar-se uma calibração a qualquer um destes parâmetros, ou simultaneamente aos dois, de modo a aproximar os valores obtidos no ensaio, por exemplo para a carga à meia distância entre os drenos, com os valores simulados pelo modelo.

As condições iniciais, nomeadamente a posição da superfície freática e a distribuição do potencial de pressão no início da simulação, são outro problema a resolver. É praticamente impossível caracterizar a distribuição dos potenciais totais que o solo possui no momento inicial da simulação, no entanto, eles são importantes no cálculo do fluxo que entra à superfície do solo, por a taxa infiltração estar condicionada pela humidade do solo. A posição inicial da superfície freática é mais fácil de implementar na simulação, contudo subsiste sempre o problema da distribuição do potencial de pressão na zona não saturada. O modelo DRENAFEM assume como condição inicial solo totalmente saturado, portanto com a superfície freática a coincidir com a superfície do solo. Na comparação de resultados numéricos deste modelo com dados de campo, por exemplo de valores de h_m , a simulação inicia-se quando na realidade o solo está totalmente saturado ou, em alternativa, no momento em que na simulação os valores de h_m coincidem com valores observados.

Por último, igualmente influente nos resultados é a elevada variabilidade espacial e temporal de parâmetros como a condutividade hidráulica saturada, que varia não só no espaço e no tempo, mas também com o próprio método usado na sua determinação. Em modelos simples, a calibração do seu valor é normalmente suficiente para conseguir resultados simulados satisfatórios. Em modelo complexos, a própria variabilidade poderá ser associada ao processo de cálculo. Contudo, essa será uma etapa bastante exigente em tempo de execução do modelo e obtenção dos dados de campo, sendo preferível implementar outras técnicas como a solução inversa do problema, isto é, a partir de determinada distribuição de potenciais de pressão, obter o(s) valor(es) de K , que a validam. No nosso modelo, caso se verifique grande variabilidade deste parâmetro deve realizar-se uma calibração prévia do seu valor para melhor ajustar os dados observados aos simulados.

5.4.1 Lezíria de Vila Franca

Os valores obtidos no ensaio de campo na Lezíria de Vila Franca foram introduzidos no modelo DRENAFEM para simular em regime variável, a evolução dos

valores da carga hidráulica acima do plano vertical do dreno e à meia distância dos drenos acima do seu plano horizontal. Foram respeitadas a profundidade e distância entre drenos, os valores da condutividade hidráulica saturada horizontal e vertical, os valores dos parâmetros de retenção, neste caso de van Genuchten, e os valores da precipitação diária.

O período de simulação escolhido corresponde a 5 dias consecutivos, tendo início no 327º dia do ano de 2002, por nesse dia se ter registado uma precipitação de 0.022 m, e a altura da superfície freática à meia distância entre drenos se situar à superfície do solo. Apesar disso, o solo não estava totalmente saturado, por na zona da linha do dreno a superfície freática se situar sensivelmente a 0.34 m acima do plano horizontal dos drenos. Após um primeira execução do modelo, os dados simulados e observados, relativamente à altura à meia distância entre drenos (h_m) e a altura acima da linha do dreno (h_r), são apresentados na Figura 40.

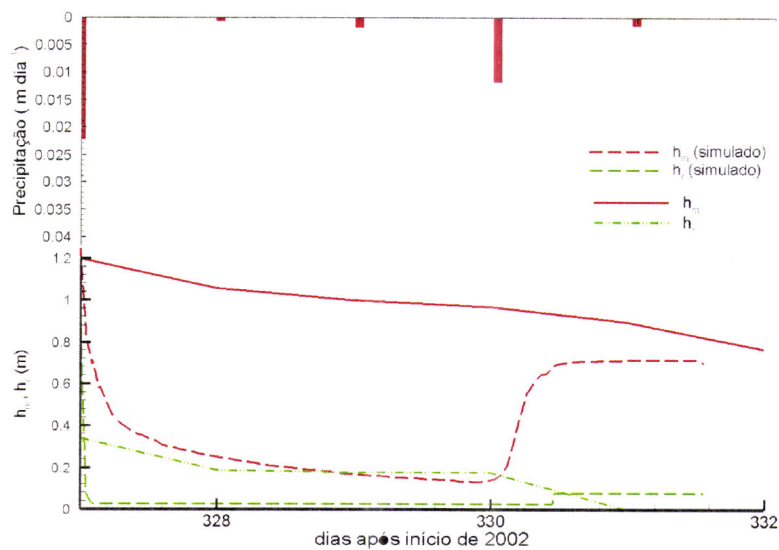


Figura 40 – Valores de h_m e h_r simulados e observados na Lezíria de Vila Franca. 1ª simulação sem calibração de parâmetros.

O resultado da simulação, para qualquer das variáveis, é bastante diferente dos valores observados. Na verdade a simulação apresenta valores de h_m , manifestamente inferiores aos observados, registando uma diminuição rápida e acentuada ainda durante

o primeiro dia de simulação. Simultaneamente, não há resistência à entrada de água no dreno por o valor calculado de h_r ser praticamente nulo.

De acordo com o resultado da simulação, o modelo simulou mal o comportamento do dreno e a infiltração real deverá ocorrer além do primeiro dia, pois a precipitação deve ter provocado um excesso de água à superfície que se foi infiltrando nos dias seguintes à precipitação. Por outro, a precipitação não ocorreu durante todo o dia, concentrando-se num período de tempo substancialmente menor, ultrapassando a capacidade de infiltração do solo.

Neste sentido foram realizadas novas simulações, calibrando o valor de V_m , para melhor simular a resistência à entrada de água no dreno, neste caso com um valor de 0.25 para V_m . Paralelamente, prolongou-se o valor da densidade de fluxo inicial de 0.022 em mais 42 horas e diminuíram-se os tempos de infiltração nos dias 2, 3 e 4 de 24 horas para 4 horas, supondo que será essa a duração de uma precipitação típica no local. O melhor ajustamento conseguido ilustra-se na Figura 41.

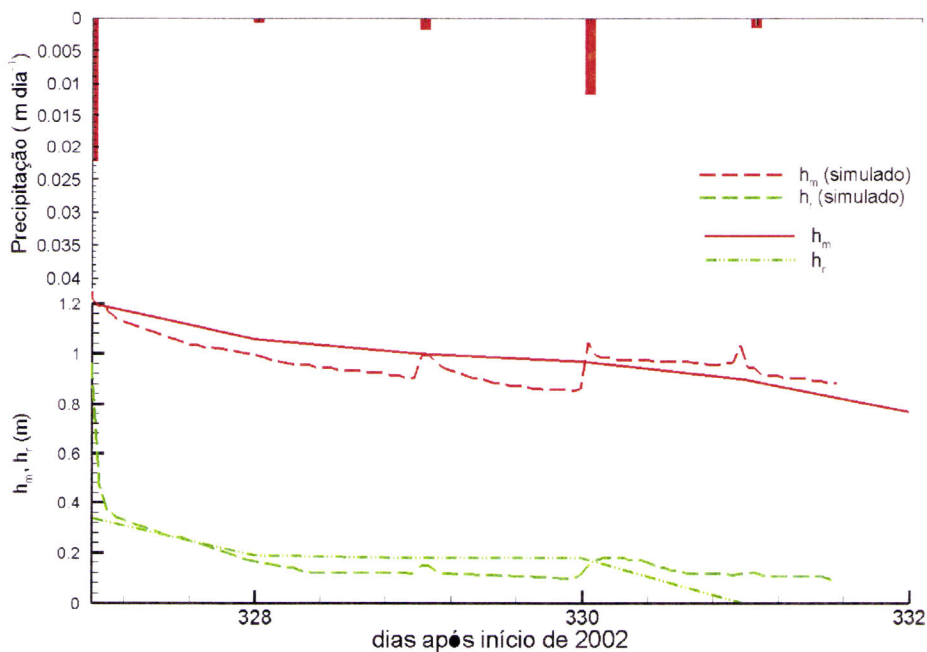


Figura 41 - Valores de h_m e h_r simulados e observados na Lezíria de Vila Franca. Simulação após calibração de parâmetros.

O comportamento de h_r , mesmo assim apresenta um melhor ajustamento aos dados observados, exceptuando no fim da simulação onde a carga no plano vertical do

dreno no campo deixa de se observar, indiciando também uma provável submersão do dreno, durante alguns períodos do dia, nos dias anteriores. Apesar de tal não ter sido observado no momento da colheita de dados, dadas as circunstâncias dos resultados observados e simulados, é de admitir a submersão do dreno.

As alterações introduzidas promoveram um melhor ajustamento entre o modelo e os dados observados, embora os valores de h_m , continuaram ligeiramente inferiores nos primeiros 3 dias de simulação, subindo nos dois últimos dias. São também visíveis os picos de h_m , devido ao menor período de precipitação simulados, mais pronunciados que os de h_r .

5.4.2 Baixo Vouga Lagunar

A simulação do comportamento da altura a meia distância entre drenos em 20 dias consecutivos no Baixo Vouga Lagunar é representada na Figura 38. Também aqui surgem as mesmas dificuldades da simulação efectuada com os dados da lezíria de Vila Franca. A contrariedade de obtenção de comparações completamente fiáveis prende-se com a necessidade da condição inicial do modelo numérico coincidir com a das observações de campo, situação algo difícil de se conseguir convenientemente. O comportamento não ideal do dreno observado requer também uma calibração prévia do factor de Vimoke, para melhor simular a resistência de entrada no dreno. Ao considerar-se o solo integralmente saturado como condição inicial, idealmente deveria existir uma observação no campo onde o solo estivesse também ele, totalmente saturado no seu perfil. Ora, como tal não aconteceu no período de observações, foi escolhido como condição inicial para simulação a menor profundidade da superfície freática de todas as observações. A simulação foi iniciada dois dias antes, com valores de infiltração calibrados manualmente de modo a que no início da comparação os valores observados e simulados fossem o mais aproximado possível. Os valores simulados são inferiores aos observados, em quase todo o período de observação e são apresentados na Figura 42. O facto do sistema do Baixo Vouga Lagunar estar a funcionar com drenos não ideais, complica extraordinariamente a comparação, dada a dificuldade em simular a

resistência de entrada. Melhoria na concordância dos resultados observados e simulados só será possível por processos de tentativas até uma calibração fiável do comportamento do dreno. Assim, foram introduzidos vários valores no modelo DRENAFEM para o factor de Vimoke no início de cada tentativa de simulação até que os valores de h_m simulados fossem idênticos ou muito próximos dos valores observados. Após várias tentativas de simular as condições não ideais do dreno pela alteração do factor de Vimoke, o resultado apresentado na Figura 42 foi a melhor aproximação conseguida, sobretudo porque os dados de campo introduzidos no modelo revelaram grande sensibilidade à alteração deste factor, provavelmente devido à elevada anisotropia de K_s que a segunda camada deste solo apresenta.

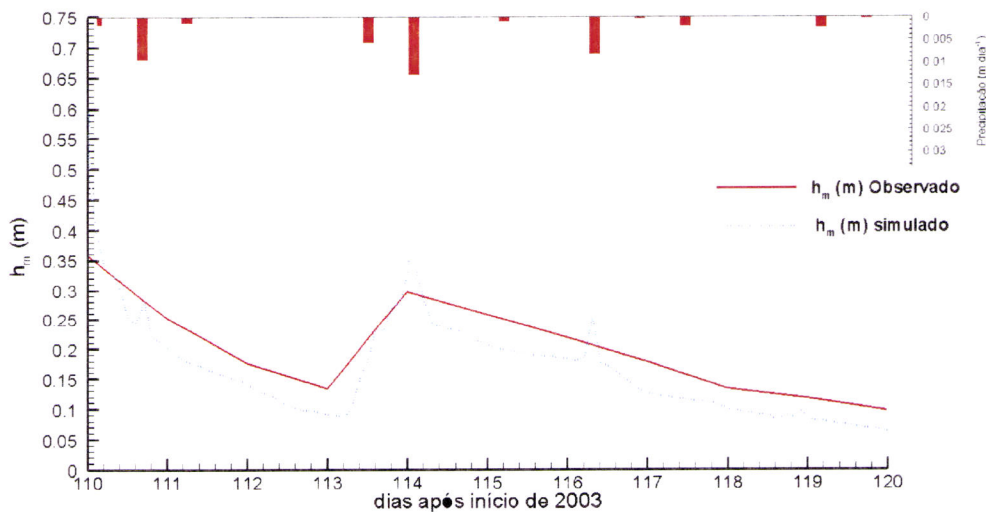


Figura 42 – Valores de h_m simulados e observados no Baixo Vouga Lagunar

O elevado valor de K_{vz} da segunda camada não será também completamente alheio ao resultado conseguido. Mas a principal diferença nos resultados é, em nossa opinião, explicada pela dificuldade de simular o dreno não ideal. A calibração do parâmetro de Vimoke dificulta o processo devido ao tempo necessário para simular 10 dias em regime variável, que para um processador Celerom a 500 Mhz, equivale a cerca de uma hora de simulação. Todavia, estamos em crer que com hardware mais rápido

seja possível automatizar a calibração dos resultados sem que o tempo para obtenção do resultado se arraste demasiado.

A diferença nos picos de precipitação entre os valores observados e simulados, reside no facto das observações serem diárias e não detectarem esse tipo de pequenas variações, que o modelo, ao discretizar o tempo no máximo em 0.05 dias, consegue simular, e à concentração da chuva por períodos de 4 horas.

A dificuldade expressa em simular as condições reais no campo não retira virtude aos métodos numéricos, pois estes proporcionam conclusões práticas importantes relativamente ao comportamento do sistema de drenagem subsuperficial como veremos nos pontos seguintes. Por outro lado, a capacidade de simulação de qualquer sistema, está dependente, como vimos, essencialmente de três factores: i) fiabilidade das observações de campo, isto é, dos valores de K_s e dos parâmetros dos modelos de retenção; ii) da capacidade de processamento informático, pois quanto maior a velocidade mais rapidamente se obtém a simulação e, iii) de algoritmos robustos na calibração dos parâmetros introduzidos.

5.5 Linhas de corrente e velocidades de escoamento

Até aqui a solução do problema do escoamento em meio poroso foi apresentada pela identificação de determinadas cargas hidráulicas importantes na análise da drenagem subsuperficial, nomeadamente, a carga à meia distância entre drenos e no plano vertical do dreno. Uma das vantagens evidentes dos métodos numéricos, em particular do método dos elementos finitos, é o facto da solução do modelo DRENAFEM ser a distribuição do potencial de pressão e/ou potencial hidráulico, na fronteira e no seio do domínio do escoamento e a possibilidade de construção de redes de fluxo. A partir dessas distribuições podem definir-se equipotenciais como linhas que unem pontos com o mesmo potencial hidráulico.

Com o objectivo de construir redes de fluxo, com recurso aos potenciais de pressão estimados pelo modelo DRENAFEM, apresenta-se de seguida a identificação precisa da posição da superfície freática e o seu comportamento em regime variável no

seio de uma rede de fluxo. Em meio isotrópico, as linhas de corrente, perpendiculares a estas linhas equipotenciais, representam o conjunto de partículas do fluido onde, para cada instante, o vector velocidade é tangente à curva da linha de corrente. O fluxo da água no solo pode, assim, ser ilustrado a partir de representações gráficas das linhas de corrente e das respectivas linhas equipotenciais.

A Figura 43 mostra as linhas equipotenciais e respectivas linhas de corrente em direcção ao dreno. Considerando simetria do sistema, é somente representada a metade esquerda do domínio de escoamento. A situação apresentada é de regime variável e corresponde à evolução no tempo da descida da superfície freática, com condição inicial de solo totalmente saturado, em solo isotrópico e homogéneo, conseguida a partir da análise numérica do modelo DRENAFEM. Os tempos representados são respectivamente de 0.024 horas, 2.2 horas e 36.4 horas, correspondendo este último ao regime permanente. É também identificada a posição da superfície livre pela linha a cheio longitudinal. Naturalmente que as linhas de corrente têm origem na superfície do solo e como destino o dreno. Na zona não saturada as linhas de corrente são essencialmente verticais, exceptuando numa camada imediatamente acima da superfície freática, onde iniciam a alteração do sentido para horizontal, que atribuímos à existência de um franja capilar, com uma extensão de cerca 0.1 m a 0.2 m e que se pode esperar num solo simulado de textura argilosa, como é o caso. É também nítido o fluxo radial em torno do dreno, que se mantém na zona de escoamento saturado e praticamente desaparece no solo não saturado, pelo que as linhas de corrente confluem para o dreno com maior densidade na situação de regime permanente. Este aspecto ilustra a situação curiosa do melhor funcionamento hidráulico do dreno quando este se encontra submerso. A este assunto voltaremos no Capítulo 6.

Conforme previsto pela teoria das redes de fluxo em solo isotrópico, as linhas equipotenciais são ortogonais às linhas de corrente. À medida que a superfície freática regride, a zona não saturada revela linhas equipotenciais tendencialmente horizontais e por último a intercepção do limite do estrato impermeável pelas linhas equipotenciais é também ortogonal. Este resultado mostra a capacidade que o modelo numérico possui na determinação de redes de fluxo, evidenciando uma solução correcta do problema de escoamento.

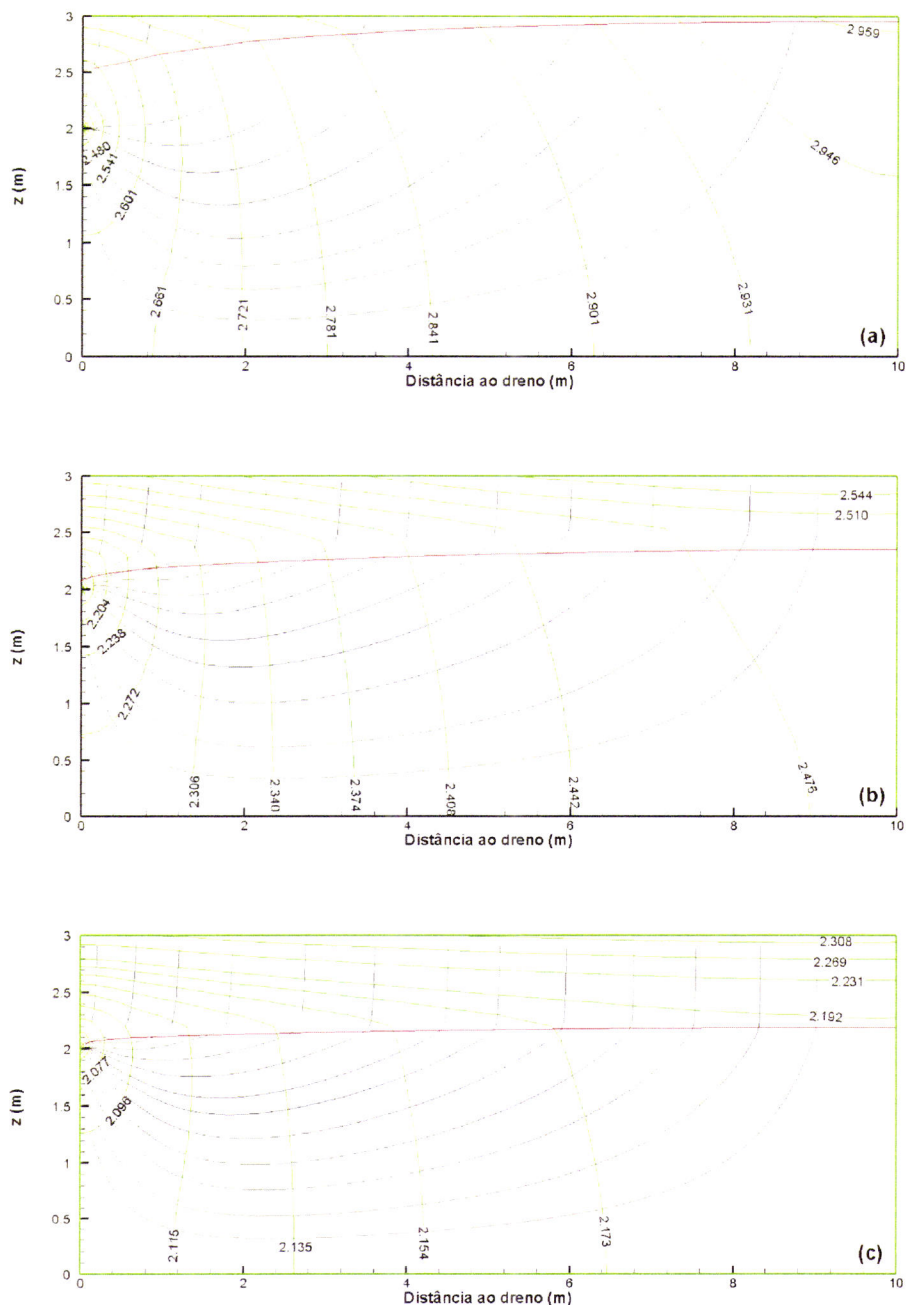


Figura 43 - Regime variável. Variação de linhas de corrente, equipotenciais, e posição da superfície freática com o tempo. Solo saturado para $t=0$. (a) -0.024 horas, (b)- 2.2 horas, (c)-34.6 horas (regime permanente). A linha a cheio representa a superfície ($\psi=0$). Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=1$ m dia⁻¹, impermeável à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹, $q=0.004$ m dia⁻¹.

O uso de linhas equipotenciais na análise do escoamento é útil para ilustrar aspectos particulares da drenagem subsuperficial. A figura seguinte ilustra as linhas equipotenciais junto do dreno numa situação de regime variável com o modelo DRENAFEM, no início com solo totalmente saturado (a) e após cerca de 30 h de drenagem (b), numa zona que abrange 0.6 m de comprimento e 1 m de largura a partir do dreno. O padrão do escoamento radial, bem marcado no início, mostra uma alteração na zona não saturada, deixando mesmo de ser radial nesse local. É também visível nesta simulação, a influência do potencial gravitacional no escoamento ao fim de 30 h, sugerido pelo alongamento das linhas equipotenciais situadas abaixo do plano horizontal dos drenos.

Este resultado numérico de pormenor, ilustra o cuidado necessário na utilização da equação do fluxo radial para determinação do caudal no dreno, pois o padrão do escoamento radial altera-se substancialmente num evento de recessão da superfície freática.

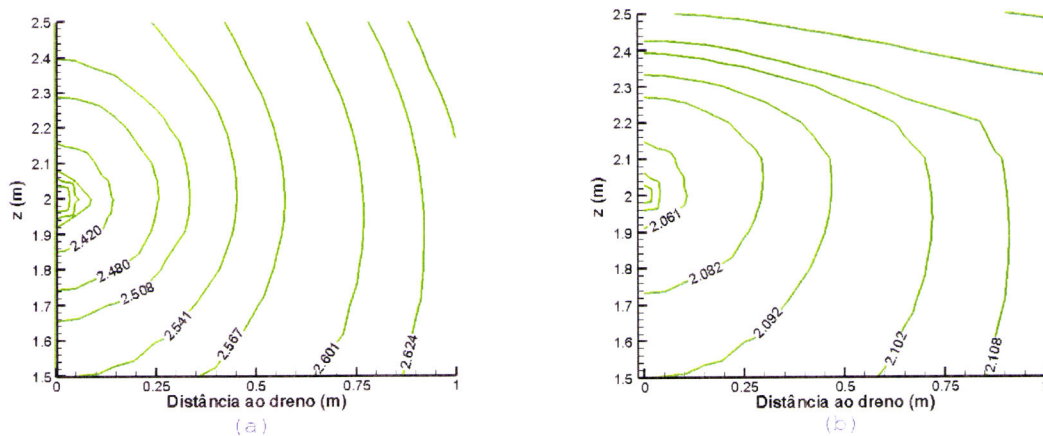
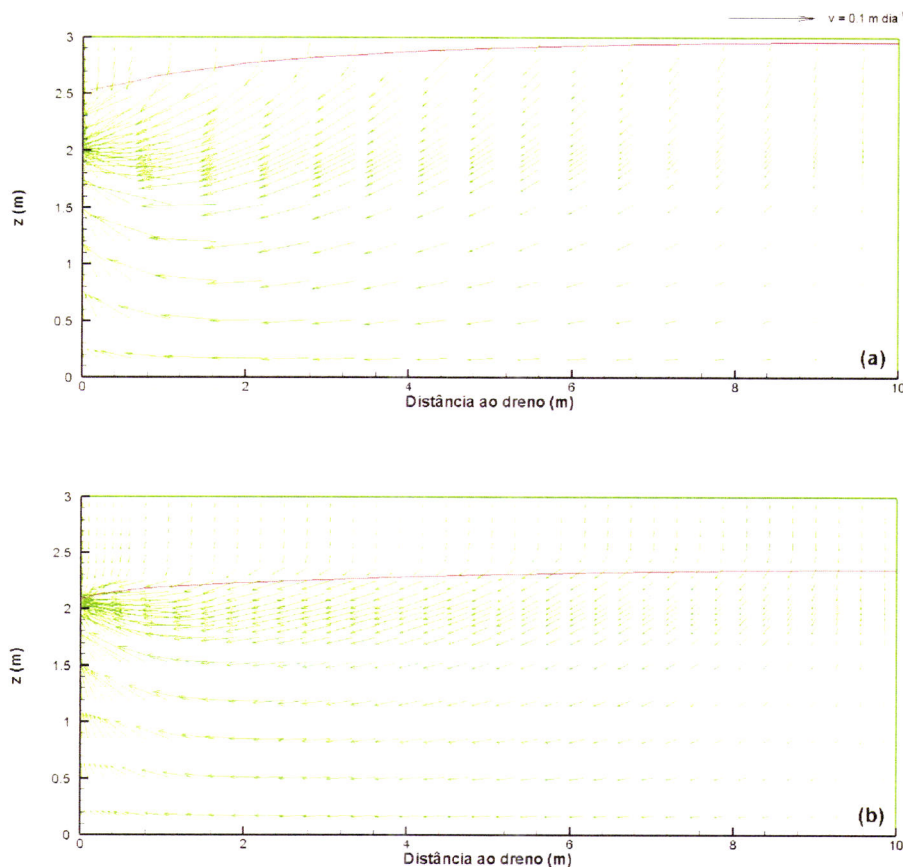


Figura 44 -Equipotenciais em redor do dreno. Solo saturado para $t=0$. (a)-0.024 horas, (b)-29.8 horas (regime permanente). Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=1$ m dia⁻¹, imperme à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹, $q=0.004$ m dia⁻¹.

As linhas de corrente e as linhas equipotenciais permitem obter informação relativa ao sentido do fluxo e noção das zonas onde este é mais elevado. No entanto nada informam sobre o exacto sentido e magnitude do fluxo. Para isso é necessário

ilustrar o escoamento a partir do campo vectorial de velocidades aparentes, o que é um resultado possível de obter com o modelo DRENAFEM.

Na Figura 45 representa-se o campo vectorial da velocidade aparente do escoamento numa simulação de recessão da superfície freática até se alcançar o regime permanente, com condição inicial de solo saturado. O dreno situa-se a 1 m de profundidade e a camada impermeável a 3 m. A distância entre drenos é de 20 m e a condutividade hidráulica saturada é de 1 m dia^{-1} . A taxa de infiltração à superfície, constante e uniforme é de 0.004 m dia^{-1} . O conhecimento da distribuição das velocidades no sistema de drenagem subsuperficial tem particular importância no estudo do transporte e dispersão de poluentes no solo drenado. É evidente que, devido aos gradientes elevados, a velocidade de escoamento é mais elevada no início da simulação com o perfil do solo praticamente todo saturado e junto dos drenos em qualquer dos períodos de tempo.



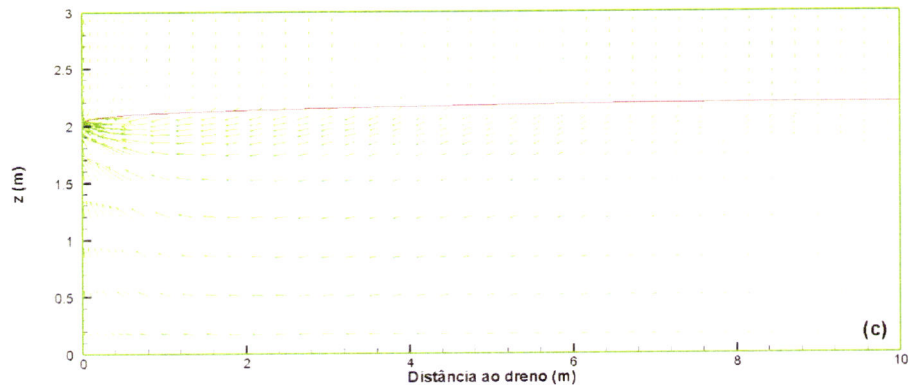


Figura 45 - Regime variável. Variação dos vectores velocidade e posição da superfície freática com o tempo. Solo saturado para $t=0$. (a) -0.024 horas, (b)- 2.2 horas, (c)-34.6. horas (regime permanente). A linha a cheio representa a superfície ($\psi=0$). Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_s=1$ m dia⁻¹, impermeável à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹, $q=0.004$ m dia⁻¹.

As velocidades mais baixas encontram-se abaixo do plano dos drenos e a meia distância destes, sendo inferiores a 0.01 m dia⁻¹. A velocidade, na zona de escoamento saturado, aumenta cerca de 4 vezes à medida que nos aproximamos do dreno, para qualquer período de tempo. Junto do dreno as velocidades são pouco superiores a 0.1 m dia⁻¹, o que revela gradientes baixos mesmo junto do dreno, se tivermos em conta que a condutividade hidráulica saturada é de 1 m dia⁻¹. A velocidade aumenta na interface da superfície freática com a zona não saturada, sendo este efeito mais relevante antes de o escoamento atingir o regime permanente.

Verifica-se também que o escoamento no início da simulação raramente é horizontal, salvaguardando uma zona que corresponde sensivelmente ao plano horizontal dos drenos, tornando-se depois predominantemente horizontal na zona inferior ao plano horizontal dos drenos. Na zona não saturada o escoamento é vertical, começando a ser tendencialmente horizontal ligeiramente acima do limite da superfície freática, correspondendo provavelmente ao desenvolvimento de uma franja capilar de espessura não determinada, onde a humidade do solo está próxima da saturação. Acima do plano horizontal dos drenos o padrão do sentido do escoamento começa por ser vertical à meia distância entre drenos, tendendo para o horizontal à medida que se aproxima do dreno. A horizontalidade é plena a cerca de 2 metros do dreno. Como

referido no Capítulo 2, as soluções analíticas destes problemas de drenagem subsuperficial consideram que o escoamento é exclusivamente horizontal na zona saturada e vertical na zona não saturada, pelo que os gráficos anteriores revelam um padrão de escoamento relativamente próximo das simplificações analíticas, sobretudo em solos homogéneos. Este facto também explica a relativa boa aderência dos resultados de Hooghoudt com o modelo numérico.

No entanto, a mesma figura, nos gráficos A e B, também revela que o fluxo que atinge a superfície freática não é uniforme entre o dreno e meia distância deste. Apesar do problema numérico considerar uma infiltração uniforme à superfície do solo, verificamos que, na realidade, a zona não saturada tem influência na magnitude do fluxo que atinge a superfície freática. Dado a velocidade de recessão da superfície freática ser superior junto ao dreno, os vectores velocidade são maiores nesta zona e, conseqüentemente, o fluxo que atravessa este limite é maior que o fluxo que atravessa a superfície freática na zona situada à meia distância entre drenos. Este comportamento deve-se ao facto de a zona não saturada, por possuir uma maior espessura junto do dreno, ter maior contribuição para o fluxo que atinge a superfície freática neste local. Por seu lado, na Figura 45C, a situação de regime permanente mostra que o limite superior freático é atravessado por um fluxo uniforme em toda a sua extensão. Situação que justamente caracteriza o regime permanente, onde o fluxo constante e uniforme que atravessa a superfície do solo é da mesma ordem de grandeza daquele que atravessa a superfície freática.

A Figura 46 mostra o comportamento da velocidade aparente no domínio de escoamento relativamente ao valor da densidade de fluxo à superfície do solo em situação de regime permanente. Foram simulados valores de 0.007 m dia^{-1} e 0.02 m dia^{-1} . Apesar de, em ambos os casos, a maior parte do domínio de escoamento apresentar velocidades baixas na ordem dos 0.002 m dia^{-1} , independentemente de ser zona saturada ou não saturada, a uma densidade de fluxo superior corresponde um padrão de velocidade aparente mais extenso junto do dreno, conseqüência de uma superfície freática mais elevada e, concomitantemente, de maiores gradientes de potencial. A mesma figura sugere também que a maioria do gradiente disponível para provocar o escoamento se situa a cerca de 25% da distância entre drenos. Este facto é curioso, pois

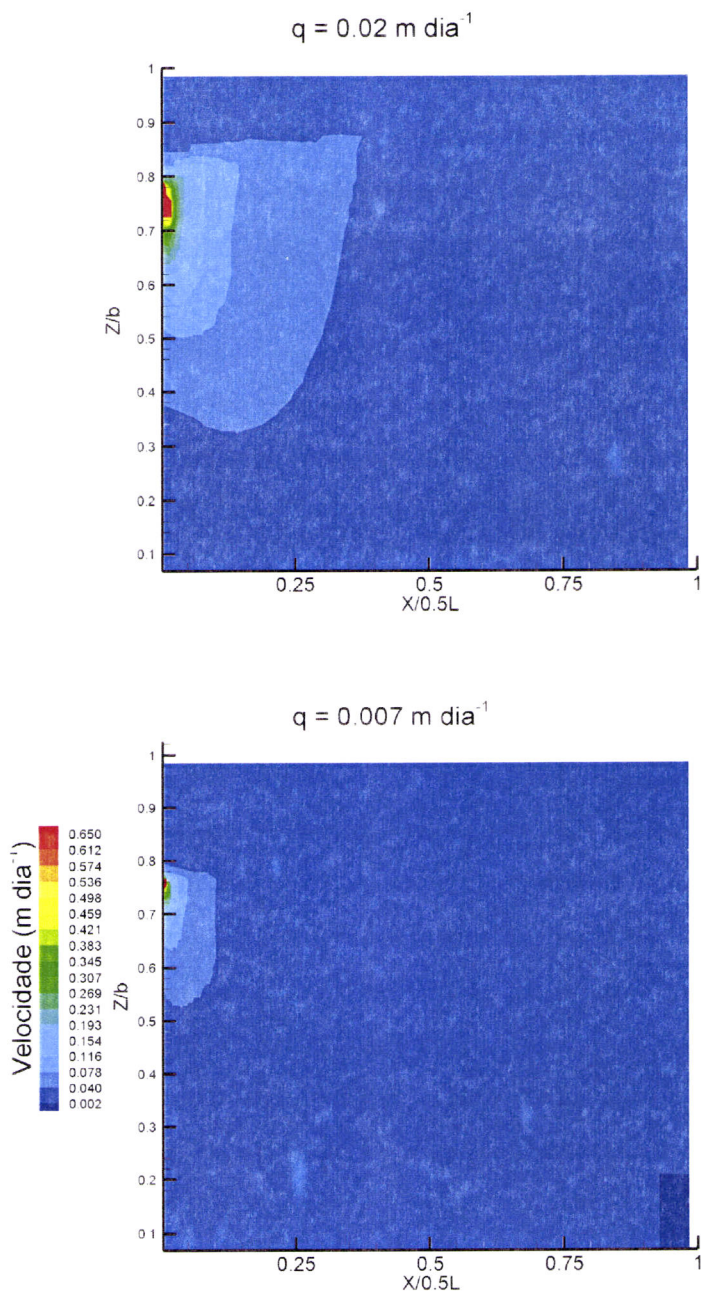


Figura 46 - Regime permanente. Variação da velocidade aparente de escoamento com o a densidade de fluxo à superfície. Simulação efectuada para $L=20 \text{ m}$, $K_s=1,2 \text{ m dia}^{-1}$, imperme à profundidade de 4.2 m , dreno à profundidade de 1 m , parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0.07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$.

entra em contradição com a equação de Hooghoudt e com a eq.5.10, que consideram que o fluxo que atravessa uma secção vertical do escoamento é função linear da distância dessa secção ao dreno. No caso de $q=0.02 \text{ m dia}^{-1}$, a diferenciação das velocidades superiores à velocidade mínima, começa a cerca de metade da meia distância entre drenos. Junto ao dreno as velocidades são mais elevadas na ordem dos 0.65 m dia^{-1} , isto é cerca de 300 vezes superiores à velocidade mínima, embora a extensão deste comportamento seja superior relativamente ao teste da densidade de fluxo de 0.007 m dia^{-1} . Na ordem de valores testados, qualquer das velocidades ficou mesmo assim distante do valor da condutividade hidráulica saturada, o que permite demonstrar claramente, de acordo com a equação de Darcy, que este parâmetro não é o único condicionante da velocidade aparente, mas também, e principalmente os gradientes de potencial são responsáveis pelas velocidades adquiridas pela água no escoamento no solo.

A Figura 47 mostra, para o mesmo exemplo da Figura 45, o pormenor da distribuição das velocidades, na zona compreendida entre a superfície e o plano horizontal dos drenos. Além disso estão marcadas linhas equipotenciais do potencial de pressão, numa tentativa de caracterizar a extensão da franja capilar. Esta não ultrapassa a linha do potencial - 0.1 m, pois o escoamento é sempre vertical acima desta linha. Infere-se a magnitude de variação da velocidade à medida que o solo vai ficando não saturado. Atendendo à Figura 47a constata-se a influência que a infiltração à superfície do solo possui na velocidade de escoamento, pois, neste caso, a velocidade, é aproximadamente 5 vezes maior no intervalo $0 < \psi < - 0.1 \text{ m}$, no início da recessão da superfície freática, do que na situação de regime permanente.

Depreende-se também da Figura 47 que, apesar da infiltração ser uniforme e constante à superfície do solo, em regime permanente será de esperar que o escoamento que atinge a superfície freática seja também constante e uniforme ao longo desta linha. No entanto, como mostra o gráfico, a velocidade de escoamento com que a água atravessa a linha da superfície freática não é uniforme entre drenos, destacando-se um aumento de velocidade junto do dreno, sendo esta diferença tanto maior quanto maior for o grau de saturação do solo. O reconhecimento deste processo põe em causa o facto de se assumir que o regime variável é uma sucessão contínua de situações instantâneas

de regimes permanentes como Bouwer e Schilfgaard (1963) e Santos Júnior (1971) admitem existir.

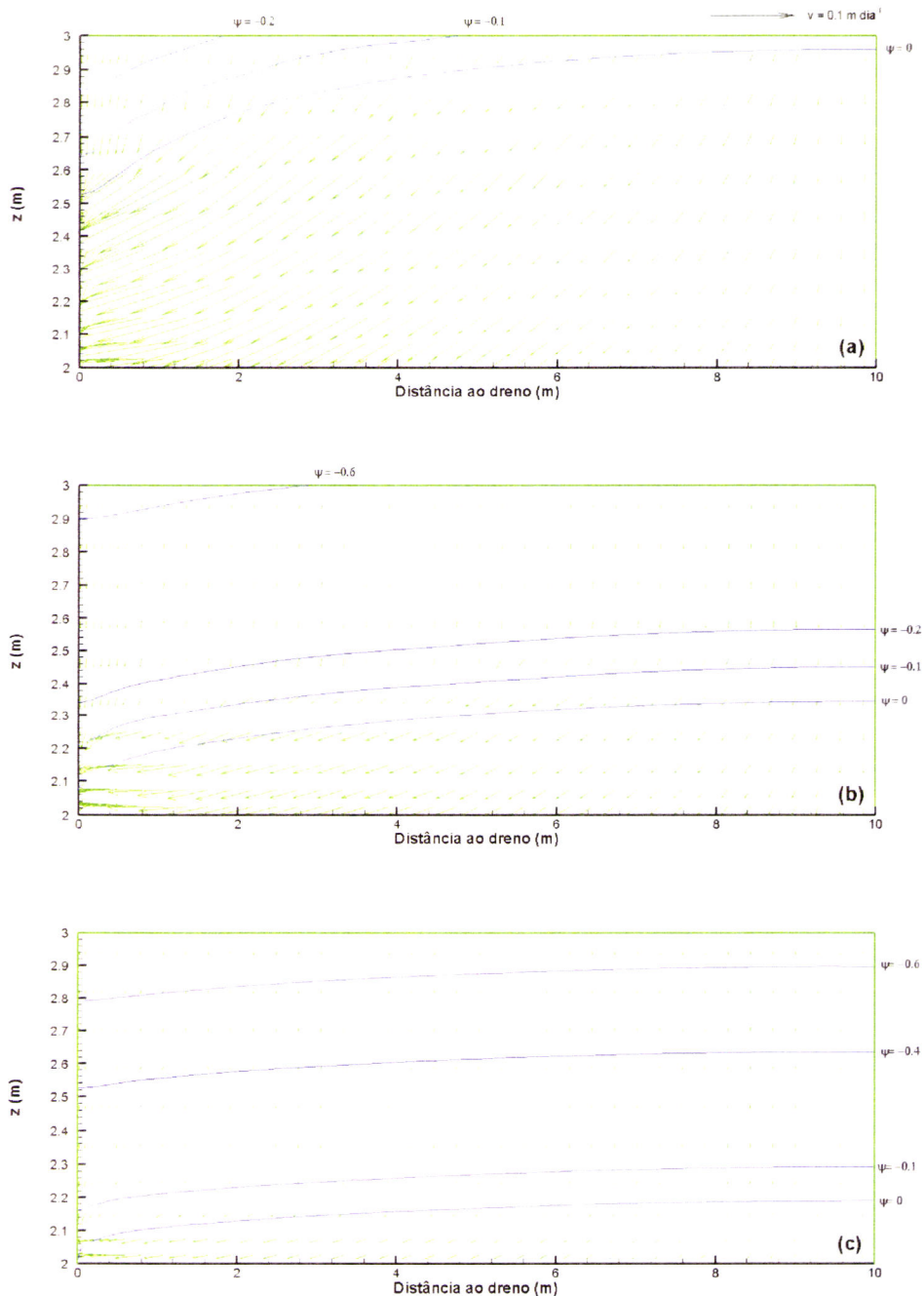


Figura 47 - Regime variável. Variação dos vectores velocidade e potencial de pressão com o tempo, acima do plano dos drenos. Solo saturado para $t=0$. (a) -0.024 horas, (b)- 2.2 horas, (c)- 34.6. horas (regime permanente). A linha a cheio representa a superfície ($\psi=0$). Simulação

efectuada para $L=20$ m, $K_s=1$ m dia⁻¹, impermeável à profundidade de 3 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹, $q=0.004$ m dia⁻¹.

A franja capilar é a zona situada acima da linha de pressão zero onde a água está sob tensão mas o solo está perto da saturação e desempenha um papel importante no comportamento da superfície freática, pois uma pequena mudança nas condições de pressão nesta zona leva a uma ascensão rápida da superfície freática. A sua extensão varia com a textura e estrutura do solo e é apontada por alguns autores como correspondendo ao valor de ψ_a do modelo de Brooks e Corey (Or e Wraith, 2002). No caso da figura anterior verificamos que em regime variável, imediatamente acima da posição da superfície freática, a direcção do escoamento é predominantemente vertical, indiciando uma franja capilar com uma espessura relativamente pequena, na ordem de 0.1 m.

5.6 Escoamento em solo heterogéneo e anisotrópico

A condutividade hidráulica, a par do gradiente de potencial, é um parâmetro chave no escoamento em meio poroso, onde em igualdade de condições a sua variabilidade temporal e espacial é responsável pelas diferentes soluções de distribuição de potenciais totais no domínio em estudo.

O solo diz-se heterogéneo quanto à condutividade hidráulica, se o valor desta está dependente da posição que ocupa no seu seio. Por outro lado, diz-se anisotrópico se o valor da condutividade hidráulica é função da direcção e sentido do escoamento. Outras propriedades do solo, como a humidade, textura, estrutura podem exibir heterogeneidade ou anisotropia. A estratificação dos solos por horizontes é a evidência física da heterogeneidade. Se a variação das propriedades for brusca entre camadas de solo, isso cria um problema numérico acrescido devido à possibilidade de ocorrerem oscilações numéricas e falta de convergência da solução relativas à descontinuidade nas propriedades entre as diferentes camadas. Com o método dos elementos finitos procura-se resolver este aspecto com o aumento da densidade de elementos junto da interface

das camadas para melhor caracterizar o comportamento das propriedades do solo nesses locais críticos. A elevada variação da condutividade hidráulica é responsável pela mudança brusca de direcção das linhas de corrente, aspecto conhecido pelo fenómeno de refacção das linhas de corrente.

Para analisar o efeito da heterogeneidade da condutividade hidráulica saturada na altura da superfície freática à meia distância entre drenos, simulou-se um solo com dois horizontes, fazendo variar a razão entre os valores da condutividade hidráulica das respectivas camadas, para três distâncias entre drenos respectivamente de 30 m, 20 m e 15 m. A Figura 48 apresenta o resultado obtido pelo modelo numérico DRENAFEM, na variação da carga hidráulica a meia distância entre drenos, para diferentes relações de K_{s1}/K_{s2} , mantendo K_{s1} constante e igual a 1 m dia^{-1} e fazendo variar K_{s2} de 0.2 m dia^{-1} a 2.5 m dia^{-1} . Ambas as condutividades hidráulicas são isotrópicas. É nítida a influência da diminuição da condutividade hidráulica do solo no aumento da carga hidráulica à meia distância entre drenos para qualquer distância entre drenos.

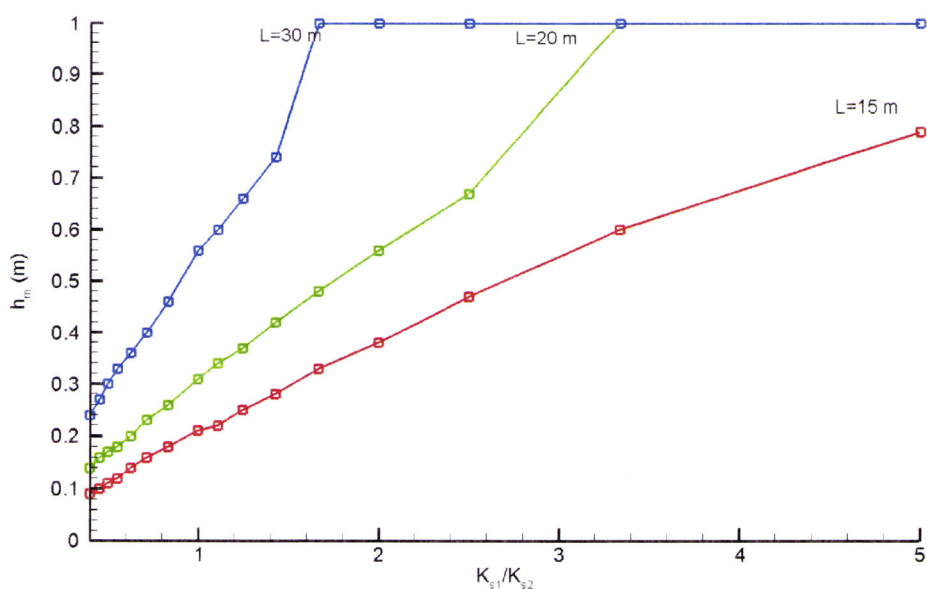
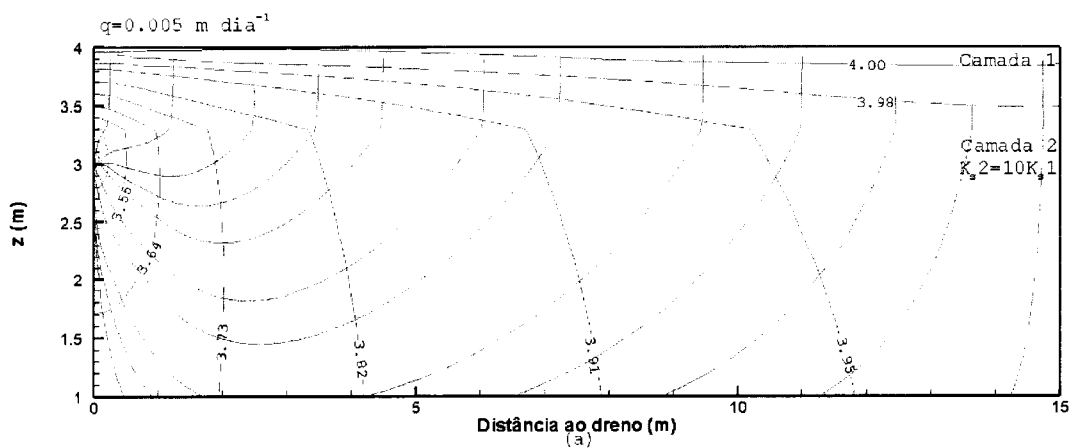


Figura 48 - Solo heterogéneo, com dois horizontes de condutividade hidráulica distinta. Variação de h_m para diferentes relações de K_{s1}/K_{s2} e distâncias entre drenos. Espessura do horizonte 1 = 0.3 m. Simulação efectuada para imperme à profundidade de 4 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG camada 1: $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$, $\theta_r=0,07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.005 \text{ m}^{-11}$, $q=0.007 \text{ m dia}^{-1}$. Parâmetros de VG camada 2: $n=1.23$, $\theta_s=0.43 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$, $\theta_r=0,089 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.010 \text{ m}^{-1}$.

A magnitude deste aumento é tanto maior quanto maior é a distância entre drenos traduzida pelo aumento do declive das rectas do gráfico. Apesar de, para valores baixos da relação K_{s1}/K_{s2} , a diferença de h_m não ser muito saliente entre diferentes distâncias de drenos, uma diminuição da condutividade hidráulica de 0.9 m dia^{-1} para 0.6 m dia^{-1} , coloca a superfície freática à superfície do solo no caso da distância entre drenos ser 30 m. Relativamente à distância de 20 m entre drenos a superfície freática atinge a superfície do solo para $K_{s2}=0.3 \text{ m dia}^{-1}$, isto é, cerca de metade do valor observado para $L=30 \text{ m}$.

A Figura 49 mostra o resultado de uma simulação em regime variável para um solo heterogéneo e isotrópico, composto por dois horizontes. O horizonte superior, com uma espessura de 0.7 m possui uma condutividade hidráulica saturada de 0.3 m dia^{-1} e textura argilosa, a camada inferior possui um K_s igual a 3 m dia^{-1} e textura franca. Nesta situação as linhas de corrente e linhas equipotenciais continuam a exibir intercepção perpendicular. A refração das linhas de corrente é nítida entre as duas camadas de solo. É curioso verificar que estas são essencialmente verticais na camada 1, onde K_{s1} é 10 vezes a inferior ao valor de K_{s2} , mesmo na situação de solo totalmente saturado (Figura 49a).



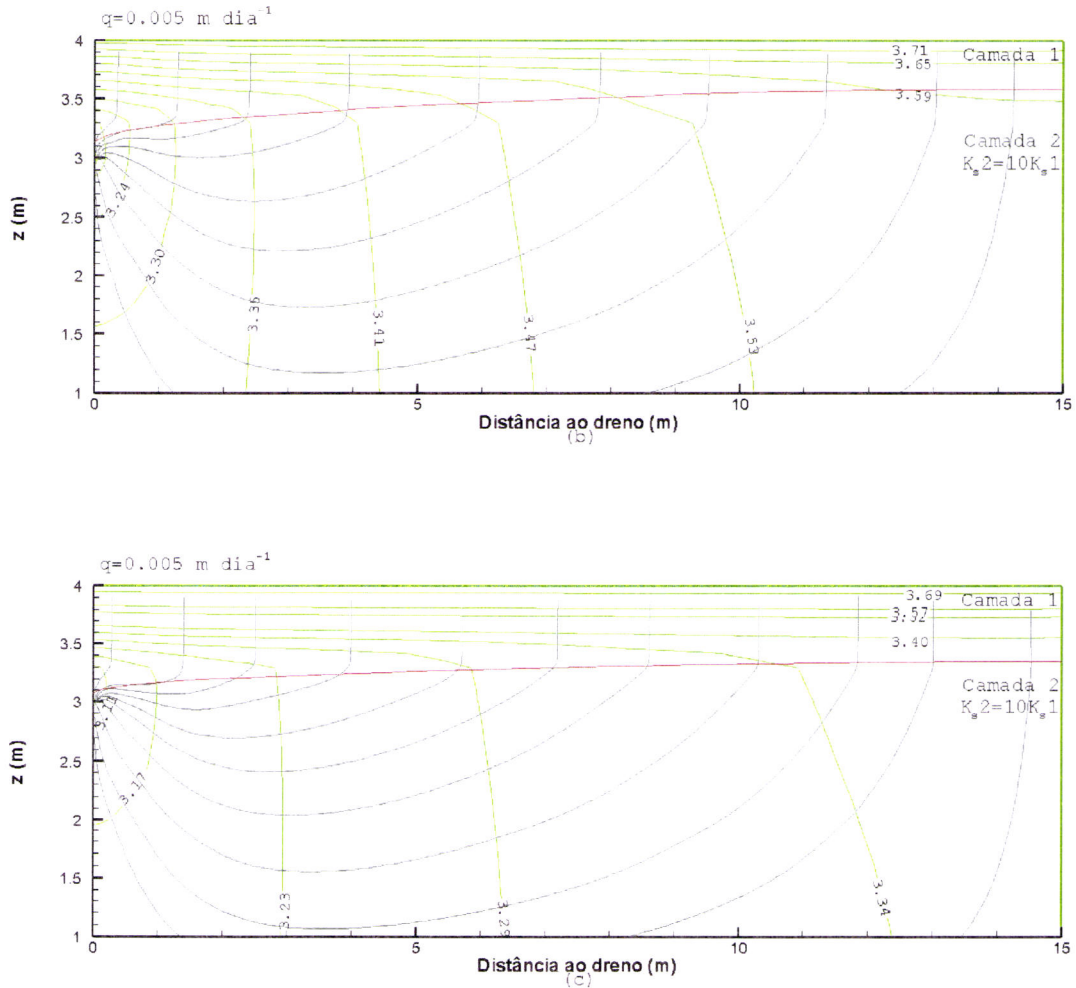


Figura 49 - Regime variável, solo anisotrópico. Variação de linhas de corrente, equipotenciais, e posição da superfície freática com o tempo. Solo saturado para $t=0$. (a)-0.024 horas, (b)- 19.1 horas, (c)-57.8 horas (regime permanente). A linha a cheio representa a superfície freática ($\psi=0$). Espessura da camada 1 = 0.7 m. Simulação efectuada para $L=30$ m, $K_{s1}=0.3$ m dia⁻¹, $K_{s1}=3$ m dia⁻¹imperme à profundidade de 4 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG camada 1: $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹. parâmetros de VG camada 2: $n=1.567$, $\theta_s=0.45$ m³m⁻³, $\theta_r=0.067$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.07$ m⁻¹, $q=0.005$ m dia⁻¹.

Este comportamento sugere que o escoamento nesta camada é essencialmente devido ao gradiente de potencial gravítico. Depreende-se também da mesma figura que em solos heterogêneos as linhas equipotenciais não são exactamente circulares em torno do dreno, mesmos em situação de solo com perfil praticamente saturado (Figura 49a). A equação de fluxo radial para determinar o caudal no dreno deve ser, por isso, usada

com prudência em situações de solos com elevada heterogeneidade. Relativamente à anisotropia, a figura seguinte simula o escoamento permanente num solo onde a condutividade hidráulica horizontal é dez vezes superior à condutividade hidráulica saturada vertical. O resultado é comparado com o mesmo solo com condições isotrópicas de K . Um dos efeitos da elevada anisotropia resulta, desde logo, numa posição mais profunda da superfície freática, como se verifica no valor das linhas equipotenciais e se espera dos valores de condutividade mais elevados. As diferenças aparecem também na distribuição do potencial total, que é praticamente constante em larga extensão na zona saturada do solo anisotrópico, sendo também neste caso as linhas equipotenciais mais horizontais.

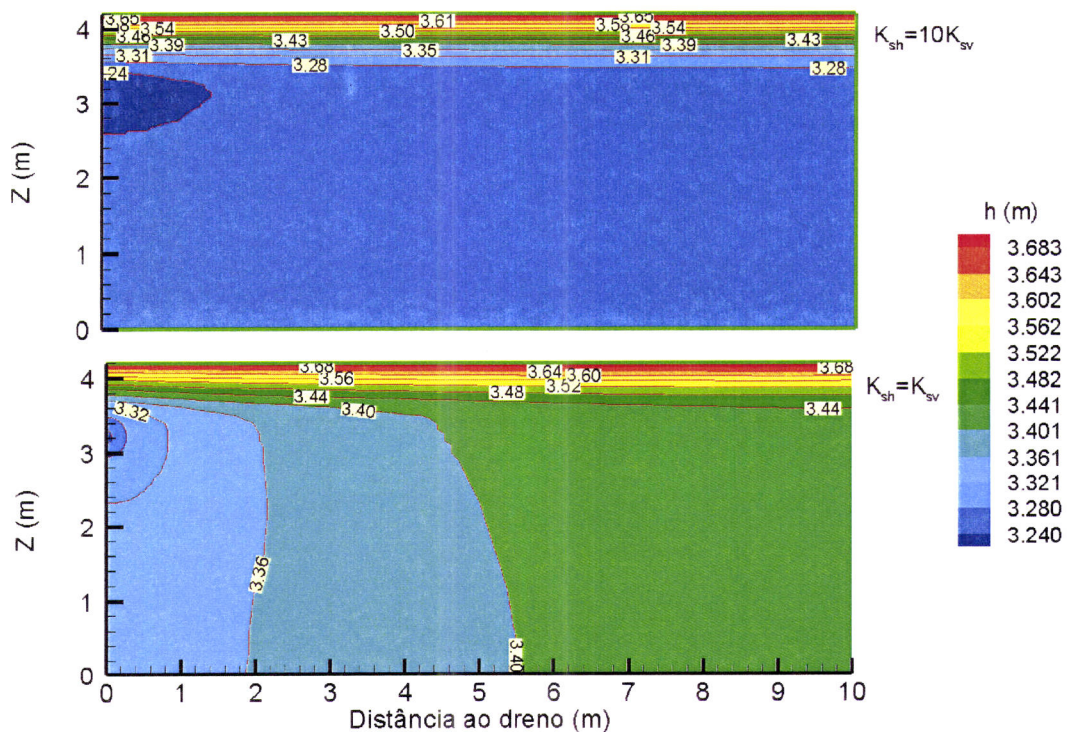


Figura 50 - Regime permanente, solo anisotrópico. Variação de linhas equipotenciais, com a condutividade hidráulica saturada. Simulação efectuada para $L=20$ m, $K_{sv}=0.3$ m dia⁻¹, impermeável à profundidade de 4.2 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG: $n=1.09$, $\theta_s=0.38$ m³m⁻³, $\theta_r=0.068$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.008$ m⁻¹, $q=0.005$ m dia⁻¹.

Este resultado curiosamente remete para a evidência de que na zona não saturada, apesar da forte anisotropia a favor da condutividade saturada horizontal, o movimento é mais vertical do que se o solo fosse isotrópico. Em condições de anisotropia as linhas equipotenciais e linhas de corrente deixam de ser ortogonais, mas como será de esperar, na zona de interceptação, as equipotenciais continuam perpendiculares ao estrato impermeável.

A diferença nos padrões de escoamento entre solo homogéneo/isotrópico e solo heterogéneo/anisotrópico, mostram também a fragilidade das equações analíticas clássicas na determinação da distância entre drenos em situações de solo heterogéneo/anisotrópico, sendo neste caso preferível usar um método numérico que permita lidar com estes aspectos.

5.7 Conclusões.

A análise de sensibilidade e calibração dos modelos numéricos e consequentemente do modelo DRENAFEM, infelizmente continuam a consumir bastante tempo para obter a solução das equações de escoamento que lhes estão subjacentes. A automatização do processo de calibração será, certamente, o passo seguinte neste domínio. Como exemplo, verificou-se que a simulação do comportamento não ideal do dreno pelo ajuste da condutividade hidráulica dos elementos que o rodeiam é de extrema importância para simular convenientemente a dinâmica da superfície freática. A automatização da calibração dos parâmetros introduzidos no modelo, a partir de valores de ajuste automáticos certamente permitirá estimativas mais rigorosas da variável dependente.

A dificuldade de validação do modelo numérico por métodos analíticos ficou patente na variação dos resultados encontrados, nomeadamente na comparação dos valores da carga hidráulica à meia distância dos drenos, acima do plano horizontal destes, cuja concordância foi fortemente condicionada pela simulação do raio do dreno. Por outro lado, qualquer dos métodos analíticos estudados resulta da análise clássica da teoria hidráulica e introduz simplificações para conseguir uma concepção de

escoamento ideal baseado nas hipóteses simplificadoras de Dupuit e condições de fronteira simples. Além disso, consideram exclusivamente o escoamento na zona saturada, ignorando na solução a influência da zona não saturada no escoamento. As limitações inerentes às equações analíticas, devido às simplificações do sistema de escoamento que lhes estão subjacentes, ficaram também evidentes na comparação dos elementos finitos com a eq.5.10, onde, abstraindo o efeito do raio do dreno, é mostrada a importância dos escoamentos radial e vertical na formação das cargas hidráulicas totais do sistema de drenagem. De facto, não se pode ignorar o efeito destes dois tipos de escoamento no comportamento da drenagem subsuperficial sob pena de se estimar deficientemente parâmetros tão importantes como a carga hidráulica à meia distância entre drenos. Excepção para a clássica equação de Hooghoudt, que, relativamente a este parâmetro, exibiu boa aderência ao modelo numérico, desde que se realizem pequenos ajustamentos ao raio do dreno. A influência do dreno na produção de resultados diferentes quer em métodos analíticos e quer métodos numéricos é mais pronunciada para valores elevados da razão $h_m/0.5L$.

Mesmo a análise matemática exacta da teoria dos potenciais proposta por Kirkham faz certas concessões ao nível do modelo, com artifícios, como o próprio autor lhes chama, com o objectivo de simplificar a fronteira complexa do dreno e do escoamento acima do plano dos drenos. Porém, nem o modelo numérico proposto está imune à introdução de um aspecto analítico na sua concepção no referente ao ajustamento do valor da condutividade hidráulica dos elementos junto do nó que representa o dreno. No entanto, a análise numérica torna possível a solução da equação de Richards e, conseqüentemente, a concepção de um modelo que traduza um solo mais complexo, permitindo realizar simulações de solos heterogéneos e anisotrópicos quanto à condutividade hidráulica e sempre considerando a zona não saturada do escoamento.

Verifica-se que a distribuição dos potenciais no domínio do problema e, por consequência, a determinação de variáveis pertinentes, como sejam a carga à meia distância entre drenos e a carga no plano vertical do dreno, estão dependentes do modo como se caracteriza o dreno não ideal no problema numérico, em especial na simulação da resistência à entrada de água no dreno. Para obtenção de estimativas mais rigorosas,

esta variável foi sujeita a uma prévia calibração com dados de campo. Na falta destes, a calibração pode realizar-se com um método analítico baseado na teoria potencial. A finalidade da calibração é procurar que os valores da carga à meia distância entre drenos sejam o mais próximos possível dos observados, bem como os caudais simulados do dreno. Esta tarefa nem sempre é fácil, como mostra a comparação com a distribuição dos potenciais baseada na teoria de Kirkham e com os dados de campo. A conformação da superfície freática é idêntica em vários pontos, como por exemplo, à meia distância entre drenos, mas também diverge, sobretudo, junto do dreno, devido à dificuldade em caracterizar o seu comportamento não ideal. O inconveniente deste processo reside no rigor da determinação dos caudais no dreno que pode ser afectada, e diferir da realidade observada, pois embora o ajustamento do dreno garanta uma determinação correcta da carga à meia distância entre drenos, pode comprometer a determinação dos caudais, mesmo sendo estes função, como vimos, da carga à meia distância entre drenos.

A comparação de resultados simulados com observados tem uma dificuldade acrescida na definição das condições iniciais do problema no modelo numérico. A condição inicial ideal, do ponto de vista numérico, de solo totalmente saturado, com potenciais hidráulicos em equilíbrio, nem sempre é conseguida no campo. Pelo contrário, na presença de um solo com perfil não totalmente saturado, a necessidade de estabelecer como condição inicial que reproduza os potenciais no solo saturado e não saturado no instante inicial da simulação, torna praticamente inviável a utilização de um modelo numérico. A forma de permitir a utilização do modelo é, através de um processo de tentativas, encontrar um ponto coincidente no tempo da variável que se pretende caracterizar (caudal do dreno, carga à meia distância entre drenos) e, a partir daí, verificar o comportamento da simulação em relação às observações.

A qualidade dos dados introduzidos também é importante para o rigor da comparação. Deve dar-se especial atenção ao valor da densidade de fluxo, pois existe a tendência de se considerar constante durante o período de precipitação, quando na realidade, nas nossas condições ele é bastante heterogéneo no tempo. Deve por isso,

segmentar-se o seu valor por períodos de tempo o mais pequenos possíveis, mantendo, naturalmente, a exequibilidade de funcionamento do modelo.

A ilustração dos resultados numéricos a partir das linhas de corrente, linhas equipotenciais ou campo vectorial de velocidade aparente de escoamento, é uma mais valia destes métodos numéricos, em especial dos elementos finitos, pois permite detectar situações concretas de fenómenos associados à evolução temporal dos potenciais no sistema, bem como o seu comportamento perante a heterogeneidade e anisotropia do solo, e a influência de zonas não saturadas, mas perto da saturação, de que é exemplo a franja capilar. O modelo DRENAFEM produziu redes de fluxo coerentes com a teoria, sugerindo a sua capacidade na solução da equação de Richards para o problema proposto.

Poderemos questionar a necessidade da elaboração de modelos numéricos complexos para resolver situações de drenagem que, com relativamente boa precisão são, descritos por equações analíticas como a equação de Hooghoudt. Todavia, como demonstrado, os modelos numéricos apresentam a mais valia de lidarem com a heterogeneidade e anisotropia dos solos, bem como fornecem informação da distribuição dos potenciais no domínio do escoamento, da direcção e magnitude do fluxo e identificação da posição da superfície livre, não só à meia distância entre drenos mas também entre o dreno e a meia distância entre os drenos. Este último aspecto tem especial relevância na caracterização da drenagem controlada e de comportamentos não ideais do dreno.

A facilidade de utilização aliada à necessidade de poucos dados é o conceito subjacente ao nosso modelo. Porém, a sua versatilidade fica comprometida, nomeadamente ao nível do tempo de simulação e número de períodos de infiltração distintos admitidos, o que em situações mais complexas de campo, pode ser insuficiente para uma caracterização correcta dos níveis freáticos em resposta a diferentes recargas. No capítulo seguinte apresentamos dois exemplos que não possuem solução analítica e que por essa razão só são tratáveis numericamente. O modelo DRENAFEM é utilizado na solução desses problemas.

CAPÍTULO 6 – MODELAÇÃO DA DINÂMICA DA SUPERFÍCIE FREÁTICA - CASOS ESPECIAIS

6.1 Introdução

A perda de carga hidráulica junto ao dreno é um factor importante no desempenho de um sistema de drenagem subsuperficial. Esta perda de carga é função de dois factores: da geometria do dreno e do tipo e quantidade de filtro usado junto do dreno (Dierickx, 1999). Davenport e Skaggs (1990) verificaram que cerca de 50% da resistência de entrada ocorre junto do dreno devido aos seus pequenos orifícios, pelo que a adição de um filtro ou envelope, diminui essa resistência de entrada por incrementar o raio efectivo do dreno (Bentley, 1991). O espaçamento dos drenos é bastante influenciado pelo efeito do raio do dreno, do número e natureza dos seus orifícios e do tipo de filtro. Simulações numéricas mostram que a utilização de geotêxtil ou gravilha como filtro permitem o aumento do espaçamento dos drenos sem alteração do comportamento, em regime variável, da superfície freática (Skaggs e Tang, 1979).

Esta perda de carga tem como consequência uma superfície freática com conformação não elíptica, com a consequente alteração dos potenciais hidráulicos esperados, em especial à meia distância do dreno e no caudal do dreno. O controlo da

posição da superfície freática torna-se mais complexo com perdas de carga elevadas junto do dreno (Chescheur *et al.*, 1992).

As equações analíticas clássicas para determinar o espaçamento dos drenos conceptualmente usam um dreno ideal e a linha da superfície freática é uma elipse perfeita que passa no centro do dreno. A perda de carga que advém da convergência das linhas de corrente em redor do dreno, é considerada através do artifício da *camada equivalente* introduzida por Hooghoudt, para reduzir a distância entre a camada impermeável e o dreno e, assim, tornar *virtualmente* o escoamento essencialmente horizontal. A maior deficiência neste procedimento reside no facto de esta perda de carga considerar só o espaço entre o dreno e o impermeável, não funcionando o conceito se existir carga acima do plano vertical do dreno. Skaggs (1991) desenvolveu um modelo numérico que tem em conta perda de carga radial no caso do dreno se encontrar totalmente rodeado por solo saturado. A simples combinação da equação de Hooghoudt e do fluxo radial também permite resultados satisfatórios na determinação do caudal do dreno em situações de dreno não ideal (Fipps e Skaggs, 1991).

A presença desta carga no plano vertical do dreno pode também ser resultado da sua submersão, ficando este a funcionar sob uma carga positiva no seu interior. Como consequência a conformação da superfície freática também altera a sua habitual forma elíptica.

A relação entre o caudal do dreno, a elevação e a forma da superfície freática foi demonstrada por Bouarfa e Zimmer (2000) a partir da integração espacial, da equação de Boussinesq em regime variável. Os autores sustentam que a forma da superfície freática depende da simples combinação dos factores geométricos do sistema com a condutividade hidráulica e a porosidade. Introduzem uma expressão analítica para uma rápida caracterização da forma da superfície freática e determinação do caudal do dreno.

Neste capítulo demonstra-se a flexibilidade que os métodos numéricos, em especial o modelo DRENAFEM, possuem no tratamento de casos especiais na drenagem subsuperficial. A estimativa da posição da superfície freática e do caudal no dreno é aqui determinada pelo modelo DRENAFEM numa situação de regressão da superfície livre e no caso do dreno estar submerso.

6.2 Determinação do caudal no dreno em situação de superfície freática não elíptica.

6.2.1. Descrição do problema

No projecto de estruturas de controlo, uso e maneiio da drenagem subsuperficial é necessário estimar com rigor os caudais esperados na rede drenagem, sobretudo em situações em que a condição de fronteira da superfície freática varia desde plana a elíptica, com ou sem recarga à superfície.

A grande maioria dos modelos de gestão de sistemas de rega/drenagem, assumem que a superfície freática, no instante inicial se encontra plana e localizada à superfície do solo. Quando em fase de recessão, passa instantaneamente da situação plana para a forma típica da elipse. Baseado no pressuposto de que no momento inicial, a superfície freática deixa de coincidir com a superfície do solo, o caudal esperado no dreno é determinado analiticamente pelas equações clássicas de regime permanente, como a equação de Hooghoudt, expressando o caudal em função da carga à meia distância entre drenos, embora se trate, na realidade, de uma análise em regime variável (Skaggs, 1978). Quando a superfície freática é plana e posicionada à superfície do solo com encharcamento, é normalmente usada a equação de Kirkham para determinar o caudal no dreno. Este procedimento simplificado, além de assumir uma forma elíptica para a superfície freática, não tem em conta o efeito da infiltração/evapotranspiração na forma e posição da superfície freática e a capacidade de armazenamento do solo na zona que entretanto vai passando à condição de não saturada. Por outro lado, também se se considerar a transição instantânea da superfície freática plana para uma forma elíptica regista-se uma quebra abrupta no valor do caudal no dreno devido ao uso dos dois métodos de cálculo distintos, pois na realidade, a diminuição do caudal é mais suave e gradual (Skaggs, 1978). A variação no caudal do dreno entre estas duas situações, na ausência de evaporação é devida, não só aos gradientes hidráulicos do sistema mas também ao armazenamento de água no solo (McCarthy e Skaggs, 1991).

Numa situação de recessão a partir de um perfil totalmente saturado à superfície do solo, a superfície freática inicia uma descida, primeiramente na zona do solo próxima

do plano vertical do dreno, conservando-se à superfície do solo na zona correspondente à meia distância entre drenos, pelo que, a análise do escoamento do dreno baseada exclusivamente na carga a meia distância do dreno é deste modo falível, subestimado o caudal no dreno no período inicial e sobrestimando o caudal enquanto a forma de elipse não estiver perfeitamente definida. Existe, portanto, um intervalo de tempo entre o início da descida da superfície freática e o início da recessão no ponto à meia distância entre drenos, onde o comportamento do caudal no dreno não é de queda repentina mas, pelo contrário, apresenta uma descida suave.

A Figura 51 ilustra o que acontece nesta situação, identificando as posições instantâneas da superfície freática num evento de recessão. A partir de uma situação de superfície totalmente plana com $t=0$ dias e sem recarga à superfície, esta vem regredindo, mas inicialmente mantém o mesmo potencial total à meia distância entre drenos. Só após 0.975 dias é que esta toma a forma de uma elipse, mas mesmo assim, ainda sem ter origem no dreno. Fica também claro que a superfície freática desce com maior rapidez junto do plano vertical do dreno.

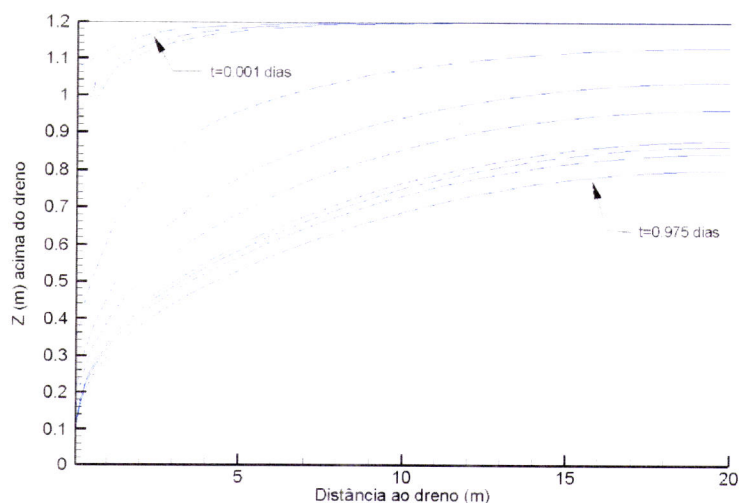


Figura 51 - Regime variável. Posições instantâneas da sup. freática sem recarga à superfície. Solo inicialmente saturado. Simulação efectuada para $L=40$ m, $K_s=0.7$ m dia⁻¹, imperme à profundidade de 4 m, dreno à profundidade de 1.2 m, parâmetros de VG : $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹, $q=0$ m dia⁻¹. Raio do dreno 0.05 m.

Não existe um método analítico que permita determinar o caudal no dreno nesta situação de recessão. McCarthy e Skaggs (1991) propõem o uso da média aritmética das cargas entre os drenos e a sua meia distância, que introduzem na equação de Boussinesq, e que, posteriormente, resolvem numericamente para determinar convenientemente o caudal no dreno. Os resultados ajustam-se satisfatoriamente à teoria, mas o processo continua a ser pouco prático. Salem e Skaggs (1998) apresentam uma equação para a determinação do caudal neste período de recessão mas o seu uso não é prático nem expedito porquanto requer um conjunto de procedimentos estatísticos de optimização e de calibração de parâmetros a partir de métodos numéricos.

O nosso modelo numérico estima com razoável eficácia, pelo método explícito (pag. 82), o caudal no dreno. Tratando-se de um modelo baseado em métodos numéricos e construído, em exclusivo, para análise de drenagem subsuperficial, o caudal do dreno em regime variável é um dos resultados que se pode obter com a introdução de poucos parâmetros relativos ao sistema de drenagem. Além disso, o modelo tem como resultado as cargas hidráulicas entre o dreno e a meia distância entre drenos, pelo que estas podem também ser utilizadas para determinar analiticamente o caudal no dreno.

Na determinação analítica do caudal no dreno, novamente admitindo que o regime variável é uma sucessão de regimes permanentes instantâneos, usamos a equação de Hooghoudt modificada (Eq.2.59) devido à existência de cargas elevadas no plano vertical do dreno e, deste modo, ter em conta a resistência de entrada no dreno. A mesma equação é usada com o valor da carga hidráulica média no dreno, substituindo h_m na equação pelo valor médio das cargas entre o dreno e a meia distância do dreno, obtidas na solução numérica. Os resultados são comparados com o caudal estimado pelo método explícito.

6.2.2 Resultados

A Figura 52 mostra o valor de densidade de fluxo, para um período de 1 dia, obtido analiticamente a partir da média das cargas acima do plano horizontal do dreno,

da carga à meia distância entre drenos e numericamente com o método dos elementos finitos. Os valores de h_m e h_r , estimados a partir da simulação numérica em regime variável, foram usados na equação 2.59 para determinar q analítico nos respectivos períodos de tempo. Inicialmente observa-se uma subida do caudal do dreno quando se usa a equação 2.59 para ambas as situações de cargas acima do plano horizontal do dreno e carga a meia distância do dreno, que corresponde a uma zona de não validade desta equação, porquanto a superfície freática ainda se localiza à superfície do solo até 0.05 dias de simulação.

A partir desse momento, o caudal no dreno começa a diminuir de modo suave. Pelo contrário, o caudal estimado com os elementos finitos tem uma descida gradual nos primeiros instantes de simulação, acompanhando posteriormente praticamente os valores analíticos obtidos com a média das cargas acima do dreno. A análise com o parâmetro h_m sobrestima o caudal porquanto é o valor máximo das cargas acima do plano dos drenos, portanto, sempre superior ao valor médio das cargas acima do plano horizontal do dreno. A diferença entre o caudal nestes dois métodos é significativa neste período, mas tendencialmente será menor, com a diminuição da posição da superfície freática.

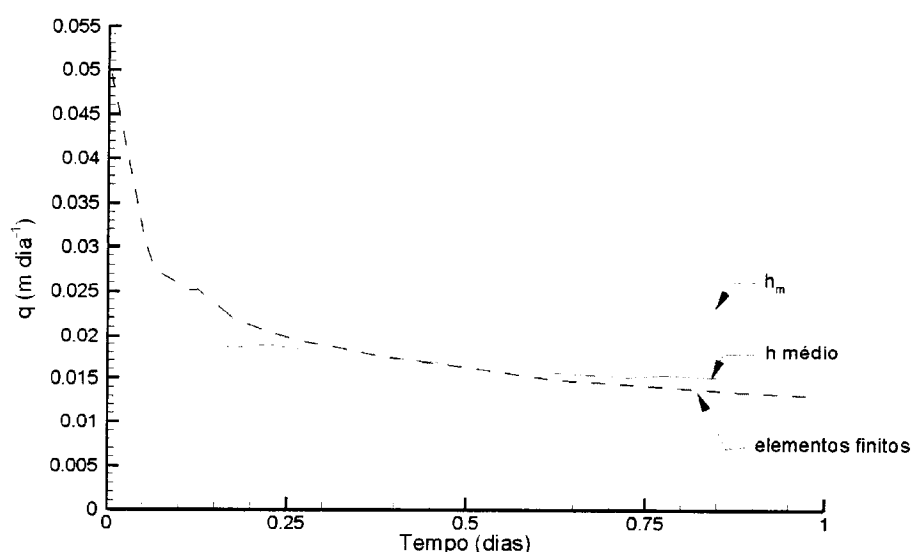


Figura 52 – Densidade de fluxo no dreno, baseada em h_m , média de h e nos elementos finitos sem recarga à superfície. Solo inicialmente saturado. Simulação efectuada para $L=40$ m, $K_s=0.7$

m dia⁻¹, imperme à profundidade de 4 m, dreno à profundidade de 1.2 m, parâmetros de VG : $n=1.09$, $\theta_s=0.36 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, $\theta_r=0.07 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ e $\alpha=0.5 \text{ m}^{-1}$, $q=0 \text{ m dia}^{-1}$. Raio do dreno 0.05 m.

O impacto deste resultado será tanto mais significativo quanto maior for a distância entre drenos. O caudal obtido com o valor médio das cargas hidráulicas, por seu lado, apresenta boa concordância com o caudal numérico a partir do momento em que o caudal numérico começa a decrescer a uma taxa menor, mas também não está habilitado a descrever convenientemente o momento inicial da recessão.

A média de h foi obtida a partir de intervalos regulares entre o dreno e a meia distância do dreno durante o período de análise.

6.3 Determinação da profundidade da superfície freática com carga positiva no dreno.

6.3.1 Descrição do problema

Da análise teórica constata-se que a subida da superfície freática à meia distância entre drenos é da mesma ordem de magnitude da subida no plano vertical do dreno, porém existe uma excepção a esta regra quando o dreno está sob efeito de uma carga exterior. A aplicação de uma carga exterior à saída dos drenos, torna a pressão no seu interior positiva e conseqüentemente eleva a posição da superfície freática. Além disso altera-lhe a forma, reduzindo a curvatura em direcção ao dreno e a altura da superfície freática à meia distância entre drenos, que medida a partir do plano da carga exterior, diminuiu com o aumento da carga exterior (Santos-Júnior, 1971).

Tendo presente a equação 5.10 do Capítulo 5, a sua representação gráfica apresenta-se na Figura 53, onde cada curva traduz a relação $H_m/0.5L$ em abcissas e q/K_s em ordenadas para o valor de $H_d/0.5L$ igual à abcissa da base da curva.

Verifica-se a partir desta figura que à medida que H_d aumenta as curvas da relação $H_m/0.5L$, são tendencialmente mais verticais, isto é, mantendo constante o valor

h'_d não depende da carga exterior sobre o dreno como provou experimentalmente Santos-Júnior (1971), pelo que uma diminuição de $(h'_m - h'_d)$, terá como consequência, de acordo com a eq.6.2, uma diminuição de h'_m .

6.3.2 Resultados

Foram efectuadas simulações numéricas do funcionamento do dreno submerso para confirmar a teoria exposta no ponto anterior. Três situações foram testadas para a mesma relação q/K_s , dreno com carga de 0.1 m, de 0.2 m e dreno sem carga. Para o efeito foi aplicada uma fronteira de Dirichlet no nó do dreno com o respectivo valor da carga exterior que se pretende. A Figura 54 mostra o comportamento da carga a meia distância do dreno (h_m) e no plano vertical do dreno (h_r), para as três situações descritas.

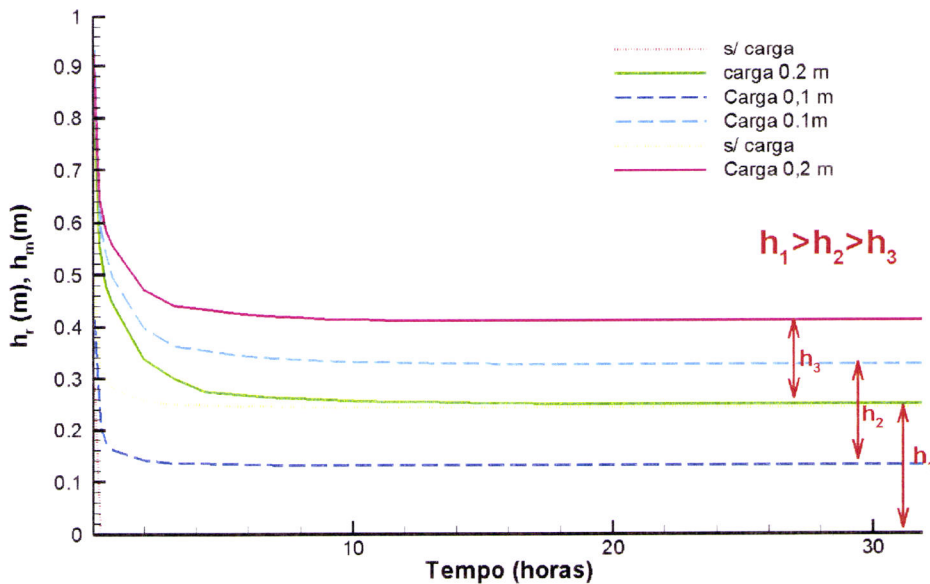


Figura 54 - Regime variável. Variação de h_r e h_m com o tempo sujeito a carga exterior de 0.1 m, 0.2 m e sem carga. Solo inicialmente saturado. Simulação efectuada para $L=30$ m, $K=1$ m dia⁻¹, imperme à profundidade de 4 m, dreno à profundidade de 1 m, parâmetros de VG : $n=1.09$, $\theta_s=0.36$ m³m⁻³, $\theta_r=0.07$ m³ m⁻³ e $\alpha=0.5$ m⁻¹, $q=0.005$ m dia⁻¹. Raio do dreno 0.05 m.

As simulações mostram que a diferença entre estas duas cargas vai diminuindo com o aumento da carga exterior e que o valor da carga no plano vertical dos drenos não tende exactamente para a altura de submersão, ficando ligeiramente superior ao valor aplicado no dreno. Tal facto deve-se, provavelmente, ao comportamento não ideal do dreno para o ajustamento de Vimoke usado no teste. Todavia, essa diferença não parece ter importância na demonstração do aspecto em estudo neste ponto. Depreende-se do comportamento das alturas freáticas que sujeitando o dreno a uma carga exterior, provoca a subida geral da superfície freática, mas que para a mesma densidade de fluxo conduz também à diminuição da diferença ($H_m - H_d$) e, de acordo com a equação 105, do valor de h'_m . Assim, em igualdade de condições, a instalação dos drenos abaixo do plano de água das valas colectoras produz o abaixamento da superfície freática à meia distância entre drenos.

O fundamento deste facto reside nas condições de escoamento. O funcionamento do dreno sob pressão, promove que, em seu redor, todo o solo esteja saturado o que de acordo com El-Gammal *et al.* (1995), é uma condição mais favorável ao escoamento por melhorar a extensão do escoamento radial em torno do dreno e, deste modo, provocar alturas da superfície freática menores do que as inicialmente esperadas.

O uso desta constatação é importante numa situação de drenagem controlada ou de rega subterrânea, pois a gestão das alturas de submersão dos drenos é importante na posição mais elevada da superfície freática, ou, de outra forma, na espessura do solo que se encontra não saturado.

A correcta gestão desta carga permitirá humedecer uma maior quantidade de solo, nomeadamente, nas zonas mais próximas dos drenos, sem provocar a subida acentuada da superfície freática à meia distância entre drenos.

A Figura 55 mostra a diminuição que se verifica na diferença entre H_m e H_d à medida que a carga exterior acima do nível do dreno aumenta. Os resultados foram obtidos com simulações numéricas do modelo DRENAFEM, para a ausência de carga exterior e cargas exteriores de 0.1 m, 0.2 m e 0.3 m.

No cálculo foram usados os valores de h_m e h_r determinados numericamente em eventos em regime permanente para diferentes razões de q/K_s . À medida que aumenta a

carga exterior é evidente a diminuição da razão $(H_m - H_d)/0.5L$, para um aumento não tão acentuado de $H_d/0.5L$. Os segmentos descendentes correspondentes aos valores de $(H_m - H_d)$, dizem respeito ao facto de H_m atingir a superfície do solo e manter-se constante, mas o valor de H_d continuar a subir, diminuindo por consequência, a diferença $(H_m - H_d)$.

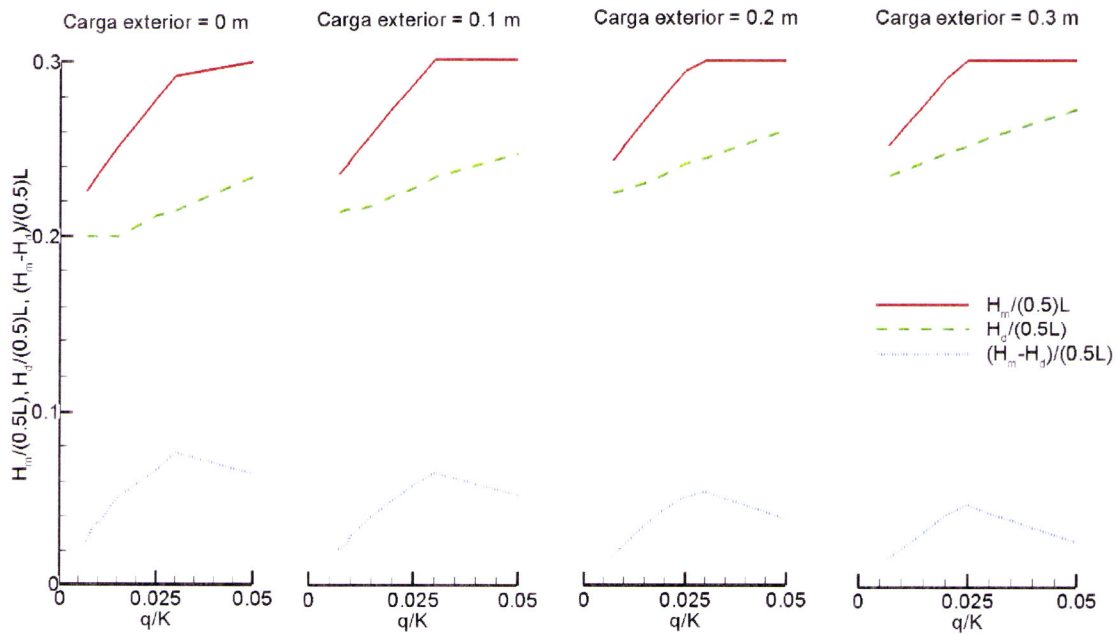


Figura 55 – Variação de H_m e H_d , para cargas exteriores no dreno de 0 m, 0.1 m, 0.2 m, 0.3 m, com q/K .

6.4 Conclusões

Os dois casos apresentados revelam a versatilidade do modelo DRENAFEM para o estudo de casos especiais de drenagem subsuperficial. A capacidade da simulação numérica em estudos que não são facilmente resolvidos por métodos analíticos relativamente simples, é, em última análise, a principal vantagem dos modelos baseados em métodos numéricos.

BIBLIOGRAFIA

ABBASPOUR, K.C.; KOHLER, A.; SIMUNEK, J.; SCHULIN, R. 2001. *Application of a two dimensional model to simulate flow and transport in a macroporous agricultural soil with tile drains*. Eur. J. of Soil Science. **52**:433-447.

AHMAD, S.; KASHYAP, D.; MATHUR, B.S. 1993. *Mathematical modelling of saturated-unsaturated flow to drains*. J. Irrigation and Drainage Division, A.S.C.E. **119**:18-33.

ALEXANDER, L.; SKAGGS, W. 1986. *Predicting unsaturated hydraulic conductivity from soil water characteristics*. Transactions of ASAE **29(1)**:176-184.

ANDERSON, M.P.; WOESSNER, W.W. 1992. *Applied groundwater modelling. Simulation of flow and advective transport*. Academic Press. USA.

AURA, E. 1995. *Finite element modelling of subsurface drainage in Finnish heavy clay soils*. Agricultural Water Management **28(1)**: 35-47.

BASTIAANSEN, W.G.M.; ALLEN, R.G.; DROOGERS, G. D'URSO, G.; STEDUTO, P. (2004). *Inserting man's irrigation and drainage wisdom into soil water flow models and bringing it back out: how far have we progressed?*. In Unsaturated zone modeling, editado por R.A. Feeds; G.H. de Rooij e J.C. Van Dam. Elsevier, Wageningen.

BEAR, J. 1988. *Dynamics of fluids in porous media*. Dover Publications. New York. USA.

BEAR, J.; VERRUIJT, A. 1978. *Modelling groundwater flow and pollution*. D. Reidel Publishing Company. Netherlands.

BENTLEY, W.J. 1991. *Effects of hydraulic conductivity and entrance resistance on drainage processes*. PhD thesis. North Carolina State University, USA.

BOUARFA, S.; ZIMMER, D. 2000. *Water table shapes and drainage flow rates in shallow drainage systems*. J. of Hydrology **235**:264-275.

BOUWER, H. SCHILFGAARD, J. 1963. *Simplified method of predicting fall of water table in drained land*. Transactions of ASAE **6**:288-291.

CARSEL, R.F.; PARRISH, R.S. 1988. *Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics*. Water Res. Research. **24**:755-769.

CASTANHEIRA, P. 1998. *Determinação da condutividade hidráulica saturada na ausência da toalha freática*. Tese de mestrado. Universidade de Évora.

CASTANHEIRA, P. 2001. *Drenagem – Modelação matemática de escoamento em meios porosos. Manual de utilização*. Escola Superior Agrária de Castelo Branco.

CARSEL, R. F., PARRISH, R.S. 1988. *Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics*. Water. Resour. Res. **24**:755-769.

CELIA, M.; BOULOUTAS, E.; ZARBA R.. 1990. *A general mass conservative numerical solution for the unsaturated flow equation*. Water Resou. Research. **26(7)**: 1483-1496.

CHENG, R.T.A.; LI, C.Y. 1973. *On the solution of transient free-surface flow problems in porous media by the finite element method*. J. of Hydrology. **20**:49-63.

CHESCHEIR, G.M., MURUGABOOPATHI,C; SKAGGS, R.W; SUSANTO, R.H.; EVANS, R.O.. 1992. *Modeling water table control systems with high head losses near the drain*. in *Drainage and water table control*. Proc. of sixth international drainage control. ASAE. 38:45.

DAVENPORT, M.S.; SKAGGS, R.W. 1991. *Effects of drain envelope and slope on performance of a drainage-subirrigation system*. Transc ASAE.**33(2)** pag: 493-500.

DESAI, C..1972. *Seepage analysis of earth banks under drawdown*. J. Soil Mech. Found. Division. A.S.C.E. **98**:1143-1161.

DIERICKX, W. 1999. *Non-ideal drains*. in *Agricultural Drainage* ed. R.W. Skaggs e van Shilfgaarde. ASA. Agronomy series **38**:297-328.

EL-GAMMAL, H.; ABDEL-DAYEM,S.; DIERICKX, W. 1995 . *The effect of standing water above drains on the water table height midway between drains*. Irrigation and drainage systems. **9**:59-72.

EL-SADEK, A.;FEYEN,J.;BERLAMONT, J. .2001. *Comparison of models for computing drainage discharge*. J. Irrigation and Drainage Division, A.S.C.E. vol **127(6)**:363-369.

ELRICK, D.E.,REYNOLDS,W. 1992. *Infiltration from constant-head well permeameters and infiltrometers*. Soil Sci.Soc. Amer. Adevances in mesurament of soil physical properties:Bringing theory into pratice. Special publication n.30.

FEEDS, R.A.;KOWALIK, P.J.;ZARANDY, H. 1978. *Simulation of water use and crop yield*. PUDOC, Wageningen. Simulation monogrp.

FIPPS, G.; SKAGGS, R.. 1986a. *Effect of canal seepage on drainage to parallel drains*. Transc ASAE. Vol **29(5)**, pag.1278-1283.

FIPPS, G.; SKAGGS, R.. 1986. *Drain as a boundary condition in finite elements*. Water Resou. Research. Vol **22(11)**:1613-1621.

FIPPS, G.; SKAGGS, R.. 1991. *Simple methods for predicting flow to drains*. J. Irr. Dran. Eng. ,ASCE, Vol **117(6)** :881-896.

FRANCE, P.;PAREKH, C.;PETERS, J. ; TAYLOR, C..1971. *Numerical analysis of free surface seepage problems*. J. Irrigation and Drainage Division, A.S.C.E. 97:165-179.

GALLICHAND, J. 1994. *Numerical simulations of steady state subsurface drainage with vertical decreasing hydraulic conductivity*. Irrig. Drainage Syst. **8** :1-12.

GONÇALVES, M. C., ALMEIDA, V. V. & PEREIRA, L. S., 1999. *Estimation of Hydraulic parameters for portuguese soils*. In van Genuchten, M. Th., Leij, F. & Wu, L. (eds). *Characterization and Measurement of the Hydraulic Properties of Unsaturated Porous Media*. Part 2, pp 1199-1210. University of California Riverside, CA.

-
- GONÇALVES, M. C., LEJI, F. J. & SCHAAP, M. G. 2001. *Pedotransfer functions for solute transport parameters of Portuguese soils*. European Journal of Soil Science **52** (4): 563-574.
- GREEN, T.R., CONSTANTZ, J.E., FREYBERG, D.L. 1996. *Upscaled soil-water retention using van Genuchten's function*. J. Hydrologic Eng. 1(3):123-130
- GUPTA R.K.; RUDRA R.P.; DICKINSON W.T.; PATNI N.K.; WALL, G.J.. 1993 *Comparison of saturated hydraulic conductivity measured by various field methods*. Transc ASAE. **36**(1).
- GUILLIAM, J.W.; BAKER, J.L.; REDDY, K.R.. 1999. *Water quality effects of drainage in humid regions*. in Agricultural Drainage ed. R.W. Skaggs e van Shilfgaarde. ASA. Agronomy series **38**:801-830.
- GUREGHIAN, A.; YOUNGS, E. .1975. *The calculation of steady state water table heights in drained soils by means of the finite-element method*. Journal of Hydrology, **27**:15-32.
- GUREGHIAN, A., 1983. *A two dimensional finite element solutions scheme for the saturated unsaturated flow with applications to flow through ditch drained soils*. Journal of Hydrology, **50**:333-353.
- HARMSSEN, E.W.; GILLIAM, J.W.; SKAGGS, R.W.; MUNSTER C.L.. 1991. *Variably saturated 2-dimensional nitrogen transport*. ASAE paper n° **91-2630**.
- HASSANIZADEH, M. 1986. *Derivation of basic equations of mass transport in porous media. Part 1. Macroscopic balance laws*. Advances in Water Resources. **9**:196-206.
- HASSANIZADEH, M., 1986. *Derivation of basic equations of mass transport in porous media. Part 2. Generalized Darcy's law and Fick's laws*. Advances in water resources **9**:207-222
- HILLEL, D. 1998. *Environmental soil physics*. Academic Press, New York. USA.
- HOPMANS, J.W. 1987. *A comparison of various techniques to scale soil hydraulic properties*. J. Hydrology 105:57-84
- HUYAKORN, P.S.; PINDER, G.F. 1983. *Computational methods in subsurface flow*. Academic Press. New York.
- HUYAKORN, P.S.; THOMAS, S.D.; THOMPSON, B.M., 1984. *Techniques for making finite elements competitive in modelling flow in variably saturated porous media*. Water Resour. Reser. **20**(8):1998-1115.
- ISTOK, J. 1989. *Groundwater modelling by the finite element method*. AGU. Water Resources monograph. N° 13. NY. USA.
- JABRO, J. D. ; FRITTON, D.D. 1990. *Simulation of water flow from a percolation test hole in layered soil*. Soil, Sci. Soc. Am. J. **54**:1214-1218.
- LYNCH, D.R. 1984. *Mass conservation in finite element groundwater models*. Adv. Water Resources, **Vol 7**: 67-75.
- LUTHIN, J.M. 1966. *Drainage Engineering*. John Wiley & Sons. N.Y. USA
-

MACCARTHY, E.J., SKAGGS,R.W. 1991. *A simplified model for predicting drainage rates for changing boundary conditions*. Trans, of ASAE. **34(2)**:443-448.

MACCARTHY, E.J., FLEWELLING, J.W.,SKAGGS,R.W. 1992. *Hydrologic model for a drained forested watershed*. J. Irrig. Drain. **118**:242-255.

MARTINEZ , M.J.; MACTIQUE, D.F.1991. *The steady distribution of moisture beneath a two dimensional surface source*. Water Reso. Research **27**:1193-1206.

MELLO, F.A.C.M. 1987. *Um modelo global de simulação continua para conversão da precipitação em escoamento*. Tese de Doutoramento. Universidade de Évora.

MOHAMMAD,F. S.; SKAGGS, R.S., 1983. *Drain tube opening effects on drain flow*. J. Irrig. Drain. Div. Am. Soc. Civ. Eng., 109(4):393-404.

MUALEM, Y.,1976. *A new model for predicting the hydraulic conductivity of porous media*. Water Resources Research **12**:513-522.

NEUMAN, S., 1973. *Saturated-unsaturated seepage by finite elements*. J. Hydraulics Division. A.S.C.E. **99**(HY 12) :2233-2250.

NEUMAN, S.; FEDDS, R.;BRESLER,E. F., 1975. *Finite element analysis of two dimensional flow in soils considering water uptake by roots:I teory.*, Soil Sci. Soc. Amer. Procc.,**39**(2):224-230.

NIEBER, J.L.; WALTER, M.F., 1981. *Two dimensional soil moisture flow in a sloping rectangular region. Experimental and numerical studies*. Water Res. Res., **Vol 17 (6)**. Pag:1722-1730.

NIEBER, J.L.;MISRA,D.,1995. *Modelling flow and transport in heterogeneous, dual-porosity drained soils*. Irrig. Drain. Syst. **9**:217-237.

NOGUEIRA, D.M. 1996. *Anteprojecto das redes de drenagem principal e subterrânea da unidade II do sub bloco de drenagem III do Baixo Vouga Lagunar*. Trabalho de fim de curso. Universidade de Évora.

OR, D.; WRAITH, J.M.; 2002. *Soil Water content and water potencial relationships*. in Soil Physiscs companion ed. Warrick A.W..CRC Press, Boca Raton. USA.

PAN, L.,WARRICK,A.,WIERENGA, J.,1996. *Finite element methods for modelling water flow in variably saturated porous media: Numerical oscillation and mass-distributed schemes.*, Water Resources Research, **32(6)**:1883-1889.

KIRKHAM, D., 1966. *Steady state theories for drainage*. J. Irrigation Drainage Div. A.S.C.E., **92** : 19-39.

KIRKHAM, D. ; TOKSOZ, S. ;PLOEG, R.; 1974. *Steady flow to drains and wells*. In Drainage for Agriculture, editado por Van Shilfgaarde, ASA, Agronomy series 17.

KOOL, J.B.; PARKER, J.C. 1987. *Development and evaluation of closed-form expression for hysteretic soil hydraulic properties*. Water Resour. Res. **23(1)**:105-114.

KUMAR, V.;JAISWAL. C.S.; CHAUHAN, H.S. 2000. *Numerical solution of 2D free surface flow to ditch drains in anisotropic soils*. J. of Irrigation and Drainage. **126(4)**. 250-254

-
- KUTILEK, M.; NIELSEN, D.R. 1994. *Soil Hydrology*. Catena Verlag, Germany.
- YEH, G. 1999. *Computational subsurface Hydrology – Fluid flows*. Kluwer Academic Publishers, USA.
- YEH, W.W., SING, R. 1970. *Transient flow between parallel drains*. Journal of Hydrology **11**: 301-312.
- YOUNGS, E.G. .1999. *Non steady flow to drains. in Agricultural Drainage* ed. R.W. Skaggs e van Shilfgaarde. ASA. Agronomy series 38:265-296.
- RABBANI, M. G., 1994. *Direct-formulation finite element (DFFE) method for groundwater flow modelling: two dimensional case*.SIAM J. Appl. Math. Vol **54(3)** 674-687.
- RATHFELDER, K.; L.M. ABRIOLO. 1994. *Mass conservative numerical solutions of the head-based Richards equation*. Water Resour. Res. **30**:2579-2586
- ROGERS, J. 1994. *Capacitance an initial time step effects on numerical solutions of Richards equation*. ASAE. **37(3)**:807-813.
- ROGERS, J.; FOUSS, J..1989. *Hydraulic conductivity determination from vertical and horizontal drains in layered soil profiles*. Transactions of ASAE **32(2)**:589-595.
- ROGERS, J.; SELIM, H.; FOUSS, J..1995. *Comparison of drainage under steady rainfall versus falling water table conditions*. Soil Science. Vol **160(6)**:391-399.
- SALEM, H.E.; SKAGGS, R.W. 1998. *Predicting drainage rates under varying water table conditions*. In Drainage in te 21st century. Procee. of the 7th Annual drainage symposium. ASAE. USA.
- SANTOS JÚNIOR, A.G.; YOUNGS, E.G.; 1969. *A study of the specific yield in land-drainage situations*. Journal of Hydrology, **8**:59-81.
- SANTOS JÚNIOR, A.G.; 1971. *Aspectos Teóricos da drenagem. Uma aplicação da teoria hidráulica dos escoamentos porosos*. Lourenço Marques.
- SEGERLIND, L.J. (1984). *Applied finite element analysis*. John Wiley & Sons. USA.
- SERRALHEIRO, R.P. (2003). *Inovação tecnológica para uma agricultura de regadio sustentável. Seminário de conservação do solo e da água em regadio: Experimentação, conservação e divulgação*. Actas de comunicações apresentadas. Universidade de Évora.
- SIMUNEK,J.; van GENUCTHEN, M.T..1994. *The SWMS_2D code for simulating water flow and solute transport in two dimensional variably saturated media*. Research report n° 132, U.S. Salinity Laboratory. Riverside. USA.
- SIMUNEK,J.; Huang,K.; van GENUCTHEN, M.T. 1995. *The SWMS_3D code for simulating water flow and solute transport in three dimensional variably saturated media*. Research report n° 139, U.S. Salinity Laboratory. Riverside. USA.
-

SIMUNEK, J.;SEJNA, M.; van GENUCHTEN, M. 1999. *The HYDRUS2D software package for simulating the two dimensional movement of water, heat and multiple solutes in variably saturated media*. U.S. Salinity laboratory. Riverside, California.

STAKMAN, W. P. 1974. *Measuring soil moisture*. In: Drainage Principles and Applications. Int. Inst. Ld. Reclam., Publication **16 (3)**: 221-251, Wageningen.

SKAGGS, R.W.. 1999. *Water table management: sub irrigation and controlled drainage*. in Agricultural Drainage ed. R.W. Skaggs e van Shilfgaarde. ASA. Agronomy series **38**:695-718.

SKAGGS, R.W.. 1992. *Drainage and water management modelling technology*. in *Drainage and water table control*. Proc of sixth international drainage control. ASAE.1-11

SKAGGS, R.W.. 1991. *Modelling water table response to sub irrigation and drainage*. Trans. ASAE. Am. Soc. of Agr. Eng. **34(1)** Pag:169-175.

SKAGGS, R.W.. 1982. Field evaluation of a water management model. Trans. ASAE. Am. Soc. of Agr. Eng. 25(3) Pag:666-674.

SKAGGS, R. W.; TANG, Y.K..1979. *Effect of drain diameter, openings and envelopes on water table drawdown*. Trans. ASAE. Am. Soc. of Agr. Eng. 326:333.

SKAGGS, R. 1975. *Drawdown solutions for simultaneous drainage and ET*. Journal of Irrigation and Drainage Division ASCE **101**: 13-21.

SWARTZENDRUBER, D. 1962. *Non Darcy flow behaviour in liquid saturated porous*. J. of Geophysical res. **67(13)**:5205-5213.

SWARTZENDRUBER, D. 1963. Non Darcy flow behaviour and flow in of water in unsaturated soils. Sci. Soc. Amer Proc. 491-495

TAIGBENU,A.E.;SADA, E. 1992. *A green element model for variably saturated groundwater flow in Computational methods in water resources IX*. **Vol(1)** :219-227.

TARBOTON, K,WALLENDER, P., 2000. *Finite element grid configurations for drains*. J. Irrigation and Drainage Engineering. A.S.C.E.. 126(4):243-249.

TOKSOZ, S.;KIRKHAM, D. , 1971. *Steady drainage of layered soils: Monographs*. J. Irrigation and Drainage Div. Procc. of ASCE , N IR1, **Vol 97** pag: 19-37.

WAGENET, R.J.;HUTSON, J. L.. 1987. *LEACHEM. Leaching estimation and chemistry models*. Continuum vol 2, Water resources research institute, Cornel Univ.

WANG, H.F.; ANDERSON, M.P. 1982. *Introduction to groundwater modelling*. Academic Press, NY. USA.

WANG, Z.R.,WANG, W.Y. 2001. An improved Darcy's model of soil water movement with preferential paths. Proc.of the 2nd international symposium of preferential flow. ASAE. pag:125-128.

WARRICK,A.W. MULLEN,G.J.,NIELSEN D.R. 1977. *Scaling field measured soil hydraulic properties using a similar media concept*. Water Resources Research 13:355-352

WESSELING, J. 1964. *The effect of using continually submerged drains on drain spacing*. J. Hydrology **2**:33-43.

WISE, W.R., CLEMENT, T.P., MOLZ, J.F. 1994. *Variably saturated modelling of transient drainage: sensitivity to soil properties*. Journ. of Hydrology **161**:91-108.

WORKMAN, S.R.; SKAGGS, R.W. 1988. *Comparison of two field simulation models using field data*. Trans. ASAE. Am. Soc. of Agr. Eng. Vol (**32**) :1933-1937.

VACHAUD, G. 1967. *Determinations of the hydraulic conductivity of unsaturated soils from an analysis of transient flow data*. Water Res. Res. Vol **3** 697-705

van SHILFGAARDE, J. 1963. *Design of tile drainage for falling water table*. Amer. Soc. Civil Eng. Proc. **89(IR29):1-11**.

van SHILFGAARDE, J. 1974. *Nonsteady flow to drains*. in Agricultural Drainage ed. van Shilfgaarde. ASA. Agronomy series **17**:245-270.

van GENUCHTEN, M. 1980. *A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc. Am. J. **44**:892-898.

van GENUCHTEN, M. T.; LEIJ, F. J.; YATES, S. R. 1991. *The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils*. Report EPA/600/2-91/065. U.S. Salinity Laboratory. Riverside.

VAUCLIN, M.; KHANJI, D.; VACHAUD, G. 1979. *Experimental and numerical study of a transient, two dimensional, unsaturated-saturated water table recharge problem*. Water resources research. Vol **15(5)** 1089-1101.

VIMOKÉ, B.; TYRA, T.D.; THIEL, T.J. TAYLOR, G..1962. *Improvements in construction and use of resistance networks for studying drainage problems*. Soil Sci Soc. Proc. USDA: 202:207

VIMOKÉ, B.; TAYLOR, G..1962. *Simulating water flow in soil with an electric resistance network*. ARS. USDA: 41-65.

ZARADNY, H., FEDDES, R., 1979. *Calculation of non steady flow towards a drain in saturated unsaturated soil by finite elements*. Agricultural water management, Elsevier S. P., **2**:37-53.

ANEXOS

ANEXO I - Curva de retenção de humidade. Resultados de laboratório.

Baixo Vouga Lagunar

AMOSTRA					AMOSTRA				
A1	P	LOG-P	WC-OBS	WC-FIT	B1	P	LOG-P	WC-OBS	WC-FIT
	2,50E+00	0,3979	0,5415	0,5275		2,5	0,3979	0,6742	0,657
	1,00E+01	1	0,5246	0,523		10	1	0,6565	0,6547
	3,16E+01	1,4997	0,5034	0,5078		31,6	1,4997	0,6439	0,647
	6,31E+01	1,8	0,4708	0,4863		63,1	1,8	0,6235	0,6355
	1,00E+02	2	0,4538	0,4648		100	2	0,6103	0,6226
	2,00E+02	2,2999	0,4207	0,4224		199,5	2,2999	0,587	0,5932
	3,16E+02	2,5	0,3964	0,3899		316,2	2,5	0,5695	0,5668
	5,01E+02	2,7	0,3748	0,3564		501,2	2,7	0,5516	0,5362
	1,59E+04	4,2	0,1537	0,1644		15850	4,2	0,3023	0,3064

A2	P	LOG-P	WC-OBS	WC-FIT	B2	P	LOG-P	WC-OBS	WC-FIT
	2,50E+00	0,3979	0,6424	0,6178		2,5	0,3979	0,6197	0,6198
	1,00E+01	1	0,6077	0,6072		10	1	0,6019	0,6056
	3,16E+01	1,4997	0,5582	0,5748		31,6	1,4997	0,5563	0,5425
	6,31E+01	1,8	0,5043	0,5355		63,1	1,8	0,4602	0,4764
	1,00E+02	2	0,4817	0,5012		100	2	0,433	0,4344
	2,00E+02	2,2999	0,4476	0,4425		199,5	2,2999	0,3957	0,3861
	3,16E+02	2,5	0,4264	0,4024		316,2	2,5	0,3687	0,3638
	5,01E+02	2,7	0,404	0,3637		501,2	2,7	0,3423	0,3477
	1,59E+04	4,2	0,1235	0,161		15850	4,2	0,31	0,3115

A3	P	LOG-P	WC-OBS	WC-FIT	B3	P	LOG-P	WC-OBS	WC-FIT
	2,50E+00	0,3979	0,6654	0,6148		2,50E+00	0,3979	0,6909	0,6692
	1,00E+01	1	0,6269	0,6135		1,00E+01	1	0,6726	0,6666
	3,16E+01	1,4997	0,5925	0,6077		3,16E+01	1,4997	0,6468	0,6578
	6,31E+01	1,8	0,566	0,5967		6,31E+01	1,8	0,6298	0,6445
	1,00E+02	2	0,5537	0,5821		1,00E+02	2	0,6159	0,6299
	2,00E+02	2,2999	0,5259	0,5423		2,00E+02	2,2999	0,5911	0,5969
	3,16E+02	2,5	0,5041	0,5011		3,16E+02	2,5	0,5725	0,5678
	5,01E+02	2,7	0,4811	0,4501		5,01E+02	2,7	0,5523	0,5345
	1,59E+04	4,2	0,1159	0,13		1,59E+04	4,2	0,2894	0,2951

A4	P	LOG-P	WC-OBS	WC-FIT	P	LOG-P	WC-OBS	WC-FIT	
	2,50E+00	0,3979	0,5412	0,5272		2,50E+00	0,3979	0,6689	0,6512
	1,00E+01	1	0,5039	0,518		1,00E+01	1	0,6492	0,6493
	3,16E+01	1,4997	0,4914	0,4916		3,16E+01	1,4997	0,6355	0,6429
	6,31E+01	1,8	0,4575	0,461		6,31E+01	1,8	0,6255	0,6332
	1,00E+02	2	0,4346	0,4348		1,00E+02	2	0,6158	0,6222
	2,00E+02	2,2999	0,388	0,3904		2,00E+02	2,2999	0,5896	0,5964
	3,16E+02	2,5	0,3585	0,3599		3,16E+02	2,5	0,5723	0,5725
	5,01E+02	2,7	0,3431	0,3302		5,01E+02	2,7	0,5574	0,5441
	1,59E+04	4,2	0,1588	0,1653		1,59E+04	4,2	0,3152	0,318

Lezíria de Vila Franca

A1		A2	
h (cm)	cm³/cm³	h (cm)	cm³/cm³
2.50	0.4696	2.50	0.5412
10.00	0.4395	10.00	0.5062
31.60	0.4327	31.60	0.4952
63.10	0.4283	63.10	0.4856
100.00	0.4242	100.00	0.4806
199.50	0.4166	199.50	0.4585
316.20	0.4094	316.20	0.4448
501.20	0.4000	501.20	0.4309
15848.90	0.3005	15848.90	0.3005

Dap = 1.48

Dap = 1.39

A3		A4	
h (cm)	cm³/cm³	h (cm)	cm³/cm³
2.50	0.5006	2.50	0.4742
10.00	0.4637	10.00	0.4533
31.60	0.4519	31.60	0.4401
63.10	0.4430	63.10	0.4291
100.00	0.4368	100.00	0.4232
199.50	0.4239	199.50	0.4119
316.20	0.4135	316.20	0.4027
501.20	0.4022	501.20	0.3927
15848.90	0.3005	15848.90	0.3005

Dap = 1.43

Dap = 1.41

ANEXO II - Determinação da condutividade hidráulica saturada

Baixo Vouga

Determinação de condutividade hidráulica saturada

Pemeâmetro de carga constante

temp. da água 18°C

Horizonte B

Amostra	nº	h1	h2	h	leitura inicial	leitura final	tempo	Q	L	A	Ks	Ks
	anel			cm	ml	ml	s	cm ³ /dia	cm	cm ²	cm/dia	m/dia
H	11	5.9	4.5	1.4	14	14.5	180	240,0000	5	19,63495	43,65393	0,43654
V		6.2	4.5	1.7	32.5	36.3	60	5472,0000	5	19,63495	819,66668	8,19667
H	6	6.5	3.7	2.8	3.8	4.2	120	288,0000	5	19,63495	26,19236	0,26192
H	14	6.6	3.7	2.9	10	10.8	120	576,0000	5	19,63495	50,57834	0,50578
H	2	6.6	3.7	2.9	13.6	13.7	120	72,0000	5	19,63495	6,32229	0,06322
V	22	6.2	3.7	2.5	9.5	14	60	6480,0000	5	19,63495	660,04738	6,60047
V	12	6.4	3.7	2.7	5	10.5	60	7920,0000	5	19,63495	746,96720	7,46967
H	13	6.8	3.7	3.1	4.3	4.5	120	144,0000	5	19,63495	11,82881	0,11829
H	11	6.6	3.7	2.9	3.5	4.2	120	504,0000	5	19,63495	44,25605	0,44256
H	17	6.6	3.7	2.9	1	1.3	120	216,0000	5	19,63495	18,96688	0,18967
H	3	6.1	3.7	2.4	3.3	3.4	300	28,8000	5	19,63495	3,05577	0,03056
H	20	5.7	3.7	2	7.1	7.2	300	28,8000	5	19,63495	3,66693	0,03667
H	15	6.4	3.7	2.7	2.3	2.5	300	57,6000	5	19,63495	5,43249	0,05432
V	16	6.5	3.7	2.8	13	19	300	1728,0000	5	19,63495	157,15414	1,57154

Horizonte B

Amostra	nº	h1	h2	h	leitura inicial	leitura final	tempo	Q	L	A	Ks	Ks
	anel			cm	ml	ml	s	cm ³ /dia	cm	cm ²	cm/dia	m/dia
H	8	3.9	6.3	2.4	16.9	17	300	28,8000	5	19,63495	3,05577	0,03056
H	11	3.9	6	2.1	13.2	25	300	3398,4000	5	19,63495	412,09307	4,12093
H	2	3.9	5.8	1.9	13.4	15.8	300	691,2000	5	19,63495	92,63823	0,92638
H	3	4.8	6.9	2.1	13.4	15.2	300	518,4000	5	19,63495	62,86166	0,62862
H	5	4.8	6.4	1.6	9.9	11.5	300	460,8000	5	19,63495	73,33860	0,73339
H	6	4.8	6.6	1.8	3.9	5.4	300	432,0000	5	19,63495	61,11550	0,61115
H	22	4.8	5.9	1.1	8.2	9.7	300	432,0000	5	19,63495	100,00718	1,00007
H	13	4.8	6.5	1.7	1.1	2.9	300	518,4000	5	19,63495	77,65263	0,77653
H	4	4.8	6.1	1.3	2.1	3.4	300	374,4000	8	19,63495	117,34176	1,17342
H	16	4.8	6.3	1.5	4.5	5.8	300	374,4000	9	19,63495	114,40821	1,14408
V	23	3.9	6.1	2.2	14.4	19.5	300	1468,8000	5	19,63495	170,01220	1,70012
V	21	3.9	6.6	2.7	21	24.7	300	1065,6000	5	19,63495	100,50104	1,00501
V	9	3.9	6.4	2.5	22	24.1	300	604,8000	5	19,63495	61,60442	0,61604
V	7	4.8	6.8	2	1.5	4.1	300	748,8000	5	19,63495	95,34018	0,95340
V	10	4.8	6.8	2	6.4	9.8	300	979,2000	6	19,63495	149,61074	1,49611
V	15	4.8	6.6	1.8	10.9	14.1	300	921,6000	7	19,63495	182,53162	1,82532

Vila Franca de Xira

Amostra	nº			h1	h2	h	leitura inicial	leitura final	tempo	Q	L	A	Ks	Ks	
	anel						cm	mm	s	cm³/dia	cm	cm²	cm/dia	m/dia	
3B 2B 1B 8A 5A 4A 3A 2A 1A 10 8 7 5 4 3 2 1	6	V	1ª Repetição	6.2	3.7	2,500	24,000	25,500	60,000	2160,000	5,000	19,635	220,016	2,200	
			2ª Repetição	6.2	3.7	2,500	25,600	26,800	60,000	1728,000	5,000	19,635	176,013	1,760	
			3ª Repetição	6.2	3.7	2,500	27,400	28,700	60,000	1872,000	5,000	19,635	190,680	1,907	
		10	V	1ª Repetição	6.7	3.7	3,000	23,700	24,100	60,000	576,000	5,000	19,635	48,892	0,489
				2ª Repetição	6.7	3.7	3,000	22,000	23,100	120,000	792,000	5,000	19,635	67,227	0,672
				3ª Repetição	6.7	3.7	3,000	23,200	23,600	60,000	576,000	5,000	19,635	48,892	0,489
		18	H	1ª Repetição	6.6	3.7	2,900	30,100	30,900	120,000	576,000	5,000	19,635	50,578	0,506
				2ª Repetição	6.6	3.7	2,900	31,300	31,700	120,000	288,000	5,000	19,635	25,289	0,253
				3ª Repetição	6.6	3.7	2,900	32,000	32,300	120,000	216,000	5,000	19,635	18,967	0,190
		17	V	1ª Repetição	6.5	3.7	2,800	9,800	10,200	120,000	288,000	5,000	19,635	26,192	0,262
				2ª Repetição	6.5	3.7	2,800	8,800	9,400	120,000	432,000	5,000	19,635	39,289	0,393
				3ª Repetição	6.5	3.7	2,800	9,400	9,700	120,000	216,000	5,000	19,635	19,644	0,196
		13	V	1ª Repetição	6.7	3.7	3,000	21,100	22,000	60,000	1296,000	5,000	19,635	110,008	1,100
				2ª Repetição	6.7	3.7	3,000	22,100	23,000	60,000	1296,000	5,000	19,635	110,008	1,100
				3ª Repetição	6.7	3.7	3,000	23,200	24,100	60,000	1296,000	5,000	19,635	110,008	1,100
		5	V	1ª Repetição	6.4	3.7	2,700	32,300	33,000	120,000	504,000	5,000	19,635	47,534	0,475
				2ª Repetição	6.4	3.7	2,700	33,100	33,900	120,000	576,000	5,000	19,635	54,325	0,543
				3ª Repetição	6.4	3.7	2,700	34,000	34,800	120,000	576,000	5,000	19,635	54,325	0,543
		8	V	1ª Repetição	6.6	3.7	2,900	25,500	25,900	120,000	288,000	5,000	19,635	25,289	0,253
				2ª Repetição	6.6	3.7	2,900	25,900	26,300	120,000	288,000	5,000	19,635	25,289	0,253
				3ª Repetição	6.6	3.7	2,900	26,300	26,600	120,000	216,000	5,000	19,635	18,967	0,190
		3	H	1ª Repetição	6.3	3.7	2,600	26,000	26,300	60,000	432,000	5,000	19,635	42,311	0,423
				2ª Repetição	6.3	3.7	2,600	26,400	26,500	60,000	144,000	5,000	19,635	14,104	0,141
				3ª Repetição	6.3	3.7	2,600	27,600	28,300	120,000	504,000	5,000	19,635	49,363	0,494
		14	V	1ª Repetição	6.4	5.4	1,000	12,000	12,500	120,000	360,000	5,000	19,635	91,673	0,917
				2ª Repetição	6.4	5.4	1,000	12,600	13,300	120,000	504,000	5,000	19,635	128,343	1,283
				3ª Repetição	6.4	5.4	1,000	13,400	14,000	120,000	432,000	5,000	19,635	110,008	1,100
		16	V	1ª Repetição	6.4	5.4	1,000	9,500	11,400	120,000	1368,000	4,000	19,635	278,687	2,787
				2ª Repetição	6.4	5.4	1,000	11,800	12,900	60,000	1584,000	4,000	19,635	322,690	3,227
				3ª Repetição	6.4	5.4	1,000	13,200	14,200	60,000	1440,000	4,000	19,635	293,354	2,934
	19	H	1ª Repetição	6.8	5.4	1,400	15,000	15,300	120,000	216,000	5,000	19,635	39,289	0,393	
			2ª Repetição	6.8	5.4	1,400	15,300	15,600	120,000	216,000	5,000	19,635	39,289	0,393	
			3ª Repetição	6.8	5.4	1,400	15,600	15,900	120,000	216,000	5,000	19,635	39,289	0,393	
	23	H	1ª Repetição	6	5.4	0,600	16,200	16,800	120,000	432,000	5,000	19,635	183,346	1,833	
			2ª Repetição	6	5.4	0,600	16,800	17,400	120,000	432,000	5,000	19,635	183,346	1,833	
			3ª Repetição	6	5.4	0,600	17,400	17,600	60,000	288,000	5,000	19,635	122,231	1,222	
	15	H	1ª Repetição	6.8	5.4	1,400	30,800	31,200	120,000	288,000	5,000	19,635	52,385	0,524	
			2ª Repetição	6.8	5.4	1,400	31,200	31,800	180,000	288,000	5,000	19,635	52,385	0,524	
			3ª Repetição	6.8	5.4	1,400	31,800	32,300	120,000	360,000	5,000	19,635	65,481	0,655	
	7	V	1ª Repetição	6.5	3.8	2,700	13,000	13,500	120,000	360,000	5,000	19,635	33,953	0,340	
			2ª Repetição	6.5	3.8	2,700	13,500	13,900	120,000	288,000	5,000	19,635	27,162	0,272	
			3ª Repetição	6.5	3.8	2,700	13,900	14,000	120,000	72,000	5,000	19,635	6,791	0,068	
	13B	H	1ª Repetição	6.5	5.4	1,100	17,000	17,400	120,000	288,000	5,000	19,635	66,671	0,667	
			2ª Repetição	6.5	5.4	1,100	17,400	17,700	120,000	216,000	5,000	19,635	50,004	0,500	
			3ª Repetição	6.5	5.4	1,100	17,700	18,100	120,000	288,000	5,000	19,635	66,671	0,667	
	8B	H	1ª Repetição	6.4	5.4	1,000	15,400	15,600	120,000	144,000	4,000	19,635	29,335	0,293	
			2ª Repetição	6.4	5.4	1,000	15,600	16,000	120,000	288,000	4,000	19,635	58,671	0,587	
			3ª Repetição	6.4	5.4	1,000	16,000	16,300	120,000	216,000	4,000	19,635	44,003	0,440	
	17B	H	1ª Repetição	6.7	5.4	1,300	14,000	14,200	120,000	144,000	5,000	19,635	28,207	0,282	
			2ª Repetição	6.7	5.4	1,300	14,200	14,400	120,000	144,000	5,000	19,635	28,207	0,282	
			3ª Repetição	6.7	5.4	1,300	14,400	14,700	120,000	216,000	5,000	19,635	42,311	0,423	

ANEXO III - Resumo de valores de h_r , h_m e q em Vila Franca de Xira

DIA	Q (m ³ /dia ⁻¹)	h_r (m)	h_m (m)	q (m dia ⁻¹)
16-Mar	17,5	0,43	0,61	0,00438
17-Mar	4,83	0,33	0,51	0,00121
18-Mar	14,8	0,29	0,48	0,00370
19-Mar	6,02	0,3	0,55	0,00151
20-Mar	2,3	0,25	0,54	0,00058
21-Mar	1,76	0,2	0,47	0,00044
22-Mar	1,41	0,19	0,39	0,00035
23-Mar	1,22	0	0,35	0,00031
24-Mar	1,1	0	0,34	0,00028
25-Mar	0,95	0	0,335	0,00024
26-Mar	0,79	0	0,33	0,00020
27-Mar	0,63	0	0,32	0,00016
28-Mar	0,58	0	0,29	0,00015
29-Mar	0,5	0	0,26	0,00013
15-Nov	0,53	0	0,35	0,00013
16-Nov	0,79	0	0,46	0,00020
17-Nov	1,1	0	0,7	0,00028
18-Nov	1,38	0	0,71	0,00035
19-Nov	1,32	0	0,58	0,00033
20-Nov	2,09	0	1,07	0,00052
21-Nov	3,08	0	0,97	0,00077
22-Nov	2,31	0	0,91	0,00058
23-Nov	1,8	0	0,83	0,00045
24-Nov	2,39	0	0,86	0,00060
25-Nov	3,42	0,34	1,2	0,00086
26-Nov	2,82	0,19	1,06	0,00071
27-Nov	3,08	0,18	1	0,00077
28-Nov	3,59	0,18	0,97	0,00090
29-Nov	2,39	0	0,9	0,00060
30-Nov	1,54	0	0,77	0,00039
1-Dec	1,29	0	0,62	0,00032
2-Dec	0,89	0	0,5	0,00022
3-Dec	0,78	0	0,42	0,00020
4-Dec	0,63	0	0,36	0,00016

Observações nos piezómetros em Vila Franca de Xira

PIEZÓMETRO A						PIEZÓMETRO C					
DIA	Profundidade do piezómetro (cm)	Altura de contacto (cm)	Altura da água no piezómetro (cm)	Distância da Superfície freática à superfície do solo (cm)	Distância da Superfície freática à superfície do solo (m)	DIA	Profundidade do piezómetro (cm)	Altura de contacto (cm)	Altura da água no piezómetro (cm)	Distância da Superfície freática à superfície do solo (cm)	Distância da Superfície freática à superfície do solo (m)
16-Mar	103	124	26	77	0,77	16-Mar	103	127	23	80	0,80
17-Mar	103	134	16	87	0,87	17-Mar	103	136	14	89	0,89
18-Mar	103	138	12	91	0,91	18-Mar	103	116	34	69	0,69
19-Mar	103	137	13	90	0,90	19-Mar	103	126	24	79	0,79
20-Mar	103	142	8	95	0,95	20-Mar	103	140	10	93	0,93
21-Mar	103	147	3	100	1,00	21-Mar	103	149	1	102	1,02
22-Mar	103	148	2	101	1,01	22-Mar	103	148	2	101	1,01
23-Mar	103	-	-	120	1,2	23-Mar	103	-	-	-	-
24-Mar	103	-	-	120	1,2	24-Mar	103	-	-	-	-
25-Mar	103	-	-	120	1,2	25-Mar	103	-	-	-	-
26-Mar	103	-	-	120	1,2	26-Mar	103	-	-	-	-
27-Mar	103	-	-	120	1,2	27-Mar	103	-	-	-	-
28-Mar	103	-	-	120	1,2	28-Mar	103	-	-	-	-
29-Mar	103	-	-	120	1,2	29-Mar	103	-	-	-	-
15-Nov	103	-	-	120	1,2	15-Nov	103	-	-	-	-
16-Nov	103	-	-	120	1,2	16-Nov	103	148	2	101	1,01
17-Nov	103	-	-	120	1,2	17-Nov	103	145	5	98	0,98
18-Nov	103	-	-	120	1,2	18-Nov	103	141	9	94	0,94
19-Nov	103	-	-	120	1,2	19-Nov	103	143	7	96	0,96
20-Nov	103	-	-	120	1,2	20-Nov	103	78	72	31	0,31
21-Nov	103	-	-	120	1,2	21-Nov	103	85	65	38	0,38
22-Nov	103	-	-	120	1,2	22-Nov	103	105	45	58	0,58
23-Nov	103	-	-	120	1,2	23-Nov	103	121	29	74	0,74
24-Nov	103	-	-	120	1,2	24-Nov	103	117	33	70	0,70
25-Nov	103	133	17	86	0,86	25-Nov	103	82	88	15	0,15
26-Nov	103	148	2	101	1,01	26-Nov	103	73	77	26	0,26
27-Nov	103	149	1	102	1,02	27-Nov	103	102	48	55	0,55
28-Nov	103	149	1	102	1,02	28-Nov	103	106	44	59	0,59
29-Nov	103	-	-	120	1,2	29-Nov	103	117	33	70	0,70
30-Nov	103	-	-	120	1,2	30-Nov	103	129	21	82	0,82
01-Dec	103	-	-	120	1,2	01-Dec	103	136	14	89	0,89
02-Dec	103	-	-	120	1,2	02-Dec	103	145	5	98	0,98
03-Dec	103	-	-	120	1,2	03-Dec	103	-	-	-	-
04-Dec	103	-	-	120	1,2	04-Dec	103	-	-	-	-

PIEZÓMETRO B						PIEZÓMETRO D					
DIA	Profundidade do piezómetro (cm)	Altura de contacto (cm)	Altura da água no piezómetro (cm)	Distância da Superfície freática à superfície do solo (cm)	Distância da Superfície freática à superfície do solo (m)	DIA	Profundidade do piezómetro (cm)	Altura de contacto (cm)	Altura da água no piezómetro (cm)	Distância da Superfície freática à superfície do solo (cm)	Distância da Superfície freática à superfície do solo (m)
16-Mar	102	-	-	-	-	16-Mar	102	99	51	51	0,51
17-Mar	102	-	-	-	-	17-Mar	102	104	46	56	0,56
18-Mar	102	-	-	-	-	18-Mar	102	113	37	65	0,65
19-Mar	102	-	-	-	-	19-Mar	102	107	43	59	0,59
20-Mar	102	-	-	-	-	20-Mar	102	137	13	89	0,89
21-Mar	102	-	-	-	-	21-Mar	102	146	4	98	0,98
22-Mar	102	-	-	-	-	22-Mar	102	148	2	100	1
23-Mar	102	-	-	-	-	23-Mar	102	-	-	-	-
24-Mar	102	-	-	-	-	24-Mar	102	-	-	-	-
25-Mar	102	-	-	-	-	25-Mar	102	-	-	-	-
26-Mar	102	-	-	-	-	26-Mar	102	-	-	-	-
27-Mar	102	-	-	-	-	27-Mar	102	-	-	-	-
28-Mar	102	-	-	-	-	28-Mar	102	-	-	-	-
29-Mar	102	-	-	-	-	29-Mar	102	-	-	-	-
15-Nov	102	-	-	-	-	15-Nov	102	-	-	-	-
16-Nov	102	-	-	-	-	16-Nov	102	147	3	99	0,99
17-Nov	102	-	-	-	-	17-Nov	102	141	9	93	0,93
18-Nov	102	-	-	-	-	18-Nov	102	136	14	88	0,88
19-Nov	102	-	-	-	-	19-Nov	102	139	11	91	0,91
20-Nov	102	130	20	82	0,82	20-Nov	102	70	80	22	0,22
21-Nov	102	110	40	62	0,62	21-Nov	102	81	69	33	0,33
22-Nov	102	127	27	75	0,75	22-Nov	102	95	55	47	0,47
23-Nov	102	137	13	89	0,89	23-Nov	102	111	39	63	0,63
24-Nov	102	136	14	88	0,88	24-Nov	102	108	42	60	0,60
25-Nov	102	80	70	32	0,32	25-Nov	102	60	90	12	0,12
26-Nov	102	88	62	40	0,40	26-Nov	102	71	79	23	0,23
27-Nov	102	127	23	79	0,79	27-Nov	102	91	59	43	0,43
28-Nov	102	127	23	79	0,79	28-Nov	102	94	56	46	0,46
29-Nov	102	135	15	87	0,87	29-Nov	102	105	45	57	0,57
30-Nov	102	143	7	95	0,95	30-Nov	102	120	30	72	0,72
01-Dec	102	149	1	101	1,01	01-Dec	102	130	20	82	0,82
02-Dec	102	-	-	-	-	02-Dec	102	139	11	91	0,91
03-Dec	102	-	-	-	-	03-Dec	102	147	3	99	0,99
04-Dec	102	-	-	-	-	04-Dec	102	-	-	-	-

PIÉZÓMETRO E					
DIA	Profundidade do piézómetro (cm)	Altura de contacto (cm)	Altura da água no piézómetro (cm)	Distância da Superfície freática à superfície do solo (cm)	Distância da Superfície freática à superfície do solo (m)
16-Mar	95	114	36	59	0,59
17-Mar	95	124	26	69	0,69
18-Mar	95	127	23	72	0,72
19-Mar	95	120	30	65	0,65
20-Mar	95	121	29	66	0,66
21-Mar	95	128	22	73	0,73
22-Mar	95	136	14	81	0,81
23-Mar	95	140	10	85	0,85
24-Mar	95	141	9	86	0,86
25-Mar	95	141,5	8,5	86,5	0,865
26-Mar	95	142	8	87	0,87
27-Mar	95	143	7	88	0,88
28-Mar	95	146	4	91	0,91
29-Mar	95	149	1	94	0,94
15-Nov	95	140	10	85	0,85
16-Nov	95	129	21	74	0,74
17-Nov	95	105	45	50	0,50
18-Nov	95	104	46	49	0,49
19-Nov	95	117	33	62	0,62
20-Nov	95	68	82	13	0,13
21-Nov	95	78	72	23	0,23
22-Nov	95	84	66	29	0,29
23-Nov	95	92	58	37	0,37
24-Nov	95	89	61	34	0,34
25-Nov	95	55	95	0	0,00
26-Nov	95	69	81	14	0,14
27-Nov	95	75	75	20	0,20
28-Nov	95	78	72	23	0,23
29-Nov	95	85	65	30	0,30
30-Nov	95	98	52	43	0,43
01-Dec	95	113	37	58	0,58
02-Dec	95	125	25	70	0,70
03-Dec	95	133	17	78	0,78
04-Dec	95	139	11	84	0,84

ANEXO IV - Resumo de valores de h_r , h_m e q no Baixo Vouga Lagunar

	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	
Píezómetros	L	0,434	0,329	0,239	0,189	0,149	0,119	0,084	0,064	0,054	0,039
	M	0,42	0,3	0,21	0,11	0,11	0,075	0,04	0,02	0,005	0
	O	0,377	0,257	0,177	0,132	0,092	0,057	0,022	0,007	0	0
	H	0,362	0,247	0,177	0,137	0,097	0,067	0,042	0,032	0,032	0,015
	J	0,351	0,241	0,166	0,126	0,081	0,051	0,026	0,011	0,001	0
	P	0,344	0,219	0,139	0,094	0,049	0,014	0	0	0	0
	Q	0,336	0,216	0,136	0,091	0,051	0,011	0	0	0	0
	G	0,335	0,23	0,165	0,12	0,085	0,06	0,03	0,02	0,005	0
	K	0,33	0,305	0,265	0,225	0,185	0,155	0,115	0,085	0,06	0,035
	R	0,33	0,215	0,14	0,12	0,09	0,055	0,015	0	0	0
	A	0,322	0,13	0,045	0,067	0	0	0	0	0	0
	B	0,281	0,161	0,071	0,031	0	0	0	0	0	0
	F	0,281	0,171	0,091	0,051	0	0	0	0	0	0
	N	0,266	0,166	0,086	0,031	0	0	0	0	0	0
	E	0,265	0,18	0,11	0,06	0,03	0	0	0	0	0
	C	0,26	0,185	0,1	0,055	0,005	0	0	0	0	0
I	0,259	0,154	0,074	0,034	0	0	0	0	0	0	
D	0,242	0,132	0,062	0,027	0	0	0	0	0	0	

	110	111	112	113	114	117	118	119	120	121	
Píezómetros	L	0,369	0,289	0,219	0,174	0,209	0,224	0,179	0,154	0,134	0,109
	M	0,39	0,26	0,175	0,13	0,36	0,17	0,12	0,1	0,085	0,05
	O	0,317	0,207	0,137	0,097	0,322	0,142	0,102	0,097	0,072	0,047
	H	0,312	0,222	0,162	0,127	0,357	0,147	0,132	0,122	0,092	0,077
	J	0,311	0,211	0,146	0,101	0,261	0,161	0,116	0,106	0,076	0,061
	P	0,284	0,179	0,109	0,069	0,354	0,114	0,079	0,079	0,044	0,014
	Q	0,291	0,181	0,111	0,061	0,321	0,111	0,081	0,071	0,041	0,021
	G	0,29	0,2	0,135	0,1	0,125	0,15	0,11	0,08	0,07	0,05
	K	0,265	0,245	0,205	0,175	0,155	0,175	0,155	0,13	0,11	0,095
	R	0,29	0,175	0,125	0,1	0,37	0,13	0,105	0,08	0,055	0,03
	A	0,185	0,09	0,01	0	0,14	0,01	0	0	0	0
	B	0,216	0,111	0,046	0	0,191	0,051	0,016	0,006	0	0
	F	0,211	0,116	0,056	0	0,176	0,061	0,011	0,001	0	0
	N	0,171	0,111	0,046	0	0,006	0,041	0,001	0	0	0
	E	0,23	0,14	0,08	0,04	0,28	0,085	0,04	0,01	0	0
	C	0,235	0,135	0,07	0,025	0,21	0,075	0,035	0,03	0	0
I	0,209	0,114	0,054	0,014	0,174	0,054	0,024	0,014	0	0	
D	0,207	0,107	0,042	0,017	0,152	0,042	0,022	0	0	0	

	122	123	124	125	126	
Píezómetros	L	0,089	0,074	0,059	0,044	0,019
	M	0,03	0,015	0,01	0	0
	O	0,022	0,007	0,007	0	0
	H	0,047	0,042	0,037	0	0
	J	0,031	0,021	0,016	0	0
	P	0	0	0	0	0
	Q	0	0	0	0	0
	G	0,03	0,02	0,015	0	0
	K	0,07	0,045	0,035	0,015	0
	R	0,01	0	0	0	0
	A	0	0	0	0	0
	B	0	0	0	0	0
	F	0	0	0	0	0
	N	0	0	0	0	0
	E	0	0	0	0	0
	C	0	0	0	0	0
I	0	0	0	0	0	
D	0	0	0	0	0	

Observações do caudal do dreno no Baixo Vouga Lagunar

Dias	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105
q	0,002067	0,001707	0,000894	0,000759	0,000554	0,000383	0,000283	0,000215	0,000173	0,000145	0,00014	0,000537	0,000487	0,001031	0,00177	0,001448	0,001141
Dias	107	108	109	110	111	112	113	114	117	118	119	120	121	122	123	124	125
q	0,000894	0,000765	0,002894	0,001722	0,00129	0,001084	0,000812	0,002468	0,001099	0,000885	0,000871	0,000664	0,000567	0,000367	0,000349	0,000294	0,00015

Este trabalho foi financiado pelo Programa PRODEP III. Medida 5.3



Errata

<i>Pag.</i>	<i>linha</i>	<i>onde se lê</i>	<i>deve ler-se</i>
XXVI		Vector força LT^{-1}	Vector força MLT^{-2}
12		$\psi = p$ (eq. 1.2)	(retirar do texto)
14	7	densidade da água	massa volúmica da água
		$\eta \frac{\partial S_w}{\partial t} = \nabla K(\psi) \nabla(\psi + z)$	$\eta \frac{\partial S_w}{\partial t} = \nabla [K(\psi) \nabla(\psi + z)]$
18	19	$\eta \frac{\partial S_w}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} = C(\psi)$	$\eta \frac{\partial S_w}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} \frac{\partial \psi}{\partial t} = C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t}$
29	18	diferencias	diferenciais
40	14	(...) com este método	(...) com o primeiro método
43,44,49	-	erro residual	erro
55	16,17		(Retirar do texto)
50	4	membro	parcela
56	14	Eq. 46	Eq. 2.24
56	15	derivada tempo	derivada em ordem ao tempo
57		$\psi^{k+1/2} = \frac{1}{2}(\psi^k - \psi^{k+1})$	$\psi^{k+1/2} = \frac{1}{2}(\psi^k + \psi^{k+1})$
63	2	condições de Dirichlet e Cauchy	condições de Dirichlet e Neumann
64	1	característica simétrica	propriedade simétrica
65	1	Eq. 2.27c	Eq. 2.27b
71	13	condensação	simplificação
188	21	Eq. 96	Eq. 5.6

O número de linha tem como referência a última linha da página

