Universidade do Porto
FEUP Faculdade de Engenharia

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

BACIAS DE RETENÇÃO
ESTUDO DE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Maria Gorete Barata Matias

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, especialidade de Vias de Comunicação.

Orientador científico
Adalberto Q. S. França
Doutor em Engenharia Civil. Professor Associado, FEUP

Porto, Março de 2006

“Do rio que tudo arrasta se diz que é violento. Mas ninguém diz:
violentas as margens que o comprimem…”

Bertolt Brecht

Á minha Mãe.

RESUMO

Apresenta-se uma breve descrição dos vários tipos de bacias de retenção, bem como as suas funções. Analisam-se metodologias de dimensionamento hidrológico e hidráulico de bacias de retenção para águas pluviais. Faz-se um estudo sobre o ponto de vista hidrológico de uma bacia hidrográfica e dimensiona-se uma bacia de retenção localizada a jusante dessa bacia hidrográfica de estudo. Compara-se o dimensionamento hidráulico de um projecto de bacia de retenção, apresentado em anexo, com a aplicação da metodologia de dimensionamento exposta nesta dissertação. Por ultimo faz-se a análise dos resultados obtidos.

PALAVRAS CHAVE: bacias de retenção; drenagem de águas pluviais; caudal de ponta de cheia; dimensionamento hidrológico-hidráulico.

ABSTRACT

One brief description of some types of retention basins is presented, as well as its functions. Methodologies of hydrologic and hydraulical sizing of retention basins for pluvial waters are analysed. A hydrologic point of view study is made over an hydrographic basin and the sizing of a retention basin located in the ebb tide of the hydrographic basin in study. The hydraulical sizing of one retention basin project is compared, presented in annex, with the application of the methodology of sizing displayed in this thesis. Finally the analysis of the gotten results is made.

KEY WORDS: retention basins; pluvial water draining; peak discharge; hydrologic-hydraulic sizing.

RÉSUMÉ

Il se présente dans cette dissertation une brève description des plusieurs types de bassins de retenue, ainsi que leurs fonctions. Diverses méthodologies de dimensionamento hydrologique et hydraulique de bassins de rétention pour eaux pluviales sont analysés. Il se fait une étude sur le point de vue hydrologique d'un bassin hydrographique et il se dimensionne un bassin de retenue localisée en aval de ce bassin hydrographique d'étude. Il se compare le dimensionnement hydraulique d'un projet de bassin de retenue, présentée à annexe, avec l'application de la méthodologie de dimensionnement exposée dans cette dissertation. Finalement il se fait l'analyse des résultats obtenus.

MOTS-CLÉ: bassins de retenue; assainissement pluvial; débit de pointe; dimensionnement hydrologique- hydraulique.

AGRADECIMENTOS

Ao Sr. Prof. Doutor Adalberto França, meu orientador, pelo imprescindível e valioso apoio prestado em todas as fases de execução desta dissertação. As reuniões efectuadas ao longo da elaboração deste trabalho, foram fundamentais para o resultado final aqui apresentado, a minha sincera gratidão e profundo reconhecimento.

À Hidrofunção – Consultores de Engenharia, Lda, na pessoa do seu sócio gerente, Sr. Eng. José Manuel Barreira de Almeida, a possibilidade que me deu em frequentar este mestrado.

Aos meus colegas de trabalho, que contribuíram não só durante o período da elaboração da tese, mas ao longo destes oito anos de exercio da minha profissão na Hidrofunção – Consultores de Engenharia, Lda, na partilha de conhecimentos e experiências.

Aos meus colegas de mestrado, em particular à Goreti, na parte curicular do mestrado, pela troca de ideias e partilha do estudo. Ao Rui, no apoio prestado na elaboração da dissertação, e pela prontidão com que me ajudou sempre que lhe pedi.

À secção de Vias de Comunicação da FEUP, nas pessoas do Sr. Professor Doutor Arnaldo Melo e Sr. Professor Doutor Carlos Rodrigues, os meus agradecimentos pela realização e organização deste mestrado.

À minha irmã, Isabel, e ao meu cunhado, Marco, que ouviram os meus desabafos, frustrações e partilharam das minhas preocupações, durante todo este tempo, dando-me o maior apoio mesmo quando me sentia cansada e sem forças.

Aos meus tios, Carolina e Clemente. A palavra obrigado subestima e não chega para agradecer todo o seu apoio.

A todos os meus amigos que, de uma forma ou de outra, com preocupação e interesse, me apoiaram ao longo da elaboração desta dissertação.

ÍNDICE DE TEXTO

Página

1 -INTRODUÇÃO 3
1.1 -CONSIDERAÇÕES INICIAIS 3
1.2 -ÂMBITO E OBJECTIVO DO TRABALHO 4
1.3 -ESTRUTURA DO TEXTO 5

2 -FUNÇÕES DAS BACIAS DE RETENÇÃO 9
2.1 -CRIAÇÃO DE ESPELHOS DE ÁGUA COM INTERESSE ESTÉTICO 9
2.2 -CRIAÇÃO DE PÓLOS DE INTERESSE RECREATIVO 10
2.3 -PROTECÇÃO DO MEIO AMBIENTE 11
2.4 -REDUZIR OS EFEITOS DE UM AUMENTO DA IMPERMEABILIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA ... 14
2.5 -REDUÇÃO DOS RISCOS DE INUNDAÇÃO 15
2.6 -EVITAR A REMODELAÇÃO DA REDE DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS 16
2.7 -DEFERIR NO TEMPO O ACESSO DE CAUDAIS INCOMPATÍVEIS COM AS PASSAGENS HIDRÁULICAS EXISTENTES 17
2.8 -CRIAÇÃO DE RESERVAS DE ÁGUA PARA REGA 18
2.9 -CRIAÇÃO DE RESERVAS DE ÁGUA PARA COMBATE A INCÊNDIOS 18

3 -TIPOS DE BACIAS DE RETENÇÃO 21
3.1 -BACIAS A CÉU ABERTO 21
3.1.1 -Bacias secas 21
3.1.2 -Bacias com nível de água permanente 24
3.2 -BACIAS ENTERRADAS 26
3.3 -BACIAS EM PARALELO 27
3.4 -BACIAS EM SÉRIE 28

4 -DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO 31
4.1 -CAUDAL DE PONTA DE CHEIA 31
4.1.1 -Método racional 31
4.1.2 -Método Soil Conservation Service 34
4.2 -TEMPO DE CONCENTRAÇÃO 43
4.2.1 -Soil Conservation Service 43
4.2.2 -TEMEZ 46
4.2.3 -Ventura 46
4.3 -PERÍODO DE RETORNO 47
4.4 -INTENSIDADE DE PRECIPITAÇÃO 50

Página

4.4.1 -Curva exponencial 52
4.4.2 -Curva hiperbólica 52
4.5 -GEOMETRIA E RELEVO DA BACIA HIDROGRÁFICA 53
4.5.1 -Área 53
4.5.2 -Forma 54
4.5.3 -Relevo 54

5 -DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO 57
5.1 -MÉTODOS SIMPLIFICADOS 57
5.1.1 -Método "holandês" 57
5.1.2 -Método alternativo tendo em conta o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada 64
5.2 -MÉTODO NÚMERICO 69
5.2.1 -Forma da bacia de retenção 72
5.2.2 -Dispositivo de descarga 72
5.3 -SINTESE DO DIMENSIONAMENTO DA BACIA DE RETENÇÃO 84

6 -ESTUDO EFECTUADO 87
6.1 -ESTUDO DE SENSIBILIDADE DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS QUANTO À FORMA E AO RELEVO 87
6.1.1 -Representação gráfica e análise dos resultados 88
6.2 -APLICAÇÃO DOS MÉTODOS PROPOSTOS AO ESTUDO EFECTUADO 91
6.2.1 -Aplicação do método "holandês" 92
6.2.2 -Aplicação do método tendo em conta o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada 94
6.2.3 -Método numérico 100

7 -APLICAÇÃO A CASOS REAIS 107
7.1 -MÉTODOS SIMPLIFICADOS 107
7.1.1 -Método "holandês" 107
7.1.2 -Método tendo em conta o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada 108
7.2 -MÉTODO NÚMERICO 114

8 -PRÉ-DIMENSIONAMENTO ATRAVÉS DE ÁBACOS 121
8.1 -CONSTRUÇÃO DOS ÁBACOS, HA VERSUS QS 121

Página

8.2 -UTILIZAÇÃO DOS ÁBACOS 125

9 -BREVE ENQUADRAMENTO LEGISLATIVO 129
9.1 -GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS 129
9.1.1 -Decreto-lei n.º 468/71, de 5 de Novembro 129
9.1.2 -Decreto-lei n.º 513-P/79, de 26 de Dezembro 130
9.1.3 -Decreto-lei n.º 89/87, de 26 de Fevereiro 130
9.1.4 -Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de Agosto 130
9.1.5 -Decreto-lei n.º 236/98, de 1 de Agosto 131
9.1.6 -Decreto-lei n.º 364/98, de 21 de Novembro 132
9.1.7 -Decreto-Lei n.º 52/99 de 20 de Fevereiro 132
9.1.8 -Decreto-Lei n.º 53/99 de 20 de Fevereiro 132
9.1.9 -Decreto-Lei n.º 54/99 de 20 de Fevereiro 132
9.1.10 -Resolução da Assembleia Legislativa Regional n.º 23/2001/M de 27 de Agosto 132
9.1.11 -Decreto-Lei n.º 243/2001 de 5 de Setembro 133
9.1.12 -Lei n.º 16/2003 de 4 de Junho. 133
9.1.13 -Resolução do Conselho de Ministros n.º 113/2005133
9.1.14 -Planos de recursos hídricos 133
9.2 -LEGISLAÇÃO AMBIENTAL 134
9.2.1 -Lei n.º 11/87 de 7 de Abril 134
9.2.2 -Decreto-Lei n.º 321/83 de 5 de Julho 134
9.2.3 -Decreto-Lei n.º 69/2000 de 3 de Maio 135
9.2.4 -Declaração de Rectificação n.º7-D/2000 de 30 de Junho 135
9.2.5 -Decreto-Lei n.º 74/2001 de 26 de Fevereiro135
9.2.6 -Portaria n.º 330/2001 de 2 de Abril 135
9.2.7 -Declaração de Rectificação n.º13-H/2001 de 31 de Maio 136
9.2.8 -Portaria n.º 123/2002 de 8 de Fevereiro 136
9.2.9 -Decreto-Lei n.º 197/2005 de 8 de Novembro 136
9.3 -LEGISLAÇÃO DO USO DO SOLO 136
9.3.1 -Decreto-Lei n.º 380/99 de 22 de Setembro 137
9.3.2 -Decreto-Lei n.º 53/2000 de 7 de Abril 137
9.3.3 -Decreto-Lei n.º 310/2003 de 10 de Dezembro 137
9.4 -ALGUMAS EXPERIÊNCIAS ESTRANGEIRAS 137
9.4.1 -Estados Unidos 138

Página

9.4.2 -França 138

10 -CONCLUSÃO 141
10.1 -SÍNTESE 141
10.2 -PROPOSTAS FINAIS 142

REFERÊNCIAS BLIBLIOGRÁFICAS 145

ÍNDICE DE ANEXOS

Página

ANEXO A – DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO 155

A1 -SOLOS 157
A2 -HIPSOMETRIA E DECLIVE 158
A3 -PRECIPITAÇÃO 158

ANEXO B – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO 171

B1 -MÉTODO "HOLANDÊS" 173
B1.1 – FUNÇÃO EXPONENCIAL 175
B1.2 – FUNÇÃO HIPERBÓLICA 176
B2 -ESCOAMENTOS EM AQUEDUTOS 177
B2.1 – ALTURA CRÍTICA DO ESCOAMENTO 177
B2.2 – PERDA DE CARGA 177
B2.2.1 -Perda de carga localizada 177
B2.2.2 -Perda de carga contínua 177
B2.2.3 -Perda de carga total 179
B3 -LEI DE VAZÃO DO ORIFICIO 179
B4 -DISPOSITIVOS DE REGULAÇÃO DE CAUDAIS 183
B4.1 - FUNCIONAMENTO 183
B4.2 – REGULADOR COM BRAÇO LATERAL (RDT) 185
B4.3 - REGULADOR COM BRAÇO FRONTAL (RDF) 186

ANEXO C – CASOS DE ESTUDO 187

C1 -PRINCIPIO DE FUNCIONAMENTO 189
C2 -DIMENSIONAMENTO DAS BACIAS DE RETENÇÃO DE CAUDAL 189
C2.1 – BACIA DE RETENÇÃO 1 190
C2.2 – BACIA DE RETENÇÃO 2 191
C2.3 – BACIA DE RETENÇÃO 3 E 4 193

ÍNDICE DE QUADROS

Página

CAPÍTULO 1

CAPÍTULO 2

CAPÍTULO 3

CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 - Valores médios do coeficiente C da fórmula racional - áreas urbanas (Chow 1964) 32
Quadro 4.2 - Valores médios do coeficiente C da fórmula racional - áreas agrícolas (Chow 1964) 33
Quadro 4.3 - Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (JAE 1998) 33
Quadro 4.4 - Classificação hidrológica de solos segundo o SCS (Lencastre 1992) 36
Quadro 4.5 - Número de escoamento CN para regiões rurais (Correia 1984b) 37
Quadro 4.6 - Número de escoamento CN para regiões urbanas e sub-urbanas (Correia 1984b) 38
Quadro 4.7 - Definição das condições antecedentes de humidade (Correia 1984b) 39
Quadro 4.8 - Condição antecedente de humidade em função da precipitação total nos cinco dias antecedentes (Correia 1984b) 39
Quadro 4.9 - Valores corrigidos do número de escoamento para AMCI e para AMCIII em função dos valores do número de escoamento para AMCII (Correia 1984b) 40
Quadro 4.10 - Valores de período de retorno, T 48
Quadro 4.11 - Valores de P1 (função da importância da via) 49
Quadro 4.12 - Valores de P2 (função dos prejuízos/danos para a própria via) 49
Quadro 4.13 - Valores de P3 (função dos prejuízos/danos causados a terceiros) 50
Quadro 4.14 - Período de retorno mínimo a adoptar nas passagens hidráulicas 50

CAPÍTULO 5

Quadro 5.1 – Tipos de escoamento através de aquedutos (adaptado de Bodhaine 1976 e de French 1986). 74
Quadro 5.2 – Coeficiente de vazão. Escoamento tipo V (adaptado de Bodhaine 1976 e de French 1986). 79
Quadro 5.3 – Coeficiente da fórmula de Manning-Strickler (Martins 2000) 82

Página

Quadro 5.4 – Coeficiente de perda de carga na entrada de aquedutos *(adaptado* de *U. S. Corps Engineers 1993).* 83

CAPÍTULO 6

Quadro 6.1 – Sinalização das bacias hidrográficas estudadas 95
Quadro 6.2 – Resumo dos resultados obtidos 99
Quadro 6.3 – Resumo dos resultados obtidos através do método numérico 104

CAPÍTULO 7

CAPÍTULO 8

CAPÍTULO 9

CAPÍTULO 10

ANEXO A

Quadro A1 - Pârametros das curvas intensidade-duração-frequência 160
Quadro A2 - (1/3) Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas em postos udográficos do Continente (BRANDÃO e RODRIGUES, 1998, e de BRANDÃO et al., 2001)..... 161
Quadro A3 - (2/3) Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas em postos udográficos do Continente (BRANDÃO e RODRIGUES, 1998, e de BRANDÃO et al., 2001)..... 162
Quadro A4 - (3/3) Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas em postos udográficos do Continente (BRANDÃO e RODRIGUES, 1998, e de BRANDÃO et al., 2001)..... 163

ANEXO B

Quadro B1 – Rugosidade absoluta de condutas de betão (Martins 2000). 178
Quadro B2 – Valores de coeficiente de descarga para orifícios circulares (Mello Porto 2001). ... 180

Página

Quadro B3 - Coeficientes de vazão em aquedutos constituídos por condutas circulares de betão, com entrada arredondada (Lencastre 1996)..... 181
Quadro B4 - Coeficientes de vazão em aquedutos constituídos por condutas circulares de betão, com entrada em aresta viva (Lencastre 1996)..... 182

ANEXO C

Quadro C1 – Cálculo do tempo de concentração para a bacia de retenção 1..... 191
Quadro C2 – Cálculo do volume da bacia de retenção 1 191
Quadro C3 – Cálculo do tempo de concentração para a bacia de retenção 2..... 192
Quadro C4 – Cálculo do volume da bacia de retenção 2 192
Quadro C5 – Cálculo do tempo de concentração para as bacias de retenção 3 e 4 193
Quadro C6 – Cálculo do volume das bacias de retenção 3 e 4 193

ÍNDICE DE FIGURAS

Página

CAPÍTULO 1

CAPÍTULO 2

Fig. 2.1 - Bacia de retenção de Créteil-Préfecture, França. Situada numa zona urbana densa (STU 1994) 10
Fig. 2.2 - Bacia de retenção de Porcheville, França (STU 1994) 10
Fig. 2.3 - Bacia de retenção de Melun-Sénart, França (STU 1994) 10
Fig. 2.4 - Bacia de retenção de Bourgenay, França (STU 1994) 11
Fig. 2.5 - Bacia de retenção de Paris-Nord II, França (STU 1994) 11
Fig. 2.6 - Bacia de retenção de Fátima (LNEC 2002) 12
Fig. 2.7 - Bacia de retenção de Vila Real (Vieira e al. 2003) 13
Fig. 2.8 - Crescente urbanização da Plaine de France (Renaudie 2005) 14
Fig. 2.9 - Localização das bacias de retenção a céu aberto (Renaudie 2005) 14
Fig. 2.10 - Bacia de retenção de Orgemont, França (Renaudie 2005) 14
Fig. 2.11 – Fases do desenvolvimento da drenagem (Tucci 2003) 15
Fig. 2.12 – Bacia de retenção de Villeneuve d´Ascq, França (STU 1994) 16
Fig. 2.13 – Bacia de retenção junto a uma auto-estrada, impermeabilizada com geomembrana, França (STU 1994) 17

CAPÍTULO 3

Fig. 3.1 - Bacia seca do Chemim de Cléres, França (STU 1994) 22
Fig. 3.2 - Bacia seca de Frescoule, França (STU 1994) 22
Fig. 3.3 - Bacia seca de Liourat, França (STU 1994) 23
Fig. 3.4 - Perfil tipo de uma bacia seca 24
Fig. 3.5 - Perfil tipo de uma bacia com nível de água permanente 24
Fig. 3.6 - Bacia de retenção na A29 (Scut da Costa da Prata – Lanço ER 1.18 – IC1 / IP1 – Sublanço IC1 / IP1) 25
Fig. 3.7 - Bacia com água permanente n.º VIII Sul, Marne-la-Vallé, França (STU 1994) 25
Fig. 3.8 - Cisterna de Mazagão 26
Fig. 3.9 - Desenho esquemático de uma bacia em paralelo: off-line 27
Fig. 3.10 - Hidrogramas do escoamento afluente e efluente de uma bacia em paralelo: off-line 27
Fig. 3.11 - Desenho esquemático de uma bacia em série: on-line 28

Página

Fig. 3.12 - Hidrogramas do escoamento afluente e efluente de uma bacia em série: on-line.....28

CAPÍTULO 4

Fig. 4.1 - Relação entre a precipitação total e a precipitação útil para diversos tipos de escoamento (Lencastre 1992).....35
Fig. 4.2 - Factor correctivo do tempo de atraso relativo à melhoria das condições hidráulicas ...45
Fig. 4.3 - Factor correctivo do tempo de atraso relativo à percentagem da área 45
Fig. 4.4 - Esquema de uma bacia hidrográfica (Martins 2004) 53
Fig. 4.5 – Traçado do divisor de águas (Martins 2004).....53
Fig. 4.6 - Bacias hidrográficas alongadas, ramificadas e arredondadas (Martins 2004).....54

CAPÍTULO 5

Fig. 5.1 - Bacia de retenção 57
Fig. 5.2 - Método simplificado. Gráfico esquemático. H [mm] versus t [min] 62
Fig. 5.3 - Método simplificado. Gráfico esquemático. V [m3] versus t [min] 63
Fig. 5.4 - Diagrama para a chuvada de duração tM = td.....64
Fig. 5.5 - Gráfico esquemático do método considerando o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada.....68
Fig. 5.6 – Exemplo ilustrativo da lógica da aplicação do método (adaptado de Lima 2003).....71
Fig. 5.7 – Aqueduto tipo. Simbologia utilizada. 74
Fig. 5.8 – Escoamento tipo I (Martins 2000). 75
Fig. 5.9 – Escoamento tipo II (Martins 2000). 75
Fig. 5.10 – Escoamento tipo III (Martins 2000). 76
Fig. 5.11 – Escoamento tipo IV (Martins 2000). 76
Fig. 5.12 – Escoamento tipo V (Martins 2000). 77
Fig. 5.13 – Escoamento tipo VI (Martins 2000). 77
Fig. 5.14 – Coeficiente de vazão para escoamentos dos tipos I, II e III. Estrutura de entrada com os bordos em aresta viva (adaptado de Bodhaine 1976).....79
Fig. 5.15 – Aqueduto com os bordos de entrada arredondados. Correcções ao coeficiente de vazão (adaptado de Bodhaine 1976). 80
Fig. 5.16 – Aqueduto com os bordos de entrada bisel. Correcções ao coeficiente de vazão (adaptado de Bodhaine 1976).....80
Fig. 5.17 – Geometria de uma secção circular.....81

Página

Fig. 5.18 – Síntese do fluxograma do algoritmo de dimensionamenro da bacia de retenção. 84

CAPÍTULO 6

Fig. 6.1 - Forma da bacia hidrográfica (losango) 87
Fig. 6.2 - Variação da forma da bacia hidrográfica (β=10º até β=170º) 87
Fig. 6.3 - Forma da bacia hidrográfica (10º ≤ β ≤ 170º) versus tempo de concentração (tc) e forma da bacia hidrográfica (10º ≤ β ≤ 170º) versus intensidade (I) 88
Fig. 6.4 - Caudal afluente (Qe) versus forma da bacia hidrográfica (10º ≤ β ≤ 170º) para um coeficiente de escoamento de C=0,2 e C=0,9 89
Fig. 6.5 - Caudal afluente (Qe) versus inclinação (J) para um coeficiente de escoamento de C=0,2 e C=0,9 e para bacias hidrográficas alongadas (10º ≤ β ≤ 90º) e achatadas (90º ≤ β ≤ 170º) 90
Fig. 6.6 Forma da bacia hidrográfica (10º ≤ β ≤ 170º) versus tempo de concentração (tc). Sinalização do tempo (tM) ao fim do qual Va é máximo para C= 0,9 92
Fig. 6.7 - Gráfico esquemático do método "Holandês", para as bacias hidrográficas de estudo, excepto quando β=10º e J=3% 94
Fig. 6.8 - Gráfico esquemático do método considerando o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=10º e J=43% 96
Fig. 6.9 - Gráfico esquemático do método considerando o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=90º e J=43% 97
Fig. 6.10 - Gráfico esquemático do método considerando o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=170º e J=43% 98
Fig. 6.11 – Comparação entre os volumes obtidos pelos dois métodos simplificados 99
Fig. 6.12 – Gráfico esquemático dos resultados obtidos pelo modelo numérico, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=10º e J=43%. 101
Fig. 6.13 – Gráfico esquemático dos resultados obtidos pelo modelo numérico, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=90º e J=43%. 102
Fig. 6.14 – Gráfico esquemático dos resultados obtidos pelo modelo numérico, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=170º e J=43%. 103

Página

CAPÍTULO 7

Fig. 7.1 – Comparação entre os volumes obtidos pelos dois métodos simplificados 113
Fig. 7.2 – Gráfico esquemático dos resultados obtidos pelo modelo numérico *(durante a entrada de caudal na bacia de retenção).* 116
Fig. 7.3 – Gráfico esquemático dos resultados obtidos pelo modelo numérico *(até parte do esvaziamento da bacia de retenção).* 117
Fig. 7.4 – Representação esquemática do armazanamento de água na bacia de retenção ao longo do tempo. 118

CAPÍTULO 8

Fig. 8.1 - Ábaco H_a versus q_s para a região A 122
Fig. 8.2 - Ábaco H_a versus q_s para a região B 123
Fig. 8.3 - Ábaco H_a versus q_s para a região C 124
Fig. 8.4 - Ábaco - Método simplificado 126

CAPÍTULO 9

CAPÍTULO 10

ANEXO A

Fig. A1 - Carta dos solos de Portugal classificados pelas suas características hidrológicas (Brandão 1976) 157
Fig. A2 - Carta hipsométrica de Portugal Continental (INAG 2005) 158
Fig. A3 - Carta de declives de Portugal Continental (INAG 2005) 158
Fig. A4 - Regiões pluviométricas e respectivos parâmetros das curvas I-D-F (adaptado do DR n.º 23/95 de 23 de Agosto) 159
Fig. A5 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 12 horas e em 24 horas correspondentes à mesma frequência (LNEC 1976), metodologia referida em 4.4. 164
Fig. A6 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 6 horas e em 12 horas correspondentes à mesma frequência (LNEC 1976), metodologia referida em 4.4. 165

Página

Fig. A7 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 3 horas e em 6 horas correspondentes à mesma frequência (LNEC 1976), metodologia referida em 4.4. 166
Fig. A8 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 1 hora e em 3 horas correspondentes à mesma frequência (LNEC 1976), metodologia referida em 4.4. 167
Fig. A9 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 30 minutos e em 1 hora correspondentes à mesma frequência (LNEC 1976), metodologia referida em 4.4. 168
Fig. A10 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 20 minutos e em 1 hora correspondentes à mesma frequência (LNEC 1976), metodologia referida em 4.4. 169
Fig. A11 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 10 minutos e em 1 hora correspondentes à mesma frequência (LNEC 1976), metodologia referida em 4.4. 170

ANEXO B

Fig. B1 - Bacia de retenção com regulador de caudal 183
Fig. B2 - Esquema do funcionamento do regulador de caudal 184
Fig. B3 - Esquema da instalação do regulador de caudal na bacia de retenção 184
Fig. B4 - Regulador com braço lateral185Fig. B5- Regulador com braço frontal 186
Fig. B5 - Regulador com braço frontal 186

ANEXO C

Fig. C1 - Fotografias da construção da bacia 1 195
Fig. C2 - Fotografias da bacia 1 concluída 196
Fig. C3 - Fotografia da construção da bacia 3 197
Fig. C4 - Fotografia da bacia 3 concluída 198
Fig. C5 - Fotografias da construção da bacia 4 199
Fig. C6 - Fotografias da bacia 4 concluída 200
Fig. C7 - Planta de localização (Esc. 1/25 000) 201
Fig. C8 - Planta das bacias 1 e 2 (Esc. 1/2 000) 202

Página

Fig. C9 - Planta das bacias 3 e 4 (Esc. 1/2 000) 203
Fig. C10 - Cortes das bacias 1 e 2 (S/Esc.).....204
Fig. C11 - Cortes das bacias 3 e 4 (S/Esc.).....205

SIMBOLOGIA

A - área da bacia de drenagem
- área da secção transversal da conduta

a, b - constantes da curva IDF

A_c - área crítica de escoamento

A_i - sub-área $_i$ de uma bacia hidrográfica de área total A

C - coeficiente de escoamento
- intervalo de tempo *(expressões 4.18 e 4.19)*

C_D - coeficiente de vazão

CN - número de escoamento segundo o SCS

CN_i - número de escoamento segundo o SCS para a sub-área $_i$ de uma bacia hidrográfica

D - diâmetro ou altura da secção transversal de um aqueduto

g - aceleração da gravidade

H_a - volume especifico armazenado

h_c - altura crítica

H_e - volume especifico afluente *(entrada)*

h_o - parâmetro que depende da altura de água a jusante

H_s - volume especifico efluente *(saída)*

h(t) - altura de água precipitada no instante t

Hw - altura de água acima da soleira na secção de montante

I - intensidade de precipitação

I_a - perdas iniciais para o escoamento superficial

i_m - declive médio do curso de água principal da bacia

i_{mb} - declive médio da bacia hidrográfica

I_u - intensidade da precipitação útil

K - coeficiente de ajustamento em função do período de retorno

L - comprimento do curso de água principal da bacia

P - precipitação total

P_u - precipitação útil

q - caudal efluente

Q_d - caudal de dimenionamento

q_e - caudal especifico afluente *(entrada)*

Q_p - caudal de ponta de cheia

q_s - caudal especifico efluente *(saída)*

S_{mr} - capacidade máxima de retenção segundo o SCS

S_o - inclinação da soleira do canal

T - período de retorno

t - duração da precipitação total para a situação mais gravosa

t_c - tempo de concentração

t_d - tempo de duração da chuvada

t_l - tempo de atraso

t_M - tempo ao fim do qual o volume armazenado é máximo

t_0 - tempo que decorre até choverem as perdas iniciais

t_p - tempo de crescimento ou tempo para a ponta

t_r - duração da precipitação útil

Tw - altura de água acima da soleira à saída de aqueduto

U - velocidade média do escoamento

V_a - volume de armazenamento da bacia de retenção

$V_a(t)$ - volume acumulado no instante t

V_e - volume afluente *(entrada)*

V_s - volume efluente *(saída)*

V(t) - volume de água afluente no instante t

Δh - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal

α - coeficiente de Coriolis

γ - risco

SIGLAS UTILIZADAS

D.L. - Decreto-Lei

D.R. - Decreto Regulamentar

EIA - Estudo de Impacte Ambiental

IDF - Intensidade – Duração - Frequência

INAG - Instituto da Água

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

JAE - Junta Autónoma das Estradas

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

PH - Passagem Hidráulica

PNUEA - Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água

SCS - Soil Conservation Service

SETRA - Service d´Etudes Techniques des Routes e Autoroute

SNIRH - Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos

STU - Service Techniques de l´Urbanisme

UBI - Universidade da Beira Interior

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A superfície hoje ocupada pelas grandes cidades obriga a que se considerem soluções menos tradicionais em sistemas de drenagem de águas pluviais.

O crescimento, a partir da periferia dos centros populacionais mais antigos, leva a que durante a ocorrência de grandes chuvadas, as novas urbanizações possam dar origem a inundações nas zonas centrais do aglomerado antigo. A razão reside no facto da rede de drenagem inicial não estar preparada para fazer face aos novos caudais de ponta provocados pelas urbanizações mais recentes.

As enchentes aumentam a sua frequência e a sua magnitude, não só devido à impermeabilização causada pela ocupação do solo, mas também devido à construção da rede de colectores de águas pluviais, que acelera o encaminhamento das águas para os vales.

Muitos projectos, concebidos a partir de uma concepção antiga de sistemas de drenagem, adoptam como principio a promoção do escoamento da água precipitada o mais rápido possível da área em que ocorre a chuva. A adopção desse princípio leva ao aumento da frequência e do nível de inundações a jusante.

A tendência natural da urbanização é a de ocorrer no sentido de jusante (foz) para montante (nascentes) na drenagem urbana, dadas as características do relevo. Quando um loteamento é licenciado, os municípios costumam apenas exigir, que o sistema de drenagem pluvial seja eficiente no sentido de escoar a água que se precipita no loteamento. A consequência dessa falta de planeamento e regulamentação pode traduzir-se em inundações nas áreas mais antigas, localizadas a jusante e são sobretudo sentidas nas grandes cidades.

Criar a jusante dos novos loteamentos urbanos bacias de retenção das águas pluviais, que permitam restituir a jusante caudais compatíveis com os limites de capacidade de vazão da rede existente pode ser uma solução técnico-económica mais vantajosa do que reforçar, em pleno tecido urbano, os colectores existentes.

Mesmo que na proximidade do loteamento urbano exista uma linha de água onde se possa efectuar a descarga das águas pluviais, pode ser mais vantajosa a construção de uma bacia de retenção para compatibilizar os caudais descarregados com os limites de capacidade de vazão do meio receptor. Principalmente quando essas linhas de água atravessam importantes vias de comunicação, com

passagens hidráulicas com capacidade de vazão insuficiente para fazer face aos caudais provenientes de grandes áreas impermeabilizadas.

Aquando da construção de uma estrada em zona rural, atravessando uma linha de água, não bastará dimensionar a nova passagem hidráulica para os caudais actuais. Os aquedutos antigos das vias situadas mais para a foz do rio poderão não ter capacidade de vazão suficiente para os novos caudais. Assim sendo, a nova estrada não será inundada, porque a passagem hidráulica tem grande diâmetro, mas poderão ocorreu inundações nas estradas situadas mais a jusante. Para evitar lançar a jusante caudais incompatíveis com as passagens hidráulicas mais antigas, o que obrigaria à regularização de toda a linha de água com alterações dos aquedutos existentes a jusante, torna-se impreterível a construção de uma bacia de retenção.

Numa altura em que foi aprovado o PNUEA[1] (Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água), parece-nos importante salientar a conveniência de uma gestão integrada do abastecimento de água, água residuais e águas pluviais. Até há algum tempo, estas três questões eram tratadas separadamente.

As águas pluviais geralmente vistas como um problema em termos urbanos, podem ser aproveitadas como um recurso.

Através da construção de bacias de retenção de águas pluviais podemos consegur dar um contributo à resolução de duas situações extremas e antagónicas: - as cheias e as secas.

1.2 - ÂMBITO E OBJECTIVO DO TRABALHO

O presente trabalho tem como objectivos principais:

- A sistematização de diferentes metodologias de dimensionamento hidrológico e hidráulico.

- Fornecer ao projetista de bacias de retenção, elementos que lhe permitam identificar os aspectos de naturaza hidrológica e hidráulica mais relevantes na concepção e dimensionamento de bacias de retenção.

[1] Resolução do Conselho de Ministros n.º 113/2005 – Aprova o Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água – Bases e Linhas Orientadoras (D.R. n.º 124, I-Série-B)

Para cumprir os objectivos atrás enunciados, foram definidos os seguintes objectivos parcelares:

- Recolha de informação existente sobre o dimensionamento hidrológico.
- Análise da informação, e selecção dos métodos de dimensionamento hidrológico a expor neste trabalho.
- Recolha de informação existente sobre dimensionamento de bacias de retenção.
- Sistematização de diversas metodologias de dimensionamento de bacias de retenção.
- Aplicação dos métodos expostos a casos de estudo.

1.3 - ESTRUTURA DO TEXTO

O texto encontra-se estruturado em dez capítulos, constituindo o presente, *Introdução*, o *Capitulo 1*.

No *Capítulo 2 – Funções das bacias de retenção*, apresentam-se as diversas funções das bacias de retenção, para além da mais conhecida, que é a de armazenamento de águas pluviais com o objectivo de regularizar caudais.

No *Capítulo 3 – Tipo de bacias de retenção*, enumeram-se os vários tipos de bacias de retenção, classificadas, quanto à sua implantação e quanto a sua localização relativamente ao colector de drenagem principal.

No *Capítulo 4 – Dimensionamento hidrológico*, analisam-se as principais metodologias para determinar o caudal de ponta de cheia em função das características das bacias hidrográficas afectas às bacias de retenção.

No *Capítulo 5 – Dimensionamento hidráulico*, são apresentados vários métodos de dimensionamento das bacias de retenção. Abordam-se os tipos de descarregadores e respectivas leis de vazão.

No *Capítulo 6 – Estudo efectuado*, analisam-se vários aspectos hidrológicos de uma bacia hidrográfica e dimensiona-se uma bacia de retenção situada na fracção mais a jusante dessa bacia hidrográfica de estudo.

No *Capítulo 7 – Aplicação a casos reais*, compara-se o dimensionamento hidráulico da bacia de retenção 2 apresentada no Anexo C, com os resultados obtidos por aplicação da metodologia de dimensionamento exposta no capítulo 5.

No *Capítulo 8 – Pré-dimensionamento através de ábacos*, construção de ábacos, para uma rápida avaliação da altura de armazenamento.

No *Capítulo 9 – Breve enquadramento legislativo*, identifica-se a principal legislação, referindo-se, de modo sucinto, aspectos relevantes do seu conteúdo.

No *Capítulo 10 – Conclusão*, faz-se a análise dos resultados obtidos nos capitulos 6 e 7. São também incluídas considerações sobre a continuação e aprofundamento de algumas matérias desenvolvidas no presente trabalho.

CAPÍTULO 2

FUNÇÕES DAS BACIAS DE RETENÇÃO

2 - FUNÇÕES DAS BACIAS DE RETENÇÃO

As bacias de retenção são estruturas de armazenamento de águas pluviais, com o objectivo de regularizar os caudais, possibilitando a restituição a jusante de caudais compactáveis com o limite previamente fixado ou imposto pela capacidade de vazão de um colector existente ou a construir.

A vantagem fundamental consiste, então, em permitir descarregar caudais muito inferiores aos que entram em regime de ponta, reduzindo os riscos de inundações.

A importância da água é por todos reconhecida. A água é um factor essencial para o desenvolvimento socio-económico do País, devendo ser encarada como um recurso natural estruturante e estratégico. Assim, torna-se necessário garantir um uso eficiente, racional e parcimonioso deste recurso, *(Resolução do Conselho de Ministros n.º 113/2005).*

A água para beber representa uma pequeníssima fracção do consumo, o que quer dizer que cerca de 99% da água é tratada a níveis superiores aos que realmente seriam necessários, *(Neves 2004)*.

Nesses numerosos usos que não requerem a qualidade e/ou a regularidade próprias de uma rede de água potável, seria possível encarar a utilização da água armazenada nas bacias de retenção. Para além de armazenarem os caudais que ultrapassam determinado valor pré-estabelecido, as bacias de retenção podem ter interesses múltiplos, do ponto de vista social, estético e de protecção do meio ambiente.

O planeamento da drenagem urbana deve ser feito de forma integrada, considerando os outros melhoramentos urbanos e os planos regionais, quando estes existirem. Após estarem determinadas as interdependências entre o sistema de drenagem e outros sistemas urbanos e regionais, o primeiro pode ser alvo de um planeamento específico.

Quando bem concebidas e exploradas podem, efectivamente, valorizar o tecido urbano, contribuindo para a obtenção dos vários objectivos.

2.1 - CRIAÇÃO DE ESPELHOS DE ÁGUA COM INTERESSE ESTÉTICO

As potencialidades estéticas devem ser enaltecidas, para uma maior popularização junto de arquitectos e urbanistas, quer para obras públicas, quer privadas.

Muitos dos pequenos e grandes lagos existentes em parques, jardins e praças do Porto reúnem condições para funcionarem como bacias de retenção; uma fácil integração nas redes de drenagem pluvial já existentes ou previstas, constitui, evidentemente, uma condição preferencial *(Neves 2004)*.

Fig. 2.1 - Bacia de retenção de Créteil-Préfecture, França. Situada numa zona urbana densa *(STU 1994)*.

2.2 - CRIAÇÃO DE PÓLOS DE INTERESSE RECREATIVO

Criação de zonas de lazer apropriadas, por exemplo, para a prática de pesca e canoagem.

Fig. 2.2 - Bacia de retenção de Porcheville, França *(STU 1994)*.

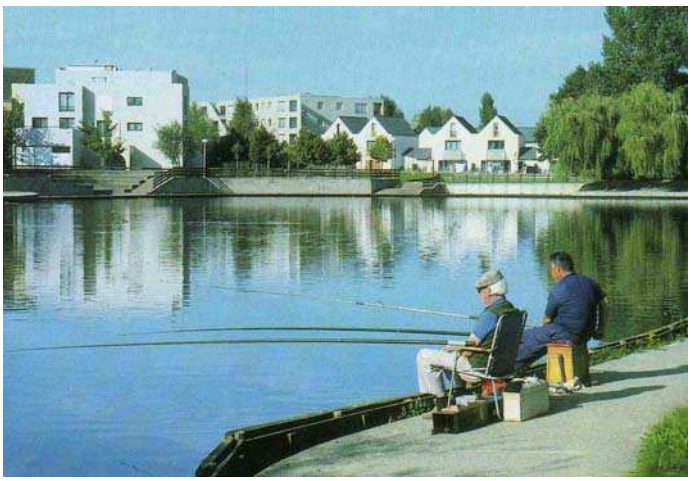


Fig. 2.3 - Bacia de retenção de Melun-Sénart, França *(STU 1994)*.

Fig. 2.4 - Bacia de retenção de Bourgenay, França *(STU 1994)*.

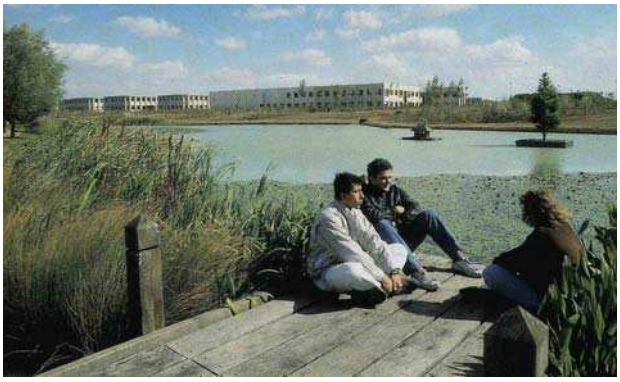


Fig. 2.5 - Bacia de retenção de Paris-Nord II, França *(STU 1994)*.

2.3 - PROTECÇÃO DO MEIO AMBIENTE

Sob o ponto de vista ambiental interessa desde logo referir o aumento da qualidade da água pluvial, nomeadamente do ponto de vista de redução do teor de sólidos em suspensão e de matéria orgânica, que se pode conseguir através de bacias de retenção estrategicamente localizadas.

Por vezes e nomeadamente como resultado das primeiras precipitações após estiagem, a água pluvial está bastante poluída. Essa poluição resulta, fundamentalmente, da acção erosiva no solo (como transporte, por exemplo, de sólidos em suspensão e nutrientes) e da acção de lavagem dos pavimentos e outras superfícies impermeabilizadas. Uma água pluvial pode conter matéria, sedimentável ou não, com partículas arenosas, matéria orgânica, óleos, gorduras, hidrocarbonetos, corpos flutuantes de maior ou menor dimensão, microorganismos patológicos, etc.

Os sólidos em suspensão contribuem para a turvação da água, enquanto os corpos flutuantes podem causar obstruções e colmatação parcial de determinados equipamentos, como grades ou colectores. Em todo o caso, tanto os sólidos em suspensão, como os corpos flutuantes contribuem para a ocorrência de efeitos estéticos desagradáveis, cuja relevância se torna mais acentuada no caso das bacias de nível de água permanente. A degradação da matéria orgânica, em condições aeróbias, produz carência de oxigénio. Quando o défice de oxigénio dissolvido é elevado, a vida de determinadas espécies aquáticas, pode tornar-se insustentável. Em condições extremas, quando o consumo de oxigénio no interior da massa líquida não é compensado pelo rearejamento atmosférico, a concentração desse elemento no líquido pode praticamente anular-se (situação de anaerobiose). Nestas condições, a actividade de microorganismos redutores pode dar origem a compostos nocivos para a qualidade do ambiente (como gás sulfídrico), nomeadamente no que respeita à libertação de odores indesejáveis.

As bacias de retenção desempenham, em regra, um papel importante para a melhoria da qualidade das águas afluentes.

As transformações que aí ocorrem são de natureza física, química e microbiológica, podendo assumir especial importância as seguintes:

- Sedimentação dos sólidos em suspensão e consequente redução do grau de turvação da água.
- Variação da concentração de oxigénio dissolvido na massa líquida, devido aos efeitos conjugados de transferência de oxigénio da atmosfera, actividade fotossintética das espécies vegetais e consumo verificado no processo de oxidação, em condições aeróbias, da matéria orgânica existente.
- Variação da concentração de nutrientes: com a água em repouso e sem alimentação constante verifica-se, em regra, uma redução da concentração de nutrientes, especialmente se se retirarem, com frequência, as plantas que aí proliferem.
- Redução de microorganismos, nomeadamente bactérias patogénicas: o armazenamento de água ao ar livre contribui, em regra, para a redução de microorganismos, devido à conjugação de um conjunto de circunstâncias (como a temperatura, a radiação solar, a competição biológica e a sedimentação) desfavoráveis ao seu crescimento e multiplicação.

A bacia de retenção de Fátima foi construída em Maio de 1990, representa o primeiro sistema de tratamento das águas de escorrência de estradas em Portugal e localiza-se no sublanço Torres Novas – Fátima, sentido Norte-Sul ao quilómetro 114. Esta bacia de retenção recebe escorrências pluviais do sub-lanço Torres Novas-Fátima da A1 provenientes das bermas, das duas faixas de rodagem (Lisboa-Porto e Porto-Lisboa) e do separador central. Corresponde a uma bacia seca que enche após cada precipitação e que vai esvaziando no tempo.

Fig. 2.6 - Bacia de retenção de Fátima *(LNEC 2002)*.

Esta bacia, com 9148 m^3 de capacidade, foi construída em Maio de 1990. Segundo *Matos et al. (1999)*, este cálculo foi determinado "admitindo a afluência do caudal de ponta máximo, para um período de retorno de 10 anos, avaliado em 779 l/s e um tempo de retenção correspondente na bacia de cerca de 3 horas".

No EIA do IP4, no troço Vila Real-Vila Verde, realizado em 1993, foram recomendadas medidas de minimização de impactes nos recursos hídricos em locais onde os usos da água e/ou a sua vulnerabilidade assim o exigia.

O projecto obrigou a alterações no sistema de drenagem original do troço bem como a construção de bacias de retenção para o tratamento das águas de escorrência. As águas de escorrência da bacia de drenagem são encaminhadas para a bacia de retenção.

Esta foi concebida como uma bacia de retenção húmida, constituída por dois compartimentos. O primeiro destina-se à sedimentação das partículas de maiores dimensões; o segundo, com um tempo de retenção maior, destina-se à sedimentação das partículas mais pequenas, possibilitando a ocorrência em simultâneo de processos de absorção de poluentes no solo e raízes de plantas, entre outros *(Barbosa 1999)*.

O projecto da bacia de retenção incluía a impermeabilização da mesma, como forma de reduzir a infiltração e proteger as águas subterrâneas, o que não foi levado a cabo.

Fig. 2.7 - Bacia de retenção de Vila Real *(Vieira e al. 2003)*.

Assim, a combinação da capacidade do primeiro compartimento – com cerca de 200 m^3 – com uma elevada taxa de infiltração, faz com que as águas de escorrência só muito raramente passem para o segundo compartimento da bacia – com capacidade de 400 m^3 aproximadamente.

Assim, verifica-se que o sistema está a funcionar como uma bacia de infiltração e o primeiro compartimento é suficiente para captar a totalidade das escorrências recebidas. Foi também constatado que a bacia se encontra sobredimensionada *(Barbosa 1999)*.

2.4 - REDUZIR OS EFEITOS DE UM AUMENTO DA IMPERMEABILIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

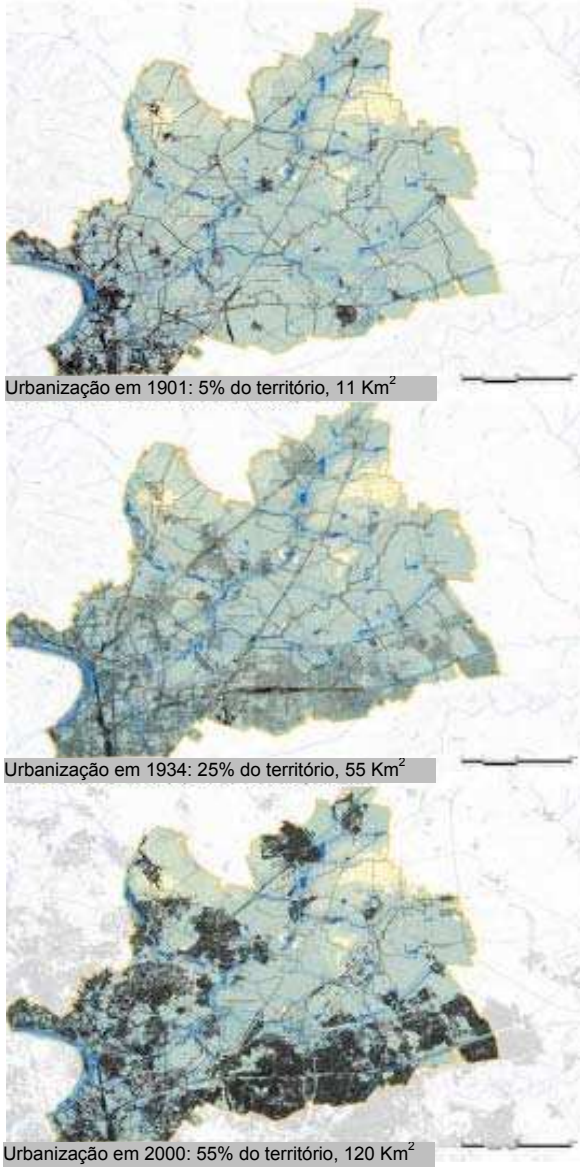


Fig. 2.8 - Crescente urbanização da Plaine de France *(Renaudie 2005)*.

Constitui um bom exemplo o território que se estende desde a orla de Paris até ao aeroporto Charles de Gaulle. A crescente industrialização e a urbanização alteraram por completo o território, sendo bem visível na Fig. 2.8, o aumento da mancha edificada.

As respostas técnicas constituíram em criar bacias de retenção de águas pluviais. Muitas delas a céu aberto (Fig. 2.9), ocupando vastas áreas, outras porém enterradas nas zonas urbanas mais densas.

A bacia de retenção da Fig. 2.10 é uma das muitas localizadas na Fig. 2.9.

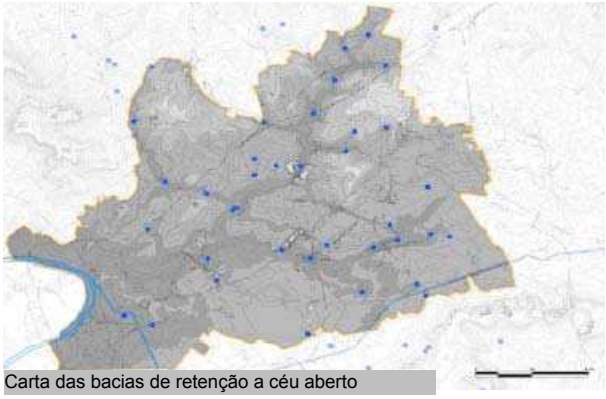


Fig. 2.9 - Localização das bacias de retenção a céu aberto *(Renaudie 2005)*.

Fig. 2.10 - Bacia de retenção de Orgemont, França *(Renaudie 2005)*.

2.5 - REDUÇÃO DOS RISCOS DE INUNDAÇÃO

A canalização das águas pluviais acaba por muitas vezes apenas transferir a inundação de um lugar para outro na bacia. Esse processo, em geral, ocorre como é mostrado na Fig. 2.11.

Fase 1: a bacia começa a ser urbanizada de forma distribuída, com maior adensamento a jusante, aparecendo, no leito natural, os locais de inundação devido a estrangulamentos naturais ao longo do curso de rio principal.
Fase 2: as primeiras canalizações são executadas a jusante, com base na urbanização actual; com isso, o hidrograma a jusante aumenta, mas é ainda contido pelas áreas que inundam a montante, que fazem o efeito de um reservatório de amortecimento de enchentes.
Fase 3: com o maior adensamento urbano, a pressão dos moradores de montante faz com que as autarquias continuem o processo de canalização para montante. Quando o processo se completa, ou mesmo antes, as inundações retornam a jusante.

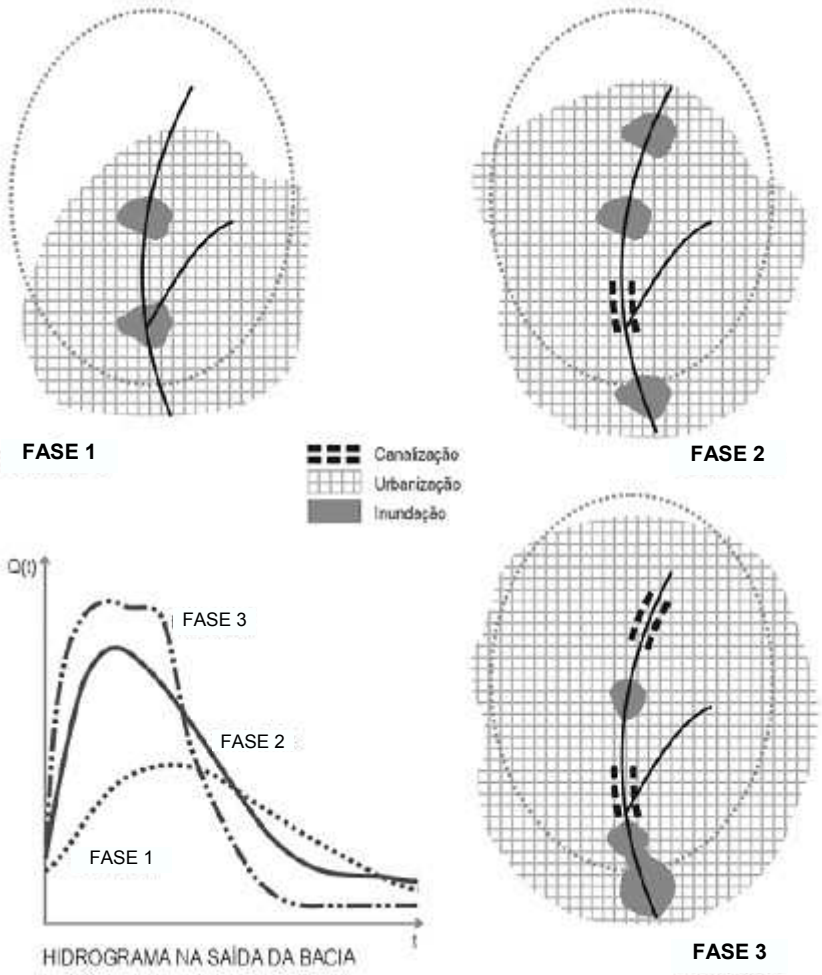


Fig. 2.11 – Fases do desenvolvimento da drenagem *(Tucci 2003)*.

As bacias de retenção vêm assumindo uma importância crescente dentro dos conceitos modernos no trato da Drenagem Urbana. Existem duas abordagens distintas de controlo da quantidade e qualidade do escoamento superficial, uma voltada para o esgotamento rápido das águas provenientes do escoamento superficial e outra para o seu armazenamento; esta última poderá constituir uma opção para evitar enundações nas zonas mais antigas.

2.6 - EVITAR A REMODELAÇÃO DA REDE DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS

Evitar obras de remodelação ou de reforço da rede de drenagem de água pluviais em zonas onde esta se encontra sub-dimensionada.

Fig. 2.12 – Bacia de retenção de Villeneuve d´Ascq, França *(STU 1994)*.

A bacia de retenção de águas pluviais da Fig. 2.12, foi uma das primeiras a ser construída em França. A política de desenvolvimento e controle dos impactos quantitativos na drenagem, baseada no conceito de escoar a água precipitada o mais rapidamente possível, tem sido abandonada nos países desenvolvidos.

A consequência imediata dos projectos baseados neste conceito é o aumento das inundações a jusante. Na medida em que a precipitação ocorre, e a água não é infiltrada, gera-se um aumento de caudal, que escoa pela rede de drenagem de águas pluviais. Para transportar todo esse caudal, é necessário ampliar a capacidade dos colectores ao longo de todo o seu trajecto dentro da cidade até um local onde o seu efeito de ampliação não atinja a população. A irracionalidade destes projectos leva a custos insustentáveis, sendo a utilização de bacias de retenção, uma das possíveis soluções para evitar a substituição da rede colectora a jusante.

2.7 - DEFERIR NO TEMPO O ACESSO DE CAUDAIS INCOMPATÍVEIS COM AS PASSAGENS HIDRÁULICAS EXISTENTES

As bacias de retenção permitem evitar que os limites da capacidade de vazão das passagens hidráulicas sejam ultrapassados, transformando os caudais afluentes suplementares em variações de altura de água na bacia de retenção.

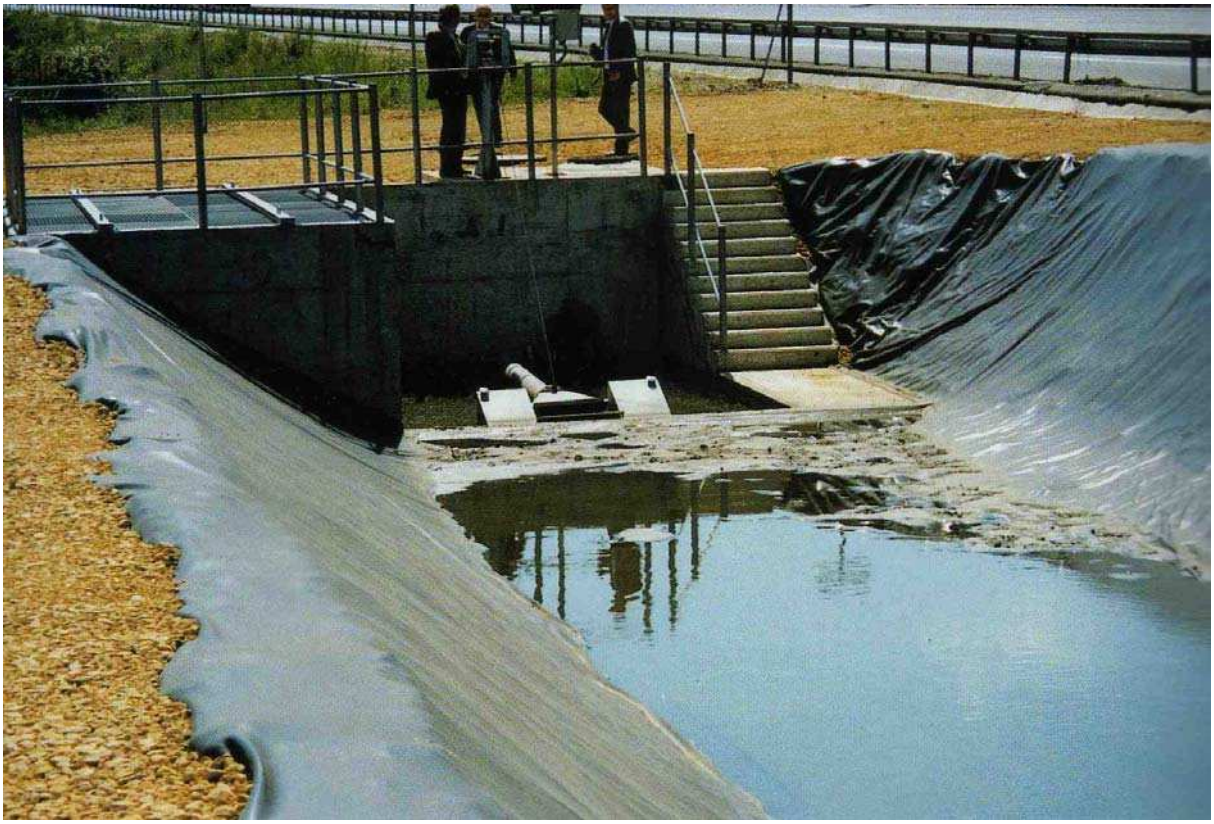


Fig. 2.13 – Bacia de retenção junto a uma auto-estrada, impermeabilizada com geomembrana, França *(STU 1994)*.

2.8 - CRIAÇÃO DE RESERVAS DE ÁGUA PARA REGA

As bacias de retenção permitem o armazenamento de água para combate a incêndios e o fornecimento de água para rega de pequenas parcelas de terrenos agrícolas e outras actividades agropecuárias.

Se se pretender armazenar a água para suprir as necessidades de rega ou agropecuárias o volume da bacia é função da cultura a ser regada, eficiência do método de rega, perdas (infiltração e evaporação), afluência prevista, consumo por parte de animais, etc.

2.9 - CRIAÇÃO DE RESERVAS DE ÁGUA PARA COMBATE A INCÊNDIOS

As bacias de retenção permitem o armazenamento de água para combate a incêndios. Satienta-se que, face à crescente necessidade de água, as pequenas unidades de armazenamento podem vir a ter um papel fundamental no combate aos incêndios.

O armazenamento permanente exige um estudo mais profundo acerca das características do solo visto que se pretende evitar perdas por infiltração (argila e silte são os materiais mais adequados para este fim). Solos com índices de plasticidade superior a 10 % e espessura não inferior a 920 mm não conduzem a perdas significativas de água desde que a profundidade de armazenamento seja inferior a 3.0 metros *(Lima 2003)*.

CAPÍTULO 3

TIPOS DE BACIAS DE RETENÇÃO

3 - TIPOS DE BACIAS DE RETENÇÃO

As bacias de retenção podem classificar-se, quanto à sua implantação, em:

- bacias a céu aberto, a seco ou com nível de água permanente;
- bacias enterradas.

E quanto à sua localização relativamente ao colector ou canal de drenagem principal , em:

- bacias em série;
- bacias em paralelo.

3.1 - BACIAS A CÉU ABERTO

As bacias a céu aberto são geralmente construídas em terra, com taludes reforçados ou diques de protecção lateral. Podem resultar de simples intercepção de uma linha de água em local de fisiografia favorável, através de uma pequena barragem ou açude, ou de zonas em depressão natural com solos de resistência e características adequadas.

São, naturalmente, as aplicáveis numa abordagem integrada de drenagem pluvial de infra-estruturas rodoviárias, ferroviárias e aeroportuárias em zona rural.

A escolha do tipo de bacia de retenção entre “secas” ou “com nível de água permanente” depende fundamentalmente das características de permeabilidade do solo onde se pretende à priori a sua instalação e das variações do nível freático local.

3.1.1 - BACIAS SECAS

Concebidas para estarem geralmente sem água, acumulando-a apenas em períodos específicos (duração máxima da ordem de alguns dias), correspondentes à ocorrência de precipitações mais ou menos significativas.

Para a implantação de uma bacia seca é condicionante o nível máximo atingido pela toalha freática em períodos de chuva, a qual se deve encontrar abaixo da cota de fundo da bacia. Se o nível atingir esta cota corre-se o risco de criação de zonas pantanosas com os inconvenientes resultantes da proliferação de insectos.

Para além das funções de armazenamento das águas pluviais, as bacias secas, podem ter outras funções tais como áreas de jogos e práticas desportivas, parques de lazer e espaços verdes.

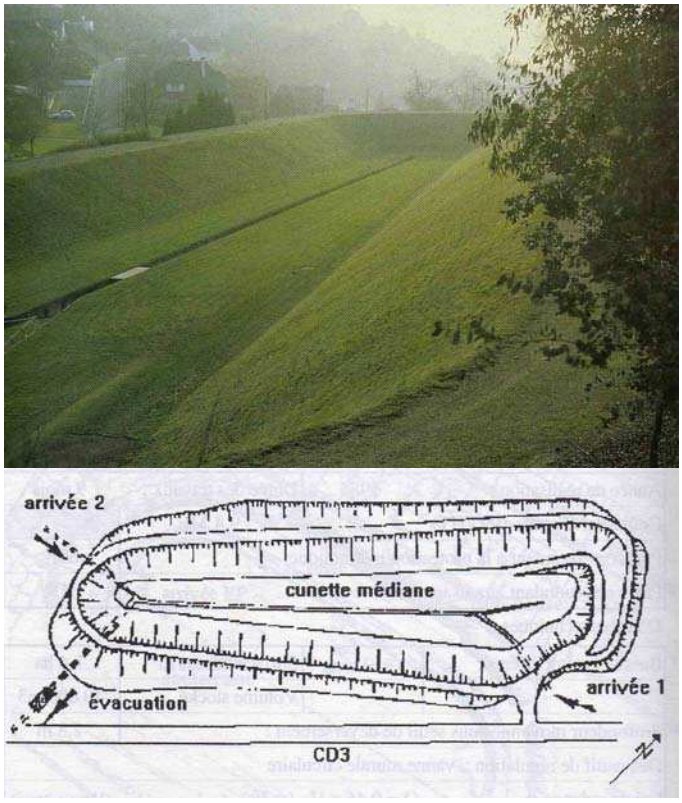


Fig. 3.1 - Bacia seca do Chemim de Cléres, França *(STU 1994)*.

A bacia de retenção seca do Chemim de Cléres, nas proximidades de Rouen (França), tem um carácter funcional muito marcado, com formas muito geométricas, e não tem outra função para além da protecção hidráulica. É percorrida longitudinalmente por um colector destinado a evacuar pequenos caudais. Posui os taludes e fundo relvados muito bem tratados. Foi construída em 1977, tem uma área de 3000 m^2 e pode armazenar cerca de 13000 m^3, com uma profundidade média de 5 m. A bacia hidrográfica afluente é de 250 ha. O caudal de evacuação é de 300 l/s.

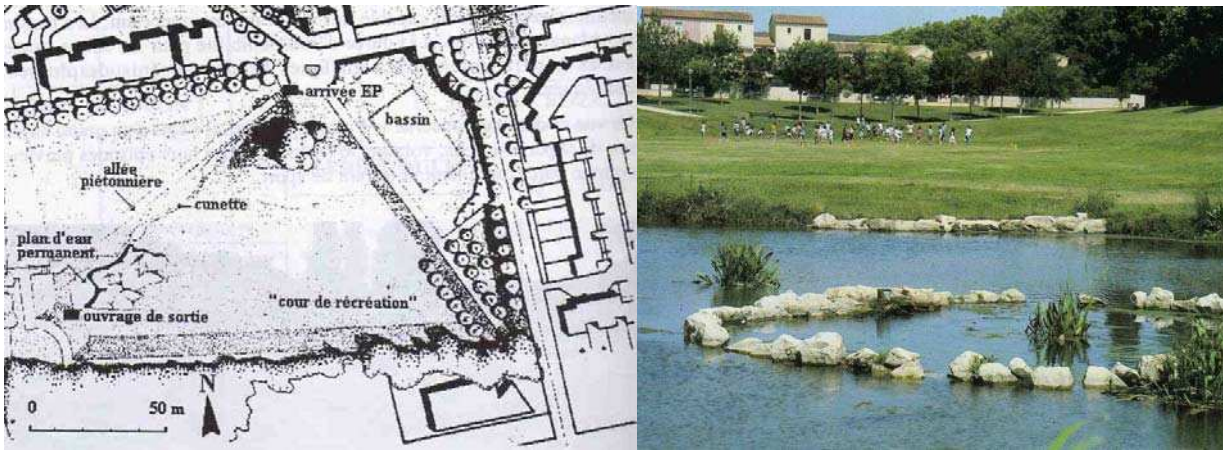


Fig. 3.2 - Bacia seca de Frescoule, França *(STU 1994)*.

A bacia de retenção seca de Frescoule (França), faz parte do conjunto de bacias de retenção construídas na bacia hidrográfica do curso de água da Cadière. A chegada das águas pluviais, bem como outras obras técnicas foram mascaradas tendo o conjunto resultado numa obra paisagística bem conseguida. Tem um pequeno plano de água permanente que aparece na Fig. 3.2. Foi construída em 1984, tem uma área de 1,5 ha, pode armazenar cerca de 25000 m^3. A bacia hidrográfica afluente é de 120 ha. A lei de vazão do dispositivo de descarga é: Q = 0,385 x H [m^3/s], com H [m].

Alternativas mais ambiciosas existem pontualmente:

- Velódromo de Vitrolles (França), susceptível de ser inundado quando há fortes chuvadas (Fig. 3.3). Os pequenos caudais de águas pluviais circulam num by-pass situado por baixo do velódromo, para não inundar inutilmente o terreno desportivo, ficando este indisponível apenas algumas horas por ano, quando ocorrem grandes chuvadas. Esta bacia de retenção de Liourat , tal como a apresentada na Fig. 3.2, faz parte do conjunto de bacias de retenção construídas na bacia hidrográfica do curso de água da Cadière. Foi construída em 1985, tem uma área de 1,4 ha, pode armazenar cerca de 40000 m^3, com uma profundidade média de 2,8 m. A lei de vazão do dispositivo de descarga é: Q = 0,46 x H [m^3/s], com H [m].

- Em Osaka (Japão), alguns parques de estacionamento públicos, espaços verdes, e recreios de escolas, foram tratados como bacias de retenção. Para isso houve necessidade de assegurar algumas condições: a altura de água atinge apenas valores muito baixos (por exemplo inferior à cota do “chassis” dos carros, no caso de parques de estacionamento), a duração de submersão ser da mesma ordem de grandeza do que a duração da chuvada e a frequência de utilização como armazenamento de águas pluviais ser muita baixa.

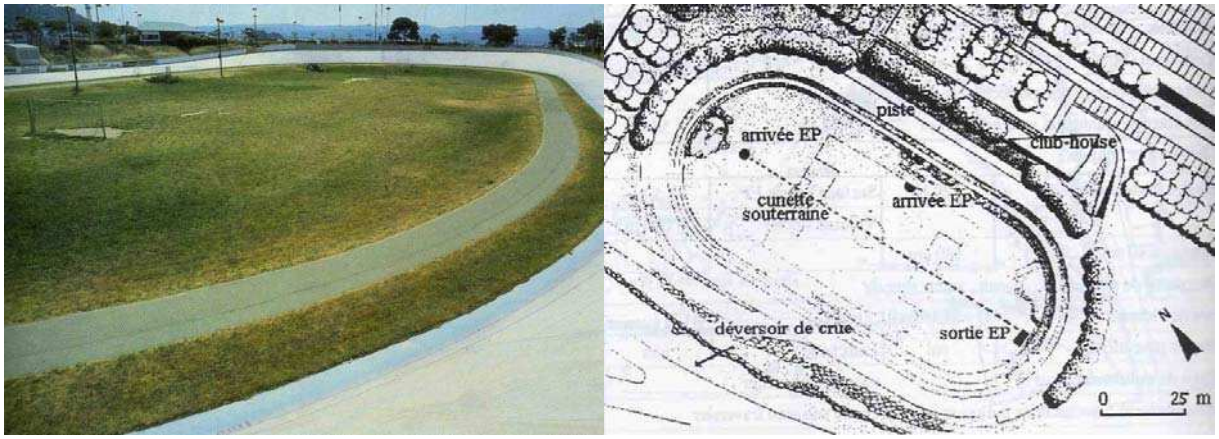


Fig. 3.3 - Bacia seca de Liourat, França *(STU 1994)*.

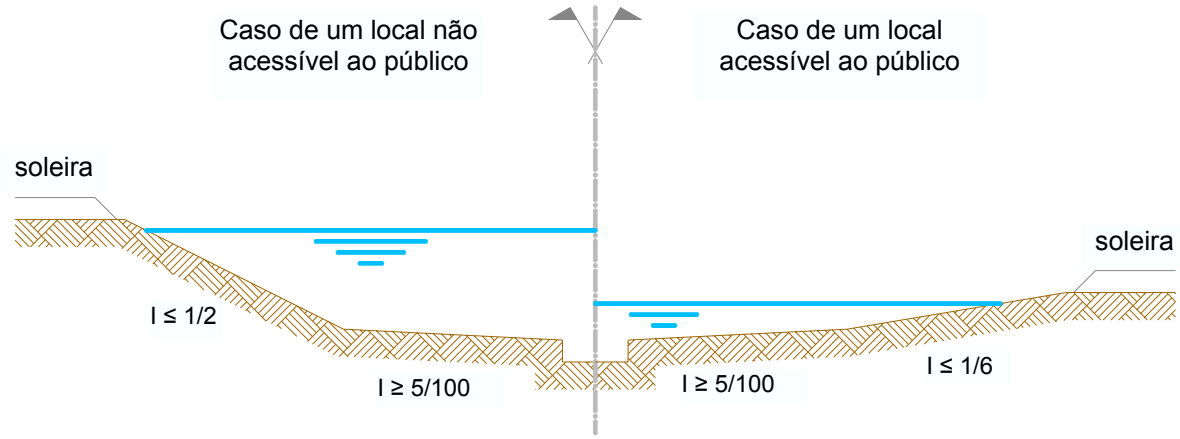


Fig. 3.4 - Perfil tipo de uma bacia seca.

3.1.2 - Bacias com nível de água permanente

São concebidas para terem água permanentemente, mesmo durante os períodos de ausência de precipitação. Neste caso é o nível freático atingido em tempo seco que é condicionante, sendo conveniente que este se situe a uma cota superior ao da cota de fundo da bacia, assegurando-se assim uma alimentação permanente. É essencial um estudo cuidado do balanço entre as afluências (escoamento pluvial afluente, alimentação da toalha freática) e efluências do escoamento (evaporação, infiltração, escoamento para jusante) por forma a garantir-se de facto a existência de um nível de água permanente e satisfatório sob o ponto de vista quantitativo e qualitativo. Alternativamente, poderá ter-se necessidade de dispor de uma bacia de fundo impermeável, natural ou artificialmente.

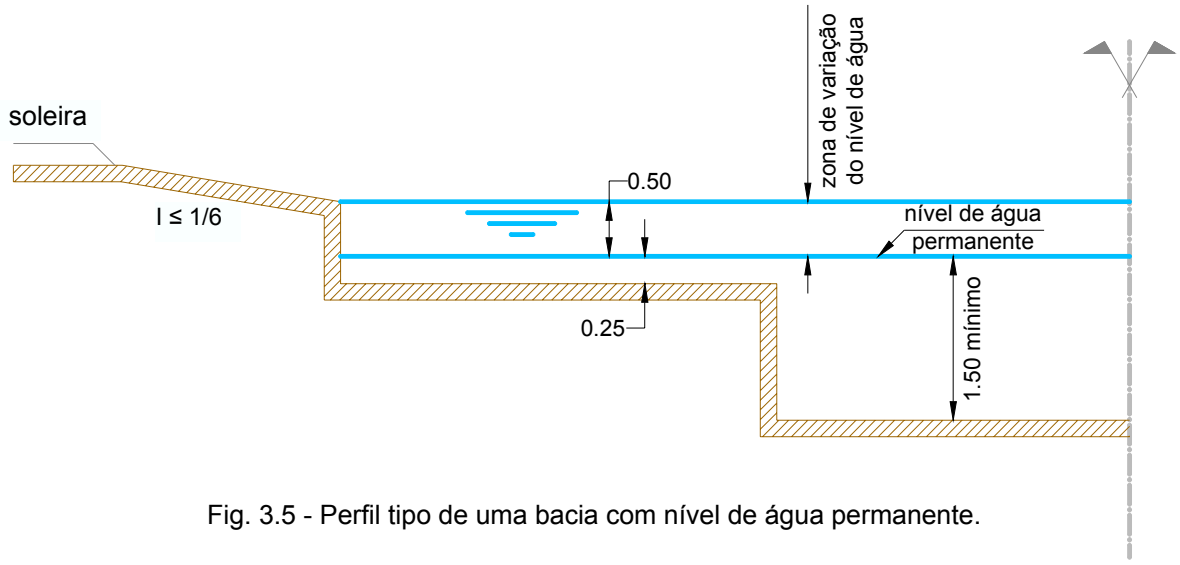


Fig. 3.5 - Perfil tipo de uma bacia com nível de água permanente.

Fig. 3.6 - Bacia de retenção na A29 (Scut da Costa da Prata – Lanço ER 1.18 – IC1 / IP1 – Sublanço IC1 / IP1).

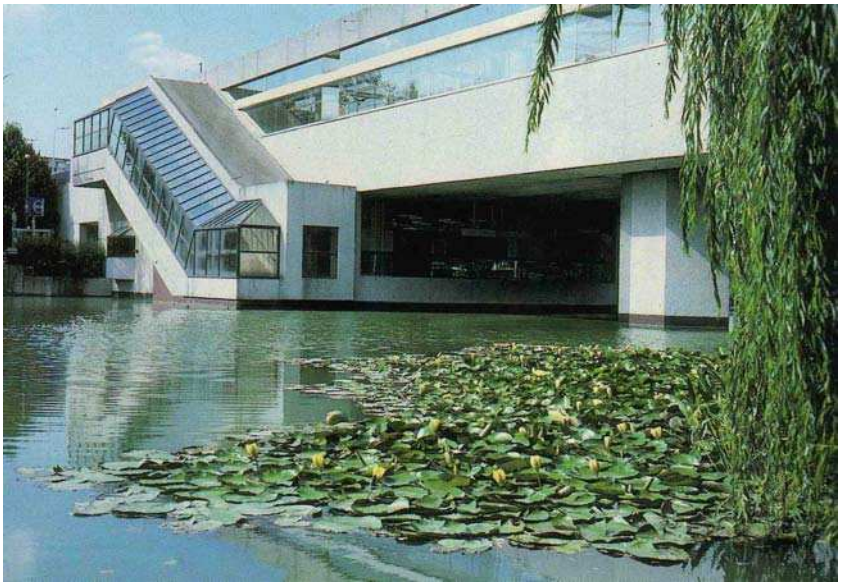


Fig. 3.7 - Bacia com água permanente n.º VIII Sul, Marne-la-Vallé, França *(STU 1994)*.

A bacia VIII Sul, representa uma integração urbanística particularmente notável.

As bacias de retenção VIII Sul e Norte foram construídas em 1979, têm uma área de 3 ha e podem armazenar cerca de 67000 m^3. A bacia hidrográfica afluente é de 180 ha e o caudal de evacuação de 380 l/s.

Estas bacias fazem parte do sistema de drenagem de águas pluviais do sector II de Ville Nouvelle de Marne-la-Vallée (França). Este sistema é constituído por 13 bacias de retenção com água permanente.

3.2 - BACIAS ENTERRADAS

São estruturas situadas abaixo do nível do solo, geralmente construídas em betão armado à semelhança de reservatórios de água. São especialmente indicadas em zonas urbanas densas, com limitações na disponibilidade de terreno ou onde o seu custo for elevado. Trata-se de obras de construção civil importantes nas quais se torna praticamente indispensável recorrer a instalações de bombagem para efeitos de esvaziamento da bacia, após o período de chuvada.

Podemos citar como exemplo, a cisterna de Mazagão (Norte de África), construída na primeira metade do Séc. XVI, pelos portugueses. João de Castilho que veio a suceder no cargo de "Mestre de Obras Reais" a Miguel Arruda, dirigiu a importante obra de arquitectura e engenharia que foi a cisterna de Mazagão.

Fig. 3.8 - Cisterna de Mazagão (http://www.olhares.com).

A cisterna acumulava a água das chuvas, e nas alturas de cerco, Mazagão tinha possibilidade de recorrer à água guardada na sua cisterna, uma construção que ainda existe e que se tornou um ex-libris da própria cidade, dada a sua beleza e qualidade arquitectónica[2].

[2] A velha vila de Mazagão foi declarada Património Mundial pela U.N.E.S.C.O. (United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization), no ano de 2004.

3.3 - BACIAS EM PARALELO

Colocadas lateralmente ao colector ou canal afluente. Neste caso nem todo o escoamento de montante aflui à bacia de retenção, sendo a passagem feita normalmente através de um descarregador lateral.

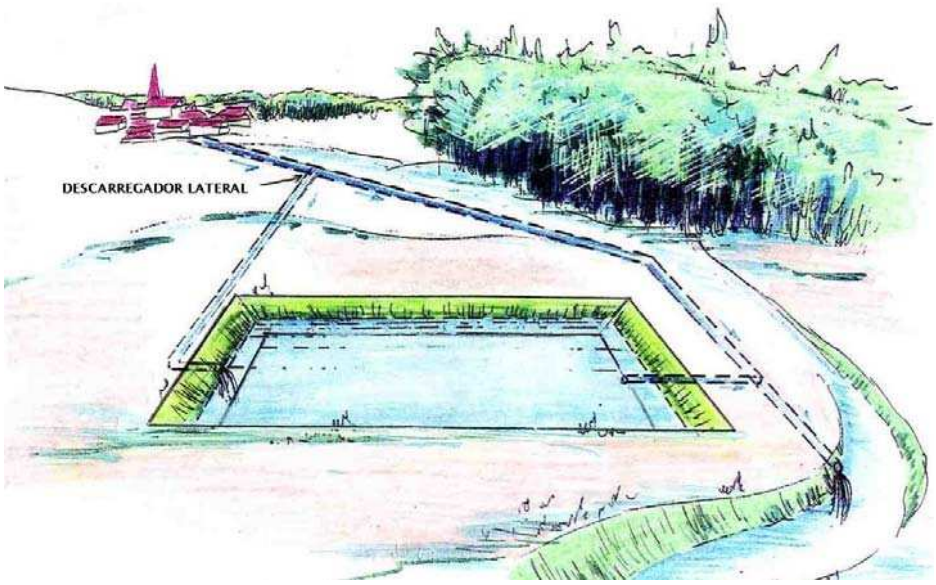


Fig. 3.9 - Desenho esquemático de uma bacia em paralelo: off-line *(Dohy 1997)*.

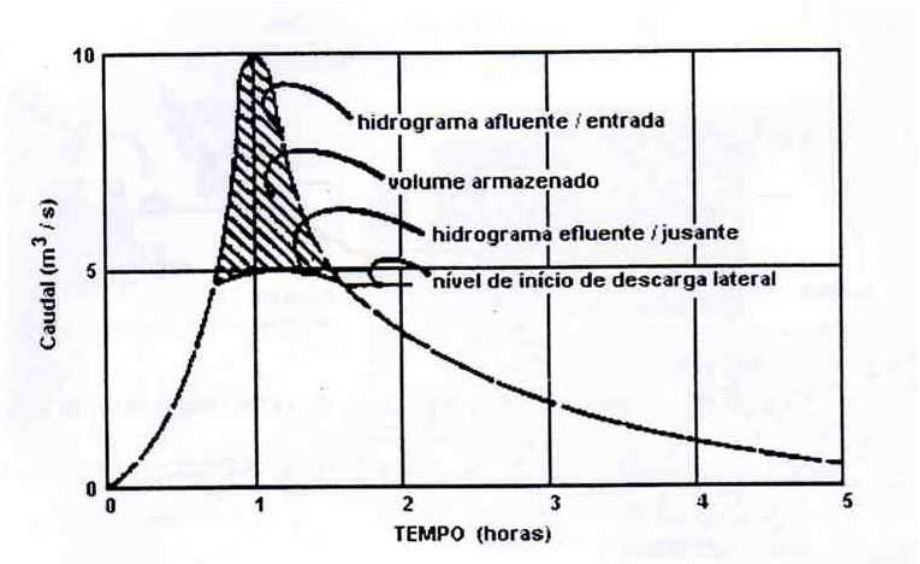


Fig. 3.10 - Hidrogramas do escoamento afluente e efluente de uma bacia em paralelo: off-line *(JAE 1998)*.

São de um modo geral de menor dimensão e exigem menores custos de manutenção por serem menos afectados pela acumulação de sedimentos e, portanto, mais propícias do que as anteriores a serem bacias secas.

3.4 - BACIAS EM SÉRIE

Colocadas no alinhamento do colector ou canal de drenagem afluente, interceptando-o. Todo o escoamento afluente passa pela bacia de retenção, e são mais propícias a serem bacias com nível de água permanente.

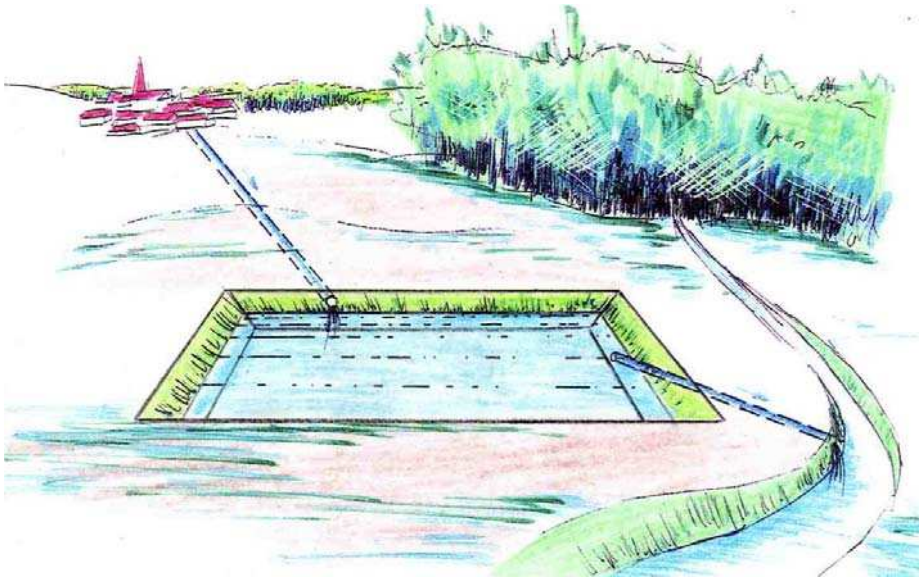


Fig. 3.11 - Desenho esquemático de uma bacia em série: on-line *(Dohy 1997)*.

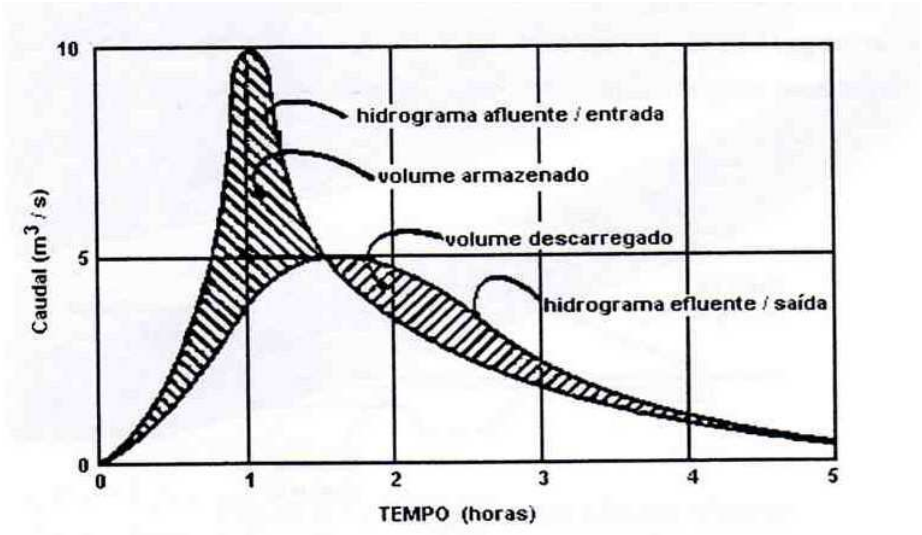


Fig. 3.12 - Hidrogramas do escoamento afluente e efluente de uma bacia em série: on-line *(JAE 1998)*.

CAPÍTULO 4

DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO

4 - DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO

4.1 - CAUDAL DE PONTA DE CHEIA

Com o objectivo de determinar os caudais de ponta que servirão de base ao dimensionamento das bacias de retenção, apresentam-se dois modelos de cálculo:

- Método Racional
- Método Soil Conservation Service

4.1.1 - MÉTODO RACIONAL

De entre as metodologias simplificadas para calcular o caudal de ponta de cheia em pequenas bacias hidrográficas, a fórmula racional é reconhecidamente a de maior utilização e divulgação à escala mundial. Desde que se tomem em consideração as suas limitações, a adequação dos seus parâmetros de base e a correcta definição dos procedimentos da sua aplicação, é seguramente muito útil.

A utilização da fórmula racional requer o conhecimento da área e tipo de ocupação do solo da bacia hidrográfica, do tempo de concentração e das curvas IDF para um dado período de retorno. A fórmula racional é definida pela expressão (4.1).

- Caudal de ponta de cheia:

$$Q_p = K \times \frac{C \times I}{360} \times A \qquad (4.1)$$

Com: Q_p – caudal de ponta de cheia [m^3/s]
C – coeficiente de escoamento
I – intensidade de precipitação para um período de retorno T [mm/h]
A – área da bacia drenante [ha]
K – coeficiente de ajustamento em função do período de retorno

O produto do coeficiente de escoamento pelo coeficiente de ajustamento não pode exceder o valor de 1.

Quadro 4.1 - Valores médios do coeficiente C da fórmula racional - **ÁREAS URBANAS** *(Chow 1964)*.

Tipo de ocupação	Coeficiente C
Zonas verdes:	
relvados em solos arenosos	0,05 – 0,20
relvados em solos pesados	0,15 – 0,35
parques e cemitérios	0,10 – 0,25
campos desportivos	0,20 – 0,35
Zonas comerciais:	
centro da cidades	0,70 – 0,95
periferia	0,50 – 0,70
Zonas residenciais:	
vivendas no centro da cidade	0,30 – 0,50
vivendas na periferia	0,25 – 0,40
prédios de apartamentos	0,50 – 0,70
Zonas industriais:	
indústria dispersa	0,50 – 0,80
indústria concentrada	0,60 – 0,90
Vias férreas	0,20 – 0,40
Ruas e estradas:	
asfaltadas	0,70 – 0,95
de betão	0,80 – 0,95
de tijolo	0,70 – 0,85
Passeios	0,75 – 0,85
Telhados	0,75 – 0,95
Baldios	0,10 – 0,30

Quadro 4.2 - Valores médios do coeficiente C da fórmula racional - **ÁREAS AGRÍCOLAS** *(Chow 1964)*.

Tipo de solos	Cobertura da bacia		
	Culturas	Pastagens	Bosques e florestas
	Coeficiente C		
Com capacidade de infiltração superior à média; usualmente arenosos.	0,20	0,15	0,10
Com capacidade de infiltração média; sem camadas de argila; solos francos ou similares.	0,40	0,35	0,30
Com capacidade de infiltração inferior à média; solos argilosos pesados ou solos com uma camada argilosa junto à superfície; solos delgados sobre rocha impermeável.	0,50	0,45	0,40

Os valores do coeficiente de escoamento, C, apresentados nos Quadros 4.1 e 4.2 correspondem a um período de retorno compreendido entre 5 a 10 anos. Para chuvadas menos frequentes será necessário corrigir o coeficiente de escoamento por intermédio de coeficiente de ajustamento, K.

Quadro 4.3 - Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno *(JAE 1998)*.

Período de retorno (Anos)	K
25	1,10
50	1,20
100	1,25

Devido à sua simplicidade, a fórmula dita racional tem sido bastante utilizada, com resultados satisfatórios sobretudo em pequenas bacias ($A < 25\ km^2$), em particular naquelas em que os valores do coeficiente C possam ser determinados a partir de observações em bacias semelhantes.

As limitações da fórmula racional, resultantes da sua aplicação, prendem-se com as simplificações de natureza hidrológica e hidráulica da sua formulação. As simplificações hidrológicas residem em admitir a precipitação como invariável no espaço e no tempo, em considerar a transformação precipitação-escoamento como sendo uma relação linear traduzida por um coeficiente de escoamento constante e o coeficiente C ser considerado igual para todas as intensidades de chuvada (na realidade é crescente com elas). As eventuais perdas iniciais por infiltração não são consideradas (apesar de, quando ocorrem duas chuvadas seguidas, realmente haver menor infiltração na segunda). Do ponto de vista hidráulico, as limitações da fórmula racional residem no facto de considerar que o caudal de ponta de cheia só ocorre quando toda a bacia está a contribuir para o escoamento.

4.1.2 - MÉTODO SOIL CONSERVATION SERVICE

Para obter o caudal de ponta de cheia é necessário quantificar a precipitação que dá origem ao escoamento superficial. Esta precipitação, geralmente designada por útil ou efectiva, corresponde à diferença entre a quantidade de água precipitada e as perdas para o escoamento superficial por intercepção, retenção e infiltração.

Para calcular a precipitação útil, o *SCS (1972 e 1973)* baseia-se na definição de uma grandeza designada por capacidade máxima de retenção da bacia hidrográfica, que quantifica a capacidade desta para reter a água não utilizável na geração do escoamento superficial.

A capacidade máxima de retenção, S_{mr}, é calculada pela seguinte expressão:

$$S_{mr} = \frac{25400}{CN} - 254 \qquad (4.2)$$

Com: S_{mr} – capacidade máxima de retenção segundo o SCS [mm]
CN – número de escoamento segundo o SCS

As perdas iniciais para o escoamento superficial, I_a, devidas à intercepção, retenção e infiltração, segundo o SCS, são calculadas pela seguinte expressão:

$$I_a = 0{,}2 \times S_{mr} \qquad (4.3)$$

Com: S_{mr} – capacidade máxima de retenção segundo o SCS [mm]
I_a – perdas iniciais para o escoamento superficial [mm]

A precipitação útil, é calculada por:

$$P_u = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S_{mr}} \qquad (P > I_a) \qquad (4.4_a)$$

$$P_u = 0 \qquad (P < I_a) \qquad (4.4_b)$$

Com: P_u – precipitação útil [mm]

P – precipitação total [mm]

I_a – perdas iniciais da chuvada, antes de se iniciar o escoamento de superfície [mm]

S_{mr} – capacidade máxima de retenção da bacia hidrográfica segundo o SCS [mm]

A expressão anterior pode ser utilizada para calcular o hietograma de precipitação útil a partir do hietograma de precipitação total. Na Fig. 4.1 apresenta-se a relação entre a precipitação útil e a precipitação total estabelecida pelas expressões (4.4) para diversos números de escoamento. Como se pode verificar, a parcela da precipitação total que constitui a precipitação útil aumenta com o número de escoamento e com a precipitação total. Para bacias totalmente impermeáveis (CN = 100), a precipitação útil é igual à precipitação total.

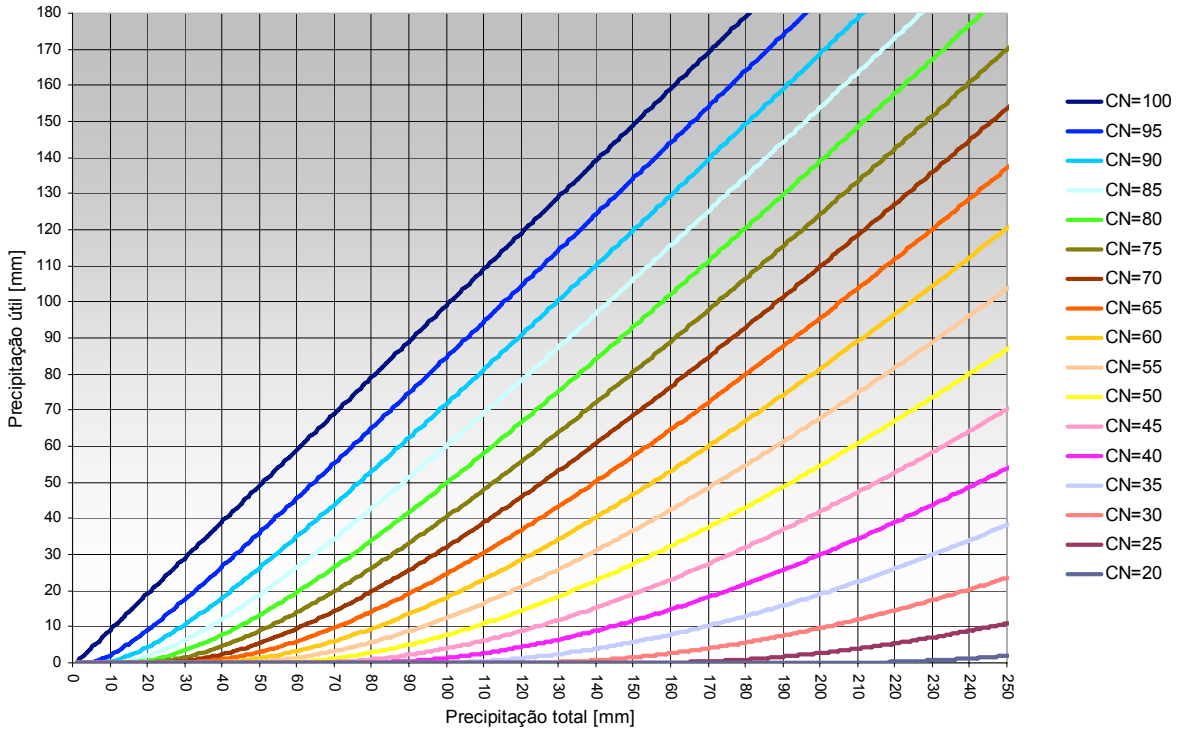


Fig. 4.1 - Relação entre a precipitação total e a precipitação útil para diversos tipos de escoamento *(Lencastre 1992)*.

Para se quantificar o número de escoamento é habitual recorrer-se à classificação hidrológica dos solos. De acordo com a classificação apresentada pelo Soil Conservation Service, os solos podem ser classificados em quadro tipos.

Quadro 4.4 - Classificação hidrológica de solos segundo o SCS *(Lencastre 1992)*.

Tipo de solo	Características dos solos
Tipo A	*Baixo potencial de escoamento superficial.* Solos dando origem a baixo escoamento directo, ou que apresentam permeabilidade bastante elevada. Inclui areias com bastante espessura, e com pouco limo ou argila, e arenitos com bastante espessura e muito permeáveis.
Tipo B	*Potencial de escoamento superficial abaixo da média.* Solos menos permeáveis que os do tipo A mas com permeabilidade superior à média. Inclui fundamentalmente solos arenosos menos espessos que os do tipo A e arenitos menos espessos e menos agregados que os do tipo A.
Tipo C	*Potencial de escoamento superficial acima da média.* Solos originando escoamentos directos superiores à média e superiores aos originados pelos tipos anteriores. Inclui solos pouco espessos e solos com quantidades apreciáveis de argilas, se bem que menos do que os do tipo D.
Tipo D	*Elevado potencial de escoamento superficial.* Solos com argilas expansivas e solos pouco espessos, com sub-horizontes quase impermeáveis que originam elevado escoamento directo.

A Fig. A1 do Anexo A apresenta os solos de Portugal Continental classificados de acordo com as suas características hidrológicas. Porém, tal carta tem o inconveniente de ser muito genérica para ser utilizada com rigor na caracterização de solos de bacias hidrográficas de reduzidas dimensões.

Nestes casos, é preferível proceder à observação da bacia, em função do tipo de solo e da utilização ou cobertura deste, e usar as indicações do Quadro 4.6 para regiões urbanas e sub-urbanas, e do Quadro 4.5 para regiões rurais.

Quando a natureza do solo e as condições de cobertura forem heterogéneas, o número de escoamento a considerar para a bacia deverá resultar da média ponderada dos números de escoamento correspondentes às várias zonas homogéneas em que se puder subdividir a bacia.

$$CN = \frac{\sum CN_i \times A_i}{\sum A_i} \qquad (4.5)$$

Com: CN – número de escoamento segundo o SCS

CN_i – número de escoamento segundo o SCS para a sub-área $_i$ de uma bacia hidrográfica

A_i – sub-área $_i$ de uma bacia hidrográfica de área total A.

Quadro 4.5 - Número de escoamento CN para regiões rurais *(Correia 1984[b])*.

Utilização ou cobertura do solo	Condições de superfície	Tipo de solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado		77	86	91	94
Culturas arvenses	Segundo o maior declive	64	76	84	88
	Segundo as curvas de nível	62	74	82	85
	Segundo as curvas de nível e em terraços	60	71	79	82
Rotações de cultura	Segundo o maior declive	62	75	83	87
	Segundo as curvas de nível	60	72	81	84
	Segundo as curvas de nível e em terraços	57	70	78	82
Pastagens	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Boa	39	61	74	80
	Pobre, segundo as curvas de nível	47	67	81	88
	Normal, segundo as curvas de nível	25	59	75	83
	Boa, segundo as curvas de nível	6	35	70	79
Prado permanente	Normal	30	58	71	78
Zonas sociais rurais	Normal	59	74	82	86
Estradas	Pavimento permeável	72	82	87	89
	Pavimento impermeável	74	84	90	92
Florestas	Muito abertas ou de baixa transpiração	56	75	86	91
	Abertas ou de baixa transpiração	46	68	78	84
	Normal	36	60	70	76
	Densas ou de alta transpiração	26	52	62	69
	Muito densas ou de alta transpiração	15	44	54	61
Superfície impermeável		100	100	100	100

Quadro 4.6 - Número de escoamento CN para regiões urbanas e sub-urbanas *(Correia 1984[b])*.

Utilização ou cobertura do solo		Tipo de solo			
		A	B	C	D
Zonas cultivadas:					
Sem medidas de conservação do solo		72	81	88	91
Com medidas de conservação do solo		62	71	78	81
Pastagem ou baldios:					
Em más condições		68	79	86	89
Em boas condições		39	61	74	80
Prado em boas condições		30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais:					
Cobertura má, sem “Mulch”		45	66	77	83
Boa cobertura		25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golf, cemitérios, etc.					
Boas condições, relva cobrindo mais de 75 % da área		39	61	74	80
Condições razoáveis, relva cobrindo mais de 50 a 75 % da área		49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios (85 % de área impermeável)		89	92	94	95
Zonas industriais (72 % de área impermeável)		81	88	91	93
Zonas residenciais:					
Áreas médias dos lotes	Percentagem média impermeável				
< 500 m^2	65 %	77	85	90	92
1000 m^2	38 %	61	75	83	87
1300 m^2	30 %	57	72	81	86
2000 m^2	25 %	54	70	80	85
4000 m^2	20 %	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.		98	98	98	98
Arruamentos e estradas:					
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais		98	98	98	98
Gravilha		76	85	89	91
Terra		72	82	87	89

Os números de escoamento indicados nos Quadros 4.5 e 4.6 correspondem a uma normal condição antecedente de humidade do solo, AMCII «antecedent moisture conditions».

Para outras condições antecedentes do solo, os valores devem ser corrigidos de acordo com o Quadro 4.9, usando-se AMCI para situações particularmente secas e AMCIII para situações particularmente húmidas.

O Quadro 4.7 apresenta a definição das três condições antecedentes de humidade que se designam por AMCI, AMCII E AMCIII.

Quadro 4.7 - Definição das condições antecedentes de humidade *(Correia 1984[b])*.

Condição antecedente de humidade	Definição
AMCI	Situação em que os solos estão secos mas não no ponto de emurchecimento. A consideração deste caso é pouco recomendável para estudos de caudais de cheia.
AMCII	Situação média em que, segundo MOREL-SEYTOUX e VERDIN 1980, a humidade do solo deve corresponder aproximadamente à capacidade de campo. Esta situação corresponde provavelmente às condições de humidade antecedentes de cheias de pequenas dimensões.
AMCIII	Situação em que ocorreram precipitações consideráveis nos cinco dias anteriores e o solo se encontra quase saturado. Esta é a situação mais propícia à formação de maiores cheias e portanto aquela que se reveste de maior importância para projecto.

No Quadro 4.8 apresenta-se o critério sugerido pelo SCS para se poder classificar a condição antecedente de humidade, que deve ser considerada com base na precipitação total ocorrida nos cinco dias antecedentes.

Quadro 4.8 - Condição antecedente de humidade em função da precipitação total nos cinco dias antecedentes *(Correia 1984[b])*.

Precipitação total nos cinco dias antecedentes [mm]		Condição antecedente de humidade
Período dormente	Período de crescimento	
< 13	< 36	AMCI
13 a 28	36 a 53	AMCII
> 28	> 53	AMCIII

O Quadro 4.9 apresenta os valores corrigidos do número de escoamento, CN, para as situações AMCI e AMCIII em função do valor médio da situação AMCII.

Quadro 4.9 - Valores corrigidos do número de escoamento para AMCI e para AMCIII em função dos valores do número de escoamento para AMCII *(Correia 1984[b])*.

CN para AMCII	Valor corrigido de CN	
	para AMCI	para AMCIII
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13
0	0	0

Em alternativa, para calcular os números de escoamento em situações particularmente secas (AMCI) e em situações particularmente húmidas a partir da normal condição antecedente de humidade do solo (AMCII), propõem-se as seguintes expressões (4.6) e (4.7), *(Chow e al. 1988)*.

- Números de escoamento, CN(I), para situações particularmente secas:

$$CN(I) = \frac{4{,}2 \times CN(II)}{10 - 0{,}058 \times CN(II)} \qquad (4.6)$$

Com: CN(I) – número de escoamento para situações particularmente secas
CN(II) – número de escoamento correspondente a uma normal condição antecedente de humidade do solo (Quadros 4.5 e 4.6)

- Números de escoamento, CN(III), para situações particularmente húmidas:

$$CN(III) = \frac{23 \times CN(II)}{10 + 0{,}13 \times CN(II)} \qquad (4.7)$$

Com: CN(I) – número de escoamento para situações particularmente húmidas
CN(II) – número de escoamento correspondente a uma normal condição antecedente de humidade do solo (Quadros 4.5 e 4.6)

Se uma bacia for submetida a uma precipitação de intensidade constante uniformemente distribuída sobre toda ela, uma situação de equilíbrio é atingida quando a duração da precipitação útil ultrapassa o tempo de concentração. A partir desse momento o caudal escoado na secção de saída da bacia é igual à intensidade da precipitação útil.

- Caudal de ponta de cheia:

$$Q_p = \frac{I_u \times A \times K}{3{,}6} \qquad (4.8)$$

Com: Q_p – caudal de ponta de cheia [m^3/s]
A – área da bacia drenante [km^2]
K – factor de ponta, que pode variar entre 1, no caso de bacias muito declivosas e 0,5 no caso de bacias muito planas (nos cálculos habituais utiliza-se k=0,75)
I_u – intensidade da precipitação útil [mm/h], calculado adiante na expressão (4.10)

Uma vez que a intensidade de precipitação diminui com o período da pluviosidade, a duração, t, de uma chuvada para a situação mais gravosa pode ser calculada pela expressão (4.9):

- Duração da precipitação total para a situação mais gravosa:

$$t = t_c + t_0 \tag{4.9}$$

Com: t – duração da precipitação total para a situação mais gravosa [h]
t_c – tempo de concentração [h]
t_0 – tempo que decorre até à precipitação acumulada correspondente às perdas iniciais [h]

Para calcular t_0 é necessário recorrer ao seguinte procedimento iterativo:

1º) Assumir que $t_0 = 0$
2º) Calcular $t = t_0 + t_c$
3º) Calcular a intensidade de precipitação, I, correspondente a uma duração de chuvada, t, recorrendo, por exemplo, a curvas IDF
4º) Calcular as perdas iniciais, I_a, pela expressão (4.3)
5º) Estimar $t_0 = I_a / I$
6º) Efectuar o procedimento iterativo até existir igualdade entre os membros da equação

Obtido o valor de t_0, é possível calcular a intensidade de precipitação correspondente a uma chuvada de duração $t = t_c + t_0$, calculando a precipitação útil através da expressão (4.4), e a intensidade de precipitação útil pela expressão (4.10).

- Intensidade da precipitação útil:

$$I_u = \frac{P_u}{t_p} \tag{4.10}$$

Com: I_u – intensidade da precipitação útil [mm/h]
P_u – precipitação útil [mm]
t_p – tempo de crescimento ou tempo para a ponta [h], conforme a expressão (4.11)

- Tempo de crescimento:

$$t_p = \frac{1}{2} \times t_r + 0{,}6 \times t_c \qquad (4.11)$$

Com: t_p – tempo de crescimento [h]
t_r – duração da precipitação útil [h]
t_c – tempo de concentração [h]

- Duração da chuvada útil:

$$t_r = t - t_0 \qquad (4.12)$$

Com: t_r – duração da chuvada útil [h]
t – duração da precipitação total para a situação mais gravosa [h]
t_0 – tempo que decorre até choverem as perdas iniciais [h]

É de realçar que a expressão (4.8) é muito sensível ao valor da precipitação, pelo que se recomenda muito cuidado no cálculo das curvas IDF e na escolha do valor da duração da chuvada *(Oliveira 1996)*.

Este método aplica-se a bacias hidrográficas com áreas inferiores a 8 km^2 e declives médios inferiores a 30%.

4.2 - TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O tempo de concentração, t_c, é o tempo necessário para que uma gota de água caída no ponto hidraulicamente mais afastada da bacia atinja a secção considerada.

4.2.1 - SOIL CONSERVATION SERVICE

O tempo de concentração, t_c, de uma bacia hidrográfica é calculado recorrendo ao tempo de atraso, tl, pela seguinte expressão, aplicável para precipitações uniformes sobre a bacia

hidrográfica:

$$t_c = 1{,}67 \times t_l \tag{4.13}$$

Com: t_c – tempo de concentração [h]
t_l – tempo de atraso [h]

O tempo de atraso é o tempo compreendido entre as ocorrências do centro de gravidade do hietograma da precipitação útil e da ponta do hidrograma. Este parâmetro pode ser calculado a partir de hietogramas e hidrogramas observados. No caso de não existirem tais registos, o tempo de atraso é:

$$t_l = \frac{L^{0,8} \times (S_{mr} + 1)^{0,7}}{734{,}43 \times i_{mb}^{0,5}} \tag{4.14}$$

Com: t_l – tempo de atraso [h]
i_{mb} – declive médio da bacia hidrográfica [%]
L – comprimento do curso de água principal da bacia [m]
S_{mr} – capacidade máxima de retenção [polegadas]

A capacidade máxima de retenção é dada por:

$$S_{mr} = \frac{1000}{CN} - 10 \tag{4.15}$$

Com: S_{mr} – capacidade máxima de retenção [polegadas]
CN – número de escoamento da bacia hidrográfica

ou

$$S_{mr} = \frac{25400}{CN} - 254 \tag{4.16}$$

Com: S_{mr} – capacidade máxima de retenção [mm]
CN – número de escoamento da bacia hidrográfica

A expressão (4.14), para calcular o tempo de atraso, foi desenvolvida a partir de dados referentes a bacias agrícolas, é indicada para ser utilizada em bacias rurais com área inferior a 2000 acres (ou 8 km^2). No caso de bacias mistas (parte urbana e parte natural), a expressão tende a sobrestimar o tempo de atraso, pelo que *Correia (1984[b])* sugere que o valor do tempo de atraso seja multiplicado por dois factores correctivos. Propôs para estes factores os ábacos representados nas figuras 4.2 e 4.3.

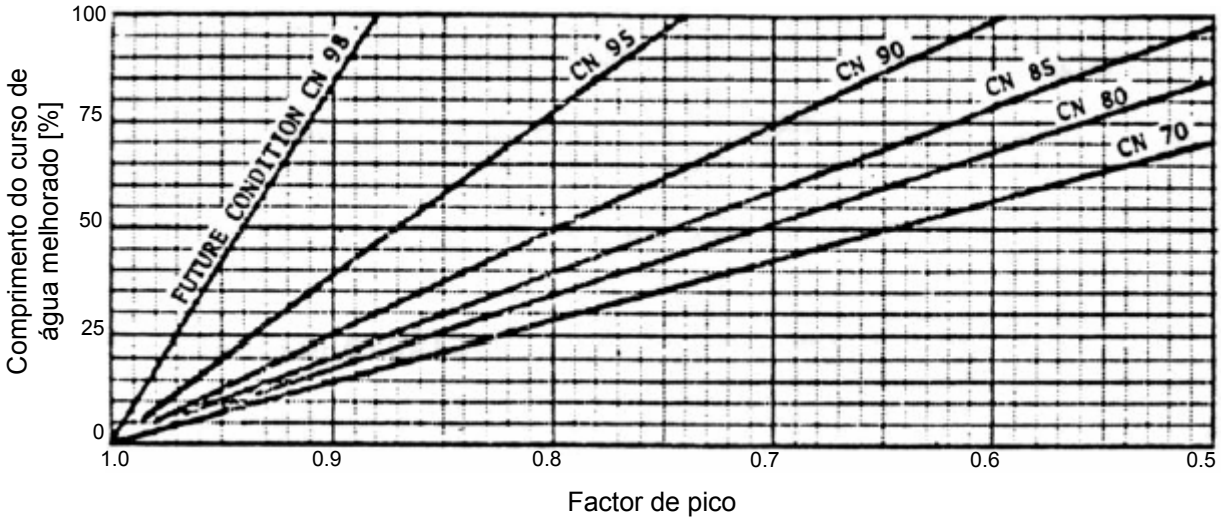


Fig. 4.2 - Factor correctivo do tempo de atraso relativo à melhoria das condições hidráulicas do escoamento canalizado *(Correia 1984[b])*.

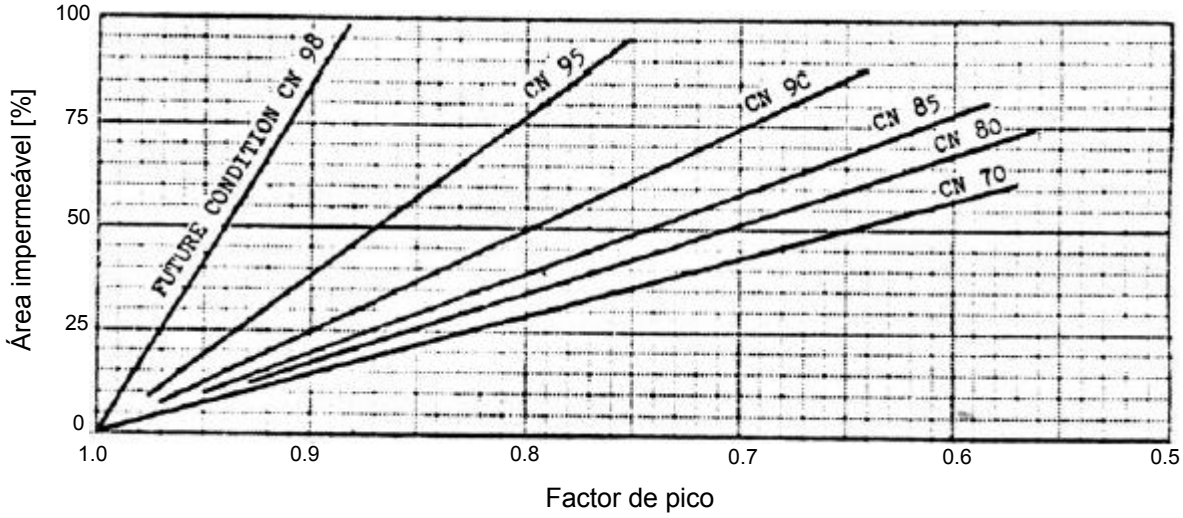


Fig. 4.3 - Factor correctivo do tempo de atraso relativo à percentagem da área impermeável *(Correia 1984[b])*.

O primeiro factor correctivo, a obter a partir do ábaco da figura 4.2, é relativo à percentagem do comprimento do curso de água em que houve melhorias das condições de escoamento. O segundo, a obter a partir do ábaco da figura 4.3, é relativo à percentagem de área impermeável na bacia hidrográfica.

4.2.2 - TEMEZ

Temez (1978) analisou várias bacias espanholas e propôs a seguinte expressão:

$$t_c = 0{,}3 \times \left(\frac{L}{i_m^{0{,}25}}\right)^{0{,}76} \qquad (4.16)$$

Com: t_c – tempo de concentração [h]
i_m – declive médio do curso de água principal da bacia [m/m]
L – comprimento do curso de água principal da bacia [Km]

A expressão anterior poderá ser utilizada em bacias hidrográficas naturais com áreas até 3000 km^2.

4.2.3 - VENTURA

Ventura sugere a seguinte expressão:

$$t_c = 240 \times \left(\frac{A \times L}{\Delta h}\right)^{0{,}5} \qquad (4.17)$$

Com: t_c – tempo de concentração [min]
A – área da bacia hidrográfica [km^2]
L – comprimento do curso de água principal da bacia [Km]
Δh – diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal [m]

A *Brisa (1988)* refere que se aplica a bacias naturais com tempos de concentração superiores a 5 min.

4.3 - PERÍODO DE RETORNO

No cálculo de caudais de ponta de cheia para os quais deve dimensionar-se as estruturas de drenagem, é fundamental a escolha do período de retorno, T, variável associada à probabilidade de ocorrência daqueles caudais e, consequentemente, à sua magnitude.

Assim, considera-se que o período de retorno, T, é o intervalo de tempo que decorre, em média, para que um determinado evento seja igualado ou excedido.

A escolha do período de retorno, T, requer um exame aprofundado das consequências para pessoas e bens, no caso do caudal de ponta de cheia para o qual foi dimensionada a bacia de retenção ser excedido.

Existe o **risco** do caudal associado a um certo período de retorno, T, ser excedido num dado intervalo de tempo C.

- Risco:

$$\gamma = 1 - (1 - \frac{1}{T})^{C} \qquad (4.18)$$

Com: γ – risco
T – período de retorno [anos]
C – intervalo de tempo [anos]

Assim podemos escolher o período de retorno, fixando, a priori, o risco que se aceita correr, no caso de a obra falhar dentro do seu tempo de vida.

- Período de retorno:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - \gamma)^{1/C}} \qquad (4.19)$$

Com: γ – risco
T – período de retorno [anos]
C – intervalo de tempo [anos]

Se a obra tem uma vida útil de C anos, a equação (4.19) permite calcular o período de retorno, T, fixando o "risco permissível", γ. O quadro seguinte mostra alguns valores tirados da equação (4.19).

Quadro 4.10 - Valores de período de retorno, T.

Risco permissível (γ)	Vida útil da obra (C)					
	1	10	25	50	100	200
0,01	100	995	2488	4975	9950	19900
0,10	10	95	238	475	950	1899
0,25	4	35	87	174	348	695
0,50	2	15	37	73	145	289
0,75	1,3	7,7	18	37	73	144
0,99	1,01	2,7	5,9	11	22	44

As bacias de retenção estão muitas vezes associadas a estruturas de drenagem transversal das obras rodoviárias. O período de retorno escolhido deve ser igual ou superior ao da passagem hidráulica.

Relativamente às obras de drenagem transversal, nas diversas bibliografias consultadas, existem fundamentalmente duas filosofias de abordagem:

- valor mínimo fixo de período de retorno (geralmente 100 anos).
- valor de período de retorno obtido pesando vários factores.

Nesta última abordagem, o período de retorno a considerar deve ser variável, função da importância da rodovia, por um lado, e da magnitude das consequências previsíveis causadas pela insuficiência da obra de drenagem.

Os parâmetros a considerar devem ser os seguintes:

P1*: associado à importância da via* – relaciona-se com a necessidade de garantir a circulação em ocorrência chuvosa, quer pela densidade do tráfego afectado, quer pelas dificuldades resultantes da escolha de alternativas viáveis. A sua avaliação tem por base a classificação da via e o tráfego médio diário anual (TMDA).

P2: *associado aos prejuízos/danos para a própria via* – relaciona-se com o impacte da danificação ou destruição de pavimentos e bermas, abatimentos, etc., resultantes do excesso de quantidade de água ou acção erosiva por velocidades demasiado elevadas com consequente interrupção da circulação. A avaliação deste parâmetro é feita tendo por base o aumento do tempo de percurso imposto ao tráfego por utilização de um percurso alternativo. Δt_c em % do tempo de percurso em condições normais e/ou se a estrutura afectada for um aterro, a altura (h) do mesmo.

P3: *associado aos prejuízos/danos causados a terceiros* – resultantes da inundação de áreas circundantes afectadas, devido a sobre elevações excessivas do nível de água, ou pelo arrastamento de materiais resultantes da destruição da estrada. Se as zonas afectadas têm ocupação urbana, industrial ou agrícola de valor económico relevante, será sempre atribuído o nível elevado. Nos restantes casos, tratando-se normalmente de zonas agrícolas, a classificação com nível de médio ou baixo dependerá do tipo de ocupação e utilização do solo.

O peso a atribuir a cada um dos parâmetros anteriormente definidos, varia entre 0 e 2, e é especificado nos quadros seguintes.

Quadro 4.11 - Valores de P1 *(função da importância da via)*.

IMPORTÂNCIA DA VIA	P1
Estradas Regionais e Municipais	0,5
Estradas Nacionais , Estradas Regionais e Estradas Municipais com TMDA>250	1,0
IP(s), IC(s), ou outras estradas com TMDA>2000	1,5

Quadro 4.12 - Valores de P2 *(função dos prejuízos/danos para a própria via)*.

EFEITO DOS PREJUIZOS/DANOS PROVOCADOS NA VIA	P2
Baixos (Δt_c < 25% - h < 2m)	0,5
Médios (Δt_c < 50% - h < 5m)	1,0
Elevados (Δt_c ≥ 50% - h ≥ 5m)	1,5

Quadro 4.13 - Valores de P3 *(função dos prejuízos/danos causados a terceiros)*.

EFEITO DOS PREJUIZOS/DANOS PARA TERCEIROS	P2
Baixos	0,5
Médios	1,0
Elevados	2,0

O período de retorno, T, a adoptar é função do índice I (I = P1 + P2 + P3) tal como se traduz no quadro seguinte.

Quadro 4.14 - Período de retorno mínimo a adoptar nas passagens hidráulicas.

I (I = P1 + P2 + P3)	PERÍODO DE RETORNO (Anos)
I = 1,5	20 a 25
I = 2,0	50
2,0 < I ≤ 4,0	100
I > 4,0	> 100 com análise económica e de risco

4.4 - INTENSIDADE DE PRECIPITAÇÃO

As curvas de intensidade-duração-frequência (IDF), estabelecem a relação entre a intensidade de precipitação, a duração da precipitação e o período de retorno.

A intensidade de precipitação depende portanto do período de retorno e da duração da precipitação.

$$I = f(T, t) \tag{4.20}$$

Para um período de retorno T, a intensidade de precipitação de duração t, pode ser representada por uma curva exponencial ou por uma curva hiperbólica.

- Exponencial:

$$I = a(T) \times t^{b(T)} \tag{4.21}$$

- Hiperbólica:

$$I = \frac{a(T)}{t + b(T)} \tag{4.22}$$

Os parâmetros a e b, dependem do período de retorno T e da localização da bacia em estudo, consequentemente da história pluviométrica dessa região.

No caso da curva hiperbólica, os valores dos parâmetros a e b têm de ser calculados, recorrendo aos registos do SNIRH, pois as curvas IDF do D.R. n.º 23/95 de 23 de Agosto. Apenas se aplicam à curva exponencial e quando t não excede 120 min.

O uso globalizante do D.R. n.º 23/95 de 23 de Agosto não é adequado para grandes bacias hidrográficas ou quando o dimensionamento se pretende mais rigoroso, por exemplo por razões económicas. Nestas situações mesmo usando a curva exponencial, é necessário recorrer aos registos do SNIRH e tratar estatisticamente os valores da precipitação obtidos.

As redes udométricas da responsabilidade do INAG fornecem registos de precipitações diárias máximas anuais, actualmente de obtenção muito expedita, por consulta via Internet, do SNIRH e que permitem a análise daquelas precipitações praticamente em qualquer bacia hidrográfica do território de Portugal Continental. Contudo, as bases de dados acessíveis ao público em geral, e à comunidade técnica e científica, em particular, não contemplam precipitações intensas com durações inferiores ao dia, precipitações que são as que mais frequentemente intervêm na análise de cheias em bacias hidrográficas portuguesas. Anota-se que o número de postos udográficos que permitem medições da precipitação com duração inferior ao dia é muito menor do que o número de postos que fornecem registos de precipitações diárias máximas anuais, *(Portela 2004)*.

O LNEC em 1976, apresentou diversos mapas de Portugal Continental[3], cada um contendo a representação de isolinhas da relação entre precipitações com o mesmo período de retorno e com duas durações distintas.

[3] Exemplificados no Anexo A. Fig. A5, Fig. A6, Fig. A7, Fig. A8, Fig. A9, Fig A10 e Fig. A11.

Tendo por base a Fig. A5, admite-se assim que, por exemplo na região de Braga, a máxima precipitação em 12 h e com dado período de retorno, T, represente cerca de 75% da máxima precipitação em 24 h e com aquele mesmo período de retorno, sendo aquela percentagem independente de T, uma vez que se fixem as durações da precipitação.

Pressupõe-se que a relação entre duas precipitações com durações diferentes, mas com o mesmo período de retorno, T, pode ser considerada constante, ou seja, independente daquele período.

O valor de partida $P_{24}(T)$ pode ser obtido mediante a aplicação da lei de Gumbel às precipitações máximas anuais, registadas nos postos udográficos.

Dispondo então do conjunto de pontos (t_i, I_i), os dados podem ser tratados através do método dos mínimos quadrados, conforme apresentado nos pontos 4.4.1 e 4.4.2, para obtenção dos parâmetros a e b.

4.4.1 - CURVA EXPONENCIAL

Por aplicação de logaritmos, tranformamos a expressão $I = a \times t^b$, na seguinte relação linear: $\log I = \log a + b \times \log t$.

Num gráfico com os eixos coordenados em que se marca a intensidade e a duração com graduação logarítima, a expressão $I = a \times t^b$, é portanto representada por uma recta. Facilmente calculamos pelo método dos mínimos quadrados os parâmetro que definem essa recta (b e log a) e, consequentemente, obtemos os valores dos parâmetros que pretendíamos, a e b.

4.4.2 - CURVA HIPERBÓLICA

Aplicando a mudança de variável $y = \frac{1}{I}$, à expressão $I = \frac{a}{t+b}$, obtemos a seguinte relação linear: $y = \frac{1}{a} \times t + \frac{b}{a}$.

Facilmente calculamos pelo método dos mínimos quadrados os parâmetros que definem essa recta ($\frac{b}{a}$ e $\frac{1}{a}$) e, consequentemente, obtemos os valores dos parâmetros que pretendíamos, a e b.

4.5 - GEOMETRIA E RELEVO DA BACIA HIDROGRÁFICA

4.5.1 - ÁREA

Designa-se por bacia hidrográfica de uma linha de água, a área geográfica que contribui com as suas águas de escoamento superficial ou subterrâneo para o escoamento do curso de água na secção considerada (Fig. 4.4).

Fig. 4.4 - Esquema de uma bacia hidrográfica *(Martins 2004)*.

Para se delimitar correctamente uma bacia hidrográfica é necessário dispor de uma planta plani-altimétrica (geralmente à escala 1/25000) e procurar traçar uma linha divisória de águas que separe a bacia hidrográfica considerada das vizinhas. Deve assegurar-se que essa linha não corta nenhum curso de água, que corta as curvas de nível o mais perpendicularmente possível e que dela fazem geralmente parte os pontos cotados mais altos.

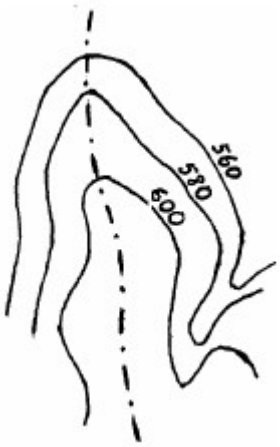


Fig. 4.5 – Traçado do divisor de águas *(Martins 2004)*.

4.5.2 - FORMA

A forma planimétrica das bacias exerce grande influência no regime dos cursos de água, sendo esta influência bastante acentuada nos caudais de cheia e menos importante nos caudais de estiagem.

Embora não seja possível sistematizar as bacias hidrográficas quanto à sua forma planimétrica, podem-se, no entanto considerar três tipos principais: alongadas, ramificadas e arredondadas.

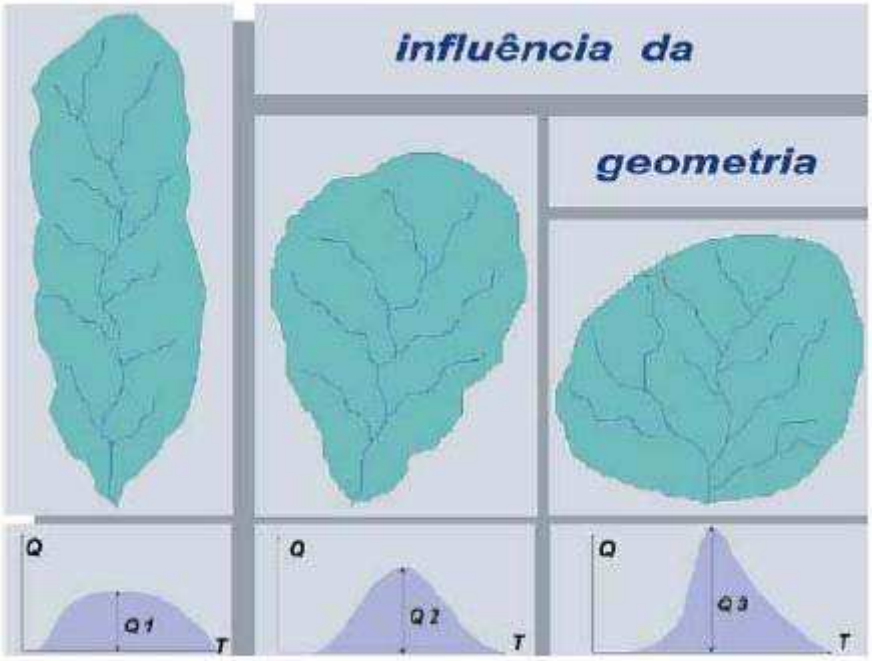


Fig. 4.6 - Bacias hidrográficas alongadas, ramificadas e arredondadas *(Martins 2004)*.

4.5.3 - RELEVO

O relevo tem uma grande importância no cálculo de caudais de ponta de cheia. Na Fig. A2 e na Fig. A3 do anexo A, apresentam-se respectivamente a carta hipsométrica e a carta de declives de Portugal Continental.

No capítulo 6 apresenta-se a análise da influência da forma da bacia hidrográfica, inclinação e coeficiente de escoamento no cálculo de vários parâmetros.

CAPÍTULO 5

DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

5 - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O dimensionamento hidráulico de uma bacia de retenção consiste, fundamentalmente, no cálculo do volume necessário ao armazenamento do caudal afluente, correspondente à precipitação com um determinado período de retorno, por forma a que o caudal máximo efluente não ultrapasse um determinado valor pré-estabelecido.

A natureza do problema a resolver, o grau de precisão requerido e a informação de que se dispõe condicionam o método de cálculo a utilizar.

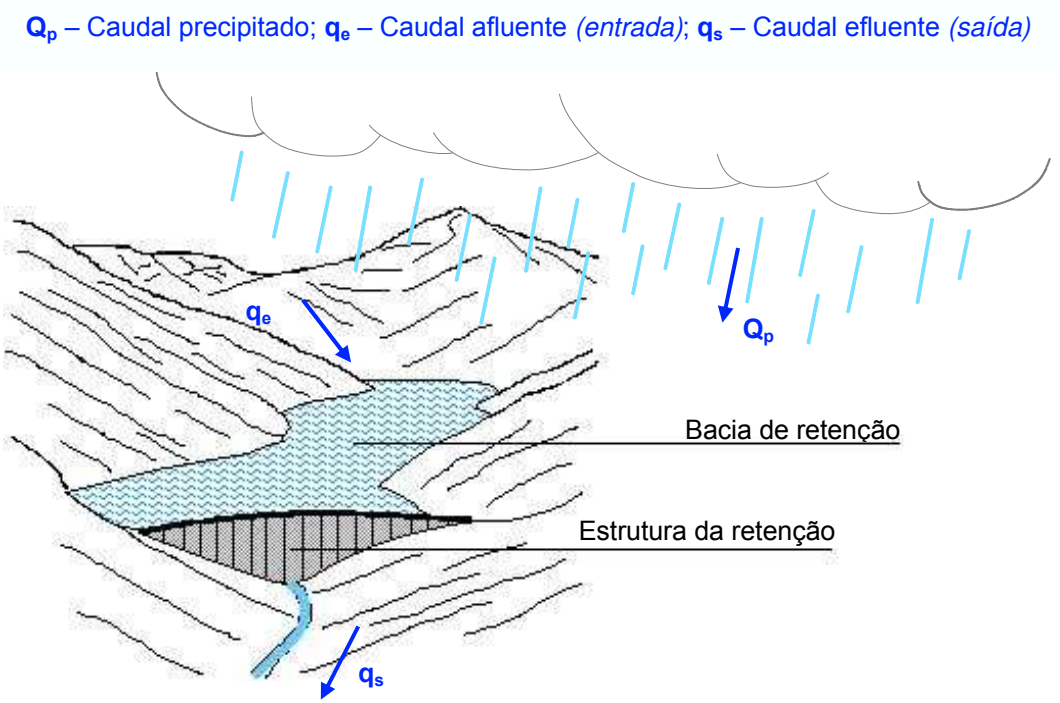


Fig. 5.1 - Bacia de retenção.

5.1 - MÉTODOS SIMPLIFICADOS

5.1.1 - MÉTODO "HOLANDÊS"

Conhecido pelo método holandês, por ter sido posto em prática inicialmente na Holanda, onde a resolução de problemas relativos à evacuação da água dos polders é importante.

Se não se dispuser de um modelo de escoamento que permita gerar o hidrograma de entrada ou hidrograma de escoamento afluente à bacia, poderá recorrer-se a este método simplificado.

Este método baseia-se no conhecimento das curvas de Intensidade-Duração-Frequência[4] (IDF) da precipitação na zona em estudo. Permite calcular o volume necessário para armazenar o caudal afluente resultante da precipitação crítica, do período de retorno T, para garantir um caudal constante q, correspondente à capacidade máxima de vazão da estrutura de drenagem a jusante.

É um método expedito, particularmente adequado na fase de pré-dimensionamento da bacia de retenção.

Considera-se uma bacia hidrográfica de área A (ha) de coeficiente de escoamento C, na qual se pretende armazenar parte do volume afluente correspondente à precipitação de período de retorno T, para restituir a jusante um caudal constante q (l/s), inferior ao afluente.

- Intensidade de precipitação para um período de retorno T:

$$I = \frac{a}{60} \times t^{b} \qquad (5.1)$$

Com: I [mm/min]
a, b – constantes
t [min]

Esta adaptação da clássica forma das curvas exponenciais (I-D-F), expressão (4.21), apresenta vantagens no que se refere à coerência das unidades.

- Caudal especifico efluente, (por unidade de área activa):

$$q_s = 6 \times \frac{q}{C \times A} \qquad (5.2)$$

Com: q_s – caudal especifico efluente [mm/min] ou [l/m^2/min]
q – caudal efluente real [m^3/s]
A – área da bacia hidrográfica [ha]

[4] No ponto B1 no Anexo B, para além da utilização da curva exponencial, também foi utilizada a curva hiperbólica, na obtenção do volume máximo de armazenamento.

- Volume específico afluente ou de entrada, (por unidade de área activa):

$$H_e = I \times t = \frac{a}{60} \times t^b \times t = \frac{a}{60} \times t^{b+1} \qquad (5.3)$$

Com: H_e [mm] ou [l/m^2]
a, b – constantes
t [min]

- Volume específico efluente *(saída)*:

$$H_s = q_s \times t \qquad (5.4)$$

Com: H_s [mm]
q_s [mm/min]
t [min]

- Volume específico armazenado:

$$H_a = H_e - H_s = \frac{a}{60} \times t^{b+1} - q_s \times t \qquad (5.5)$$

Com: H_a [mm] a, b – constantes
q_s [mm/min] t [min]

- De outra forma, trabalhando com caudais totais em vez dos anteriores (por unidade de área activa), virá:

$$V_a = V_e - V_s = \frac{a}{60} \times t^{b+1} \times A \times C - q \times t \qquad (5.6)$$

Com: V_a [l] a, b – constantes
q [l/min] A [m^2]
t [min]

- Cálculo do tempo (t_M) ao fim do qual o H_a é máximo:

$$\frac{dH_a}{dt} = (b+1) \times \frac{a}{60} \times t^b - q_s$$

$$\frac{a}{60} \times (b+1) \times t^b - q_s = 0$$

$$t_M = \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b} \qquad (5.7)$$

Com: t_M [min] a, b – constantes
q_s [mm/min]

- Através do procedimento com caudais totais, virá:

$$t_M = \left[\frac{60 \times q}{a \times (b+1) \times A \times C} \right]^{1/b} \qquad (5.8)$$

Com: t_M [min] a, b – constantes
q [l/min] A [m^2]

- Substituindo (5.7) em (5.5):

$$H_a = \frac{a}{60} \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{(b+1)/b} - q_s \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b}$$

$$H_a = \frac{a}{60} \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right] \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b} - q_s \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b}$$

$$H_a = \left(\frac{q_s}{b+1} - q_s\right) \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b}$$

$$H_a = \frac{q_s - q_s \times (b+1)}{b+1} \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b}$$

$$H_a = -\frac{b \times q_s}{1+b} \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b} \qquad (5.9)$$

Com: H_a [mm]
q_s [mm/min]
a, b – constantes

- Com o procedimento alternativo, teriamos:

$$V_a = -\frac{b \times q_s}{1+b} \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)}\right]^{1/b} \times C \times A \qquad (5.10)$$

Com: V_a [l]
q_s [mm/min]
A [m^2]

Ou:

$$V_a = -\frac{b \times q_s}{1+b} \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)}\right]^{1/b} \times C \times A \times 10 \qquad (5.11)$$

Com: q_s – caudal especifico efluente [mm/min]
A - área da bacia de drenagem [ha]
C – coeficiente de escoamento
a, b – constantes da curva I–D-F
V_a – volume de armazenamento [m^3]

- Poderia ter-se optado por substituir (5.8) em (5.6), chegando-se a uma expressão equivalente às expressões (5.10) e (5.11):

$$V_a = \frac{a}{60} A \times C \times \left[\frac{60 \times q}{a \times (b+1) \times A \times C}\right]^{(b+1)/b} - q \times \left[\frac{60 \times q}{a \times (b+1) \times A \times C}\right]^{1/b}$$

$$V_a = -\frac{b \times q}{1+b} \times \left[\frac{60 \times q}{a \times (b+1) \times A \times C}\right]^{1/b} \qquad (5.12)$$

Com: V_a [l] a, b – constantes
A [m^2] q [l/min]

Nas figuras seguintes (5.2 e 5.3) pode observar-se graficamente o raciocínio efectuado no ponto 5.1.1 deste trabalho.

Na figura 5.2, temos:

- H_e, representa o volume específico correspondente à precipitação, expresso em mm sobre a bacia.
- H_s, representa o volume específico de saída por unidade de área activa da bacia, expresso em mm.
- H_a, representa a diferença entre o volume específico que entra (H_e) e o volume específico que sai (H_s), expresso em mm.

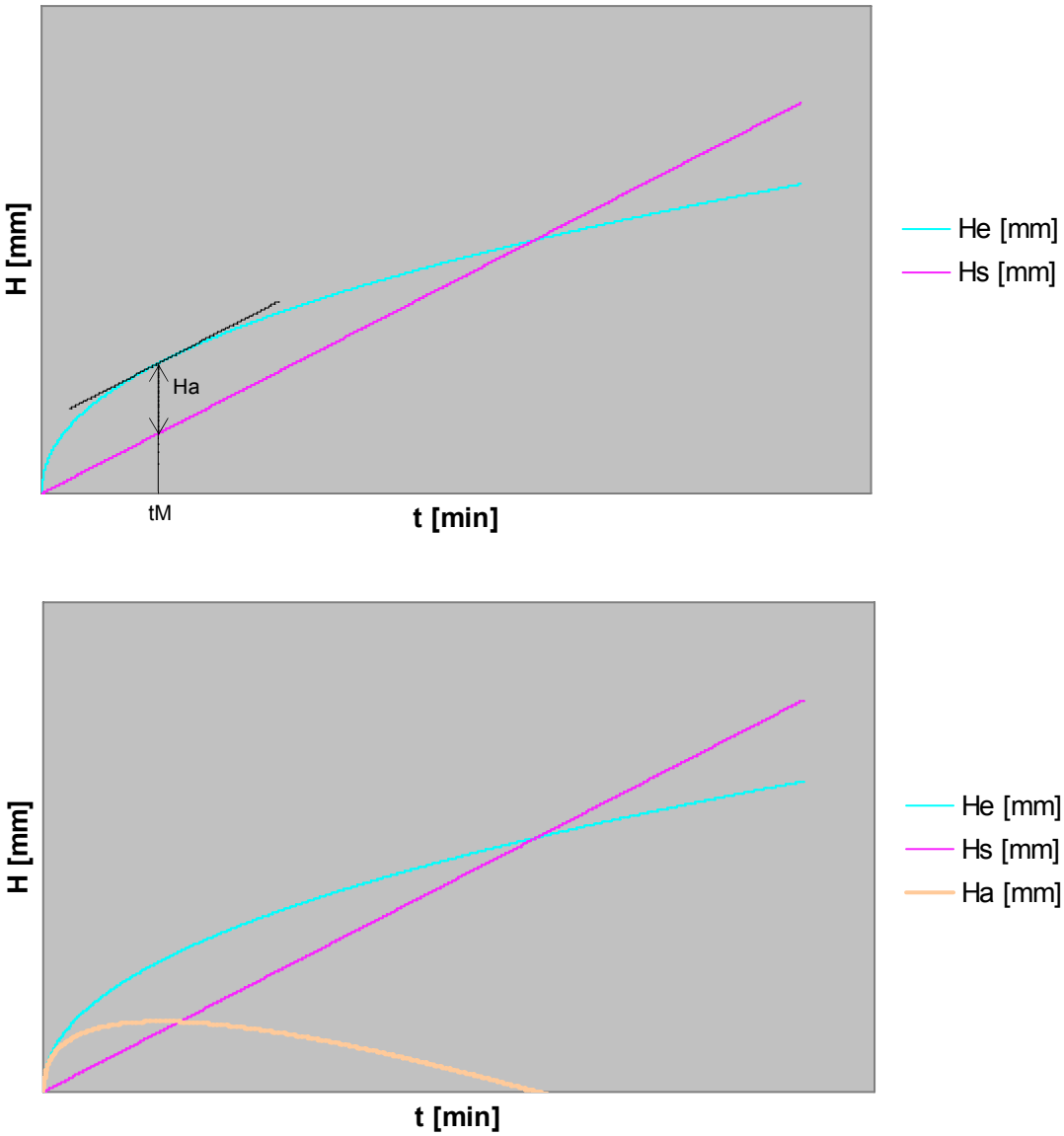


Fig. 5.2 - Método simplificado. Gráfico esquemático. H [mm] versus t [min].

Na figura 5.3, temos:

- V_e, representa o volume correspondente à precipitação, expresso em m^3.
- V_s, representa o volume de saída, expresso em m^3.
- V_a, representa a diferença entre o volume que entra (H_e) e o volume que saí (H_s), expresso em m^3.

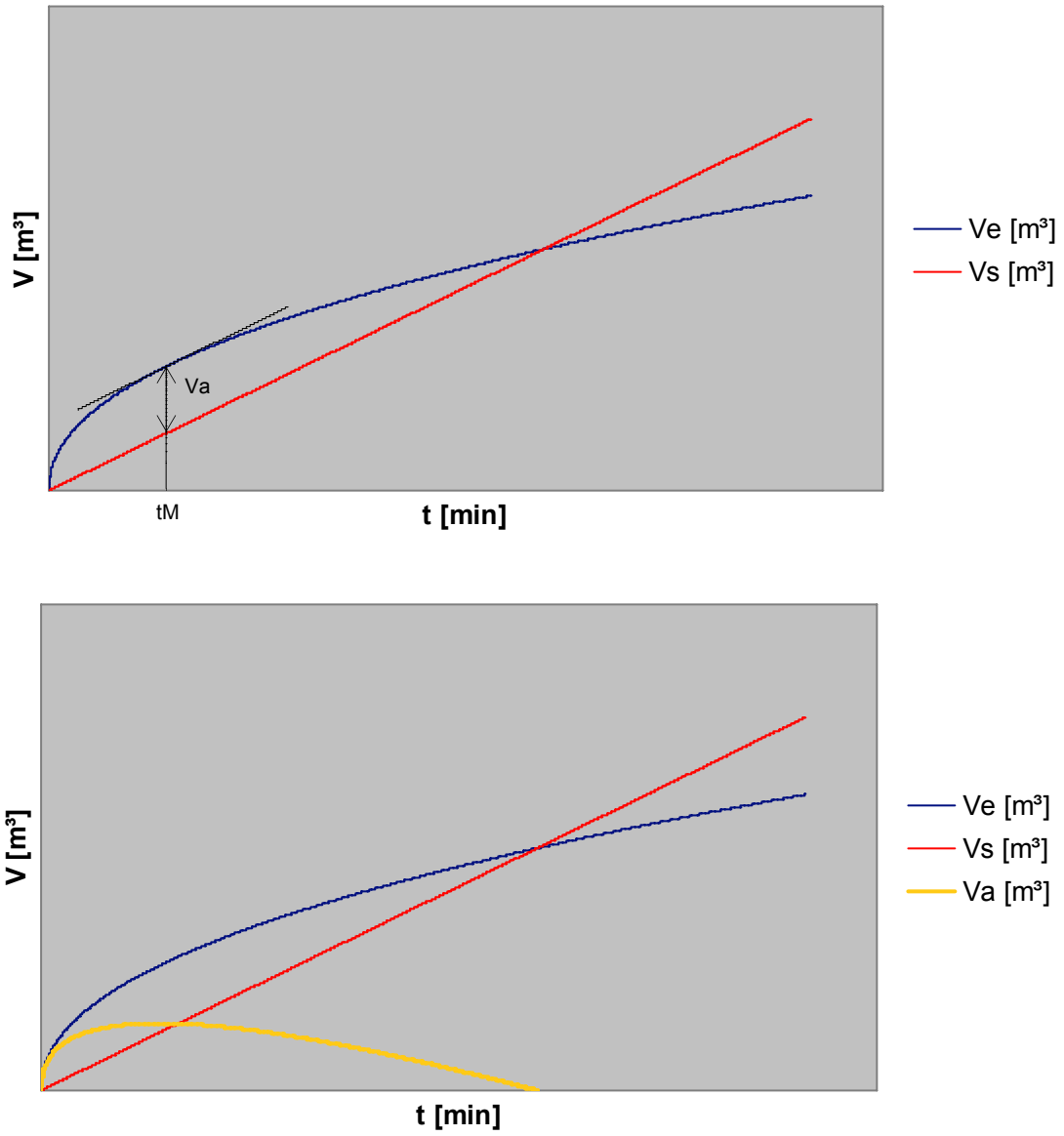


Fig. 5.3 - Método simplificado. Gráfico esquemático. V [m^3] versus t [min].

5.1.2 - MÉTODO ALTERNATIVO TENDO EM CONTA O ESVAZIAMENTO DA BACIA HIDROGRÁFICA APÓS O FINAL DA CHUVADA

No método anterior considera-se $t_d = t_M$. No entanto, o máximo volume deve ocorrer um pouco depois de acabar a chuvada, ou seja o tempo ao fim do qual o volume de armazenamento é máximo (t_M) deve ser maior do que a duração da chuvada (t_d).

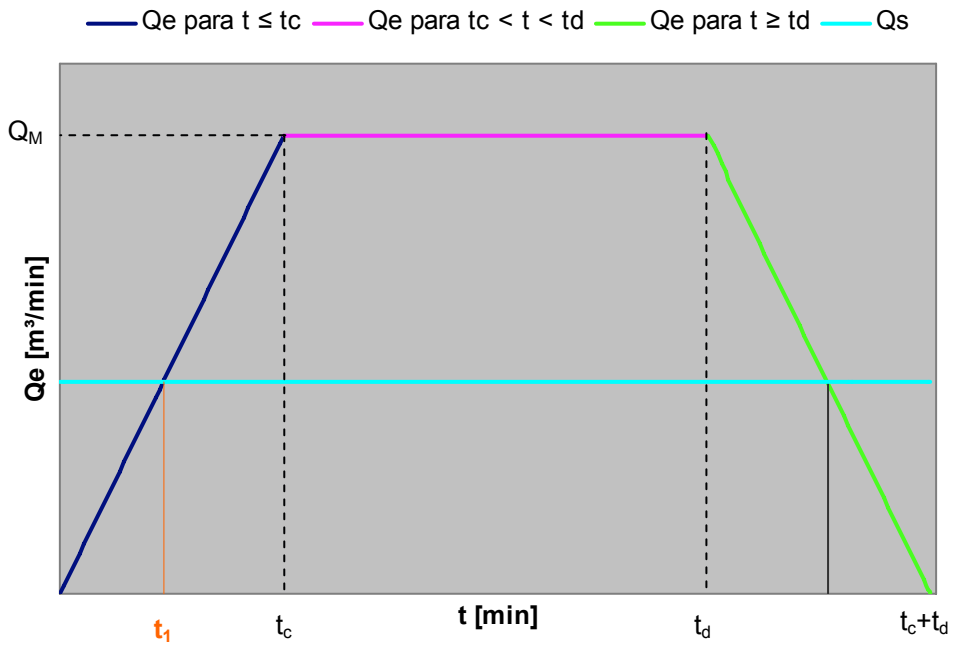


Fig. 5.4 - Diagrama para a chuvada de duração $t_M = t_d$ e bacia hidrográfica rectangular.

- $t \leq t_c$:

$$V_e = \int_0^{t_c} \frac{Q_M}{t_c} \text{ x } t \text{ x } dt$$

$$V_e = \frac{1}{2} \text{ x } \frac{Q_M}{t_c} \text{ x } t^2 \qquad (5.13)$$

Com: Q_M [m³/min]
t [min]
V_e [m³]

- V_e é mínimo quando t = 0:

$$V_{e\,min} = 0$$

- V_e é máximo quando t = t_c:

$$V_{e\,máx} = \frac{Q_M \times t_c}{2}$$

- $t_c < t < t_d$:

$$V_e = \int_0^t Q_M \times dt - \frac{Q_M \times t_c}{2}$$

$$V_e = Q_M \times t - \frac{Q_M \times t_c}{2} \qquad (5.14)$$

Com: Q_M [m^3/min]
t [min]
V_e [m^3]
t_c [min]

- V_e é mínimo quando t = t_c:

$$V_{e\,min} = \frac{Q_M \times t_c}{2}$$

- V_e é máximo quando t = t_d:

$$V_{e\,máx} = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2}$$

- $t \geq t_d$:

$$V_e = \int_{-t_c}^{t-(t_c+t_d)} - \frac{Q_M}{t_c} \times t \times dt + Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2}$$

$$V_e = \frac{\frac{t_c + t_d - t}{t_c} \times Q_M + Q_M}{2} \times (t - t_d) + Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2}$$

ou

$$V_e = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} + \frac{Q_M \times \left[- t^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times t - t_d \times (2 \times t_c + t_d)\right]}{2 \times t_c} \qquad (5.15)$$

Com: Q_M [m^3/min]
t [min]
V_e [m^3]
t_c [min]
t_d [min]

- V_e é mínimo quando $t = t_d$:

$$V_{e\,min} = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2}$$

- V_e é máximo quando $t = t_c + t_d$:

$$V_{e\,máx} = Q_M \times t_d$$

O tempo ao fim do qual ocorre a máxima diferença entre V_e e V_s, não corresponde realmente a t_d, e localiza-se entre t_d e $t_c + t_d$.

- Cálculo do volume máximo armazenado (V_a):

$$V_a = V_e - V_s$$

$$V_a = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} + \frac{Q_M \times \left[- t^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times t - t_d \times (2 \times t_c + t_d)\right]}{2 \times t_c} - q \times t \qquad (5.16)$$

Com: Q_M [m^3/min] t_c [min]
t [min] q [m^3/min]
V_e [m^3] t_d [min]

- Cálculo do tempo ($t_{corrgido}$) ao fim do qual V_a é máximo:

$$\frac{dV_a}{dt} = 0$$

$$\frac{Q}{2 \times t_c} \times (-2 \times t + 2 \times t_c + 2 \times td) - q = 0$$

$$t_{corrigido} = \frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \qquad (5.17)$$

Com:	Q_M [m^3/min]		Q_M [l/min]
	t_c [min]		t_c [min]
	q [m^3/min]	ou	q [l/min]
	t_d [min]		t_d [min]

- Substituindo (5.17) em (5.16):

$$V_a = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} - q \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] + \frac{Q_M}{2 \times t_c} \times \left[-\left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right]^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] - t_d \times (2 \times t_c + t_d) \right] \qquad (5.18)$$

Com: Q_M [m^3/min]
V_a [m^3]
t_c [min]
q [m^3/min]
t_d [min]

O volume de armazenamento máximo (V_a), é obtido através de sucessivas aproximações.

1ª aproximação:

- A duração da chuvada é igual a t_M.
- Calculo do $t_{corrigido(1)}$ através da expressão (5.17)
- Calculo do $V_{a(1)}$ através da expressão (5.18).

2ª aproximação:

- A duração da chuvada é igual a do $t_{corrigido(1)}$.
- Calculo do $t_{corrigido(2)}$ através da expressão (5.17)
- Calculo do $V_{a(2)}$ através da expressão (5.18).

...

n aproximação:

- A duração da chuvada é igual a do $t_{corrigido(n-1)}$.
- Calculo do $t_{corrigido(n)}$ através da expressão (5.17)
- Calculo do $V_{a(n)}$ através da expressão (5.18).

n +1 aproximação:

- A duração da chuvada é igual a do $t_{corrigido(n)}$.
- Calculo do $t_{corrigido(n+1)}$ através da expressão (5.17)
- Calculo do $V_{a(n+1)}$ através da expressão (5.18).

O processo termina, quando $V_{a(n+1)}<V_{a(n)}$, sendo o volume de armazanamento máximo igual a $V_{a(n)}$.

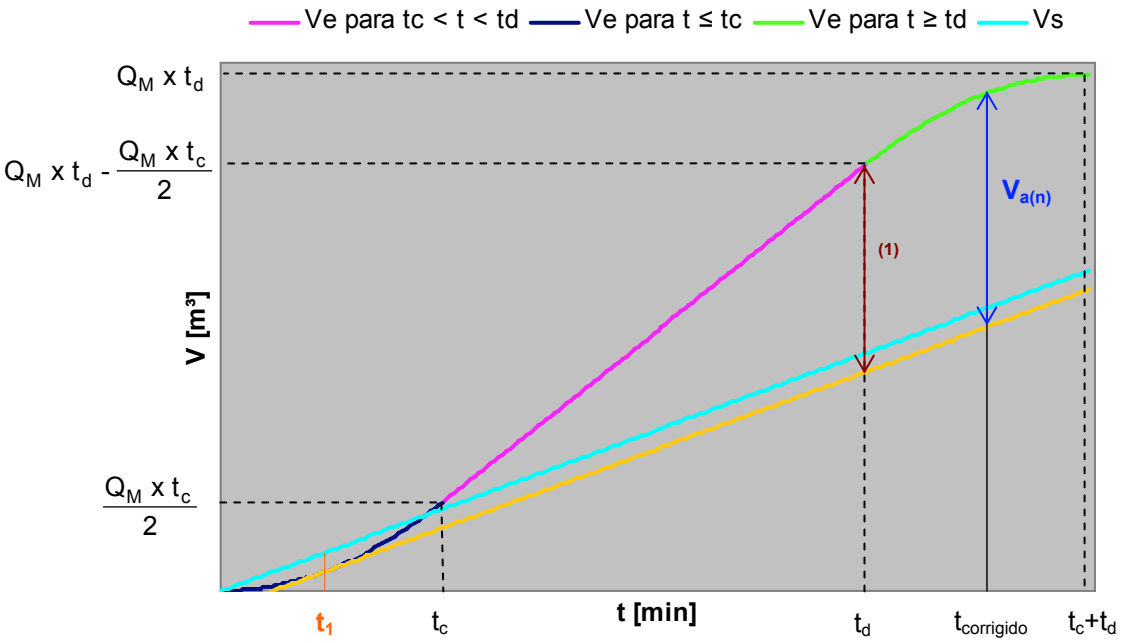


Fig. 5.5 - Gráfico esquemático do método considerando o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada.

(1) – Este volume, em príncipio correspondaria ao resultado obtido pelo método Holandês. Na realidade existem diferenças que encontram a sua causa no facto de, nos primeiros momentos do escoamento, o método Holandês simplificar em excesso e considerar que o caudal afluente é sempre superior ao caudal que passa. Tal facto na realidade não é exacto, dado que existirá um período inicial em que todo o caudal afluente, passa no dispositivo hidráulico.

t_1 – Instante em que o caudal afluente é igual ao caudal efluente.

——— - Deslocamento da recta V_s. Compensação pelo facto, de consideramos que se escoa t_1 x q, quando na realidade se escoa menos (apenas se escoa aquilo que aflui).

5.2 - MÉTODO NÚMERICO

A aplicação do método númerico pressupõe que já se definiu o local de implantação da bacia, bem como as suas características fisiográficas.

Após a determinação do volume de armazenamento, pelos métodos anteriormente apresentados (métodos simplificados), é necessário definir as dimensões (comprimento, largura e profundidade) da bacia de retenção.

No que diz respeito à forma das bacias de retenção, algumas considerações já foram feitas para as bacias secas e para as bacias com nível de água permanente no capítulo 3 (Fig. 3.4 e Fig. 3.5). Complementando essa informação é de referir que a razão comprimento/largura da bacia não deve ser inferior a 2:1.

A profundidade deve ser adequada ao enquadramento biofísico e social do local de implantação da bacia de retenção. Deve-se sempre que possível evitar profundidades elevadas. Porém, quando se opta por um h mais elevado, é necessário recorrer a medidas de segurança que podem passar, por exemplo, pela vedação completa do perímetro da bacia de retenção.

Na implantação da bacia de retenção deve privilegiar-se o recurso às condições geomorfológicas naturais evitando-se grandes movimentos de terra e consequentemente o encarecimento da obra.

O método numérico baseia-se na resolução numérica da equação dos volumes ou equação da continuidade aplicada à bacia de retenção. Ele permite resolver as situações mais complexas, correspondentes, nomeadamente, à não constância do caudal descarregado ou efluente (situação considerada nas duas metodologias expostas anteriormente).

- Expressão diferencial da equação da conservação dos volumes:

$$\frac{dV_a}{dt} = Q_e - Q_s \qquad (5.19)$$

Com: V_a – volume armazenado
Q_e – caudal afluente (entrada)
Q_s – caudal efluente (saída)

Para a utilização do método necessita-se da seguinte informação:

- S(H) – função da forma da bacia ou lei de armazenamento (área função da altura);
- $Q_s = m \times H^{\alpha}$ – lei de vazão do dispositivo de descarga;
- $Q_e = Q_e(t)$ – lei de variação do caudal afluente resultante de uma precipitação com uma determinada duração e determinado período de retorno.

- Ter-se-á a partir da expressão (5.19):

$$\Delta V_a = Q_e \, \Delta t - Q_s \, \Delta t \qquad (5.20)$$

Considerando o intervalo de tempo $t = t_{i+1} - t_i$, virá:

$$V = V_{i+1} - V_i = S\left(\frac{H_{i+1} + H_i}{2}\right) \times (H_{i+1} - H_i)$$

$$Q_e \, \Delta t = Q_e \times (t_{i+1} - t_i)$$

$$Q_s \, \Delta t = m \times \left(\frac{H_{i+1} + H_i}{2}\right)^{\alpha} \times (t_{i+1} - t_i)$$

- Resultando a expressão sob a forma de diferenças finitas:

$$\Delta V_a = Q_e \times (t_{i+1} - t_i) - m \times \left(\frac{H_{i+1} + H_i}{2}\right)^{\alpha} \times (t_{i+1} - t_i) \qquad (5.21)$$

Esta relação permite determinar por aproximações sucessivas o volume máximo encaixado pela bacia de retenção.

O valor de Δt na equação (5.20) deve ser pequeno, de modo a garantir-se maior rigor nos cálculos:

$$\frac{\partial V(t)}{\partial t} \approx \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

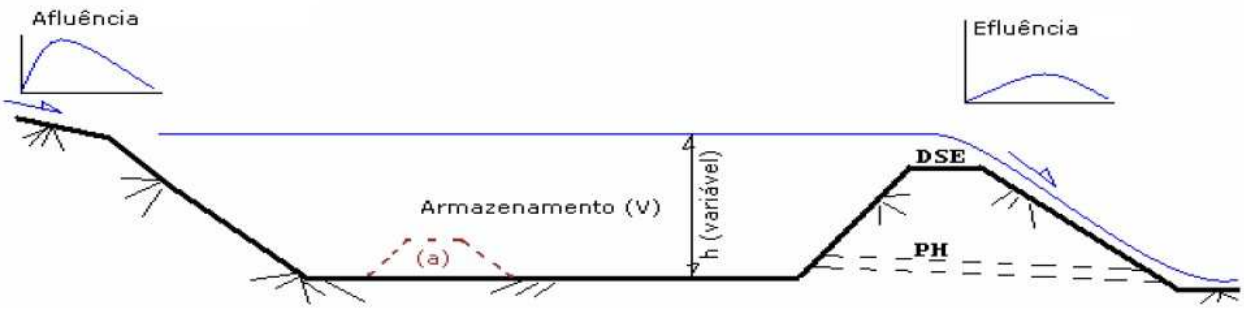


Fig. 5.6 – Exemplo ilustrativo da lógica da aplicação do método *(adaptado de Lima 2003)*.

DSE – Descarregador de soleira espessa; PH – Passagem hidráulica; (a) – Barreira transversal para limitar a deposição de sedimentos a uma área restritiva (uso facultativo).

A aplicação deste método implica que o projectista já definiu o corte longitudinal da bacia de retenção e sua forma (por exemplo trapezoidal), de modo a aplicar a fórmula correspondente, bem como o dispositivo de descarga, para poder aplicar a respectiva lei de vazão.

Depois disto, elabora-se uma folha de cálculo, onde:

- $Q_e(t)$ e $Q_e(t_{i+1})$ são os caudais de entrada na bacia de retenção em t e t+i;
- $Q_s(t)$ e $Q_s(t_{i+1})$ são os caudais de saída da bacia de retenção em t e t+i;
- S(t) s $S(t_{i+1})$ são os armazenamentos em t e t+i.

As incógnitas são Q_s e S no tempo t+i. A relação entre Q_s e S é estabelecida com base nas curvas *cota (altura) x armazenamento* e *cota (altura) x vazão*.

A curva *cota x armazenamento* é função da geometria da bacia de retenção, já a curva *cota x vazão* depende dos tipos de descarregadores da bacia de retenção.

5.2.1 - FORMA DA BACIA DE RETENÇÃO

O volume de armazenamento pode ser calculado através de expressões geométricas expressas em função da profundidade. Pode, por conseguinte, ser calculado através de mapas topográficos em formato digital introduzidos num sofware próprio (por exemplo ArcGIS), ou manualmente através do método da média das áreas ou fórmula da secção prismática.

- Método da média das áreas *(VDOT 2001)*:

$$V_{1,2} = \frac{A_1 \times A_2}{2} \times d \qquad (5.22)$$

Com: $V_{1,2}$ [m^3]
A_1 – área da superfície na elevação 1 [m^2]
A_2 – área da superfície na elevação 2 [m^2]
d – distância na vertical medida entre os dois planos [m]

- Fórmula da secção prismática *(VDOT 2001)*:

$$V = L_b \times b \times h + (L_b + b) \times z \times h^2 + \frac{1}{4} \times z^2 \times h^3 \qquad (5.23)$$

Com: V [m^3]
L_b – comprimento da base da bacia [m]
b – largura da base da bacia [m]
h – profundidade da bacia [m]
z – factor de declive dos taludes (razão entre a horizntal e a vertical)

Esta fórmula é indicada para o cálculo do volume de bacias de secção trapezoidal.

5.2.2 - DISPOSITIVO DE DESCARGA

Os dois tipos de dispositivos considerados são o descarregador de soleira espessa e a PH cujas leis de vazão se encontram expressas a seguir.

- Descarregador de soleira espessa *(Brater, King 1976)*:

$$Q = C_w \times L_d \times H^{1,5} \tag{5.24}$$

Com: Q - caudal [m^3/s]
C_w – coeficiente de vazão do descarregador
L_d – largura da crista do descarregador [m]
H – altura de água acima da crista do descarregador [m]

Um descarregador bastante empregado, é o Cipolletti, tipo de descarregador de forma trapezoidal, cuja inclinação dos lados foi determinada de forma a que o aumento de caudal devido aos pequenos triângulos laterais compensasse o efeito da contração. A inclinação dos lados é de 1 de base para 4 de altura e a fórmula do caudal do descarregador é: $Q = 1,86 \times L_d \times H^{1,5}$ *(Manzanares 1980)*.

- Passagem hidráulica (PH):

O funcionamento hidráulico de uma conduta (frequentemente designada por aqueduto, quando se trata de uma PH), depende do modo como o escoamento é controlado. O controlo do escoamento pode ser feito a montante ou a jusante, possibilitando:

- escoamento com superfície livre ao longo de todo o aqueduto, estando a entrada do mesmo livre;

- escoamento com superfície livre ao longo de todo o aqueduto, estando a entrada do mesmo afogada;

- escoamento sob pressão ao longo de todo o aqueduto.

Quando o controlo do escoamento é a montante, a capacidade de vazão do aqueduto é controlada pela altura de água a montante, pela geometria da estrutura de entrada e pela inclinação longitudinal da soleira do aqueduto.

Em termos práticos, sempre que possível devem considerar-se os tipos de escoamentos com superfície livre e controlo a montante (escoamentos tipo I e V do Quadro 5.1), pois nestes tipos de escoamentos, o caudal admitido apenas é condicionado pela altura de água a montante, pelo tipo de estrutura de entrada e inclinação do aqueduto.

No dimensionamento das bacias de retenção efectuado no capitulo 6, considerou-se apenas os escoamentos tipo I (quando a bacia de retenção está a começar a encher e portanto Hw/D<1,5) e tipo V (numa fase posterior do enchimento, quando Hw/D≥1,5).

Na Fig. 5.7 apresenta-se a simbologia utilizada nas alíneas subsequentes (*adaptado de Martins 2000)*.

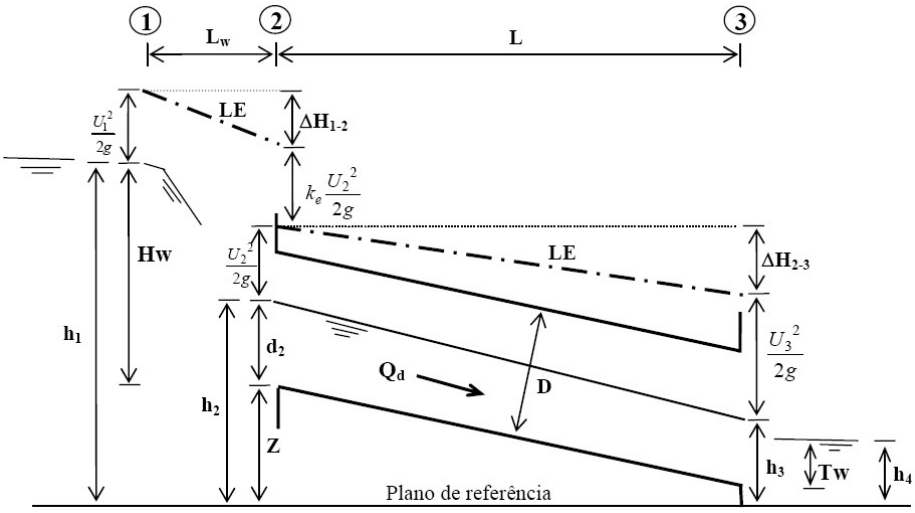


Fig. 5.7 – Aqueduto tipo. Simbologia utilizada.

De acordo com as alturas de água a montante e a jusante e as características geométricas das passagens hidráulicas, diversos autores *(Chow 1959, Bodhaine 1976, French 1986 e Ramsbottom e Rickard 1997)*, consideram seis tipos de escoamento através de aquedutos, cujas principais características se apresentam a seguir.

Quadro 5.1 – Tipos de escoamento através de aquedutos
(adaptado de Bodhaine 1976 e de French 1986).

Tipos do escoamento	Forma de escoamento	Controlo do escoamento	Hw/D	Tw/D	Tw/h_c
I	Superfície livre	Entrada	< 1,5	≤ 1,0	< 1,0
II	Superfície livre	Saída	< 1,5	≤ 1,0	≈ 1,0
III	Superfície livre	Saída	< 1,5	≤ 1,0	> 1,0
IV	Sob pressão	Saída	> 1,0	> 1,0	-
V	Superfície livre	Entrada	≥ 1,5	≤ 1,0	-
VI	Sob pressão	Saída	≥ 1,5	≤ 1,0	-

ESCOAMENTO TIPO I – ALTURA CRÍTICA A MONTANTE

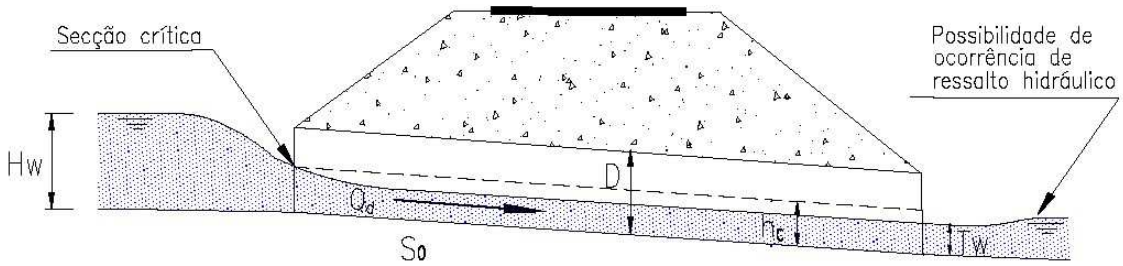


Fig. 5.8 – Escoamento tipo I *(Martins 2000)*.

Equação de dimensionamento adaptada de *Bodhaine 1976* e *French 1986*:

$$Q_d = C_D \times A_c \times \sqrt{2 \times g \times (Hw + \alpha_1 \times \frac{U_1^2}{2 \times g} - h_c - \Delta H_{1-2})} \qquad (5.25)$$

$Hw/D<1,5$ $\qquad$ $Tw/D\leq1,0$ $\qquad$ $Tw/h_c<1,0$

ESCOAMENTO TIPO II – ALTURA CRÍTICA A JUSANTE

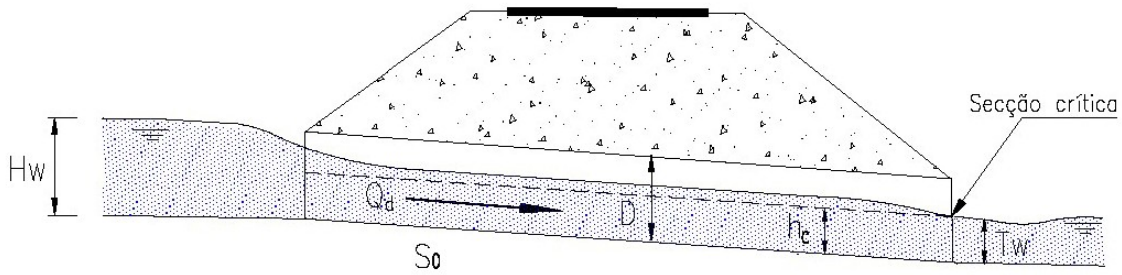


Fig. 5.9 – Escoamento tipo II *(Martins 2000)*.

Equação de dimensionamento adaptada de *Bodhaine 1976* e *French 1986*:

$$Q_d = C_D \times A_c \times \sqrt{2 \times g \times (Hw + z + \alpha_1 \times \frac{U_1^2}{2 \times g} - h_c - \Delta H_{1-2} - \Delta H_{2-3})} \qquad (5.26)$$

$Hw/D<1,5$ $\qquad$ $Tw/D\leq1,0$ $\qquad$ $Tw/h_c\approx1,0$

ESCOAMENTO TIPO III – ESCOAMENTO LENTO EM TODO O AQUEDUTO

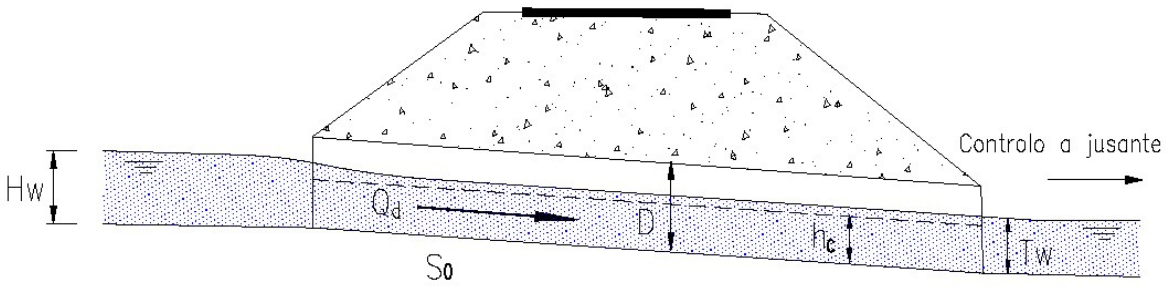


Fig. 5.10 – Escoamento tipo III *(Martins 2000)*.

Equação de dimensionamento adaptada de *Bodhaine 1976* e *French 1986*:

$$Q_d = C_D \times A_c \times \sqrt{2 \times g \times (Hw + z + \alpha_1 \times \frac{U_1^2}{2 \times g} - h_3 - \Delta H_{1-2} - \Delta H_{2-3})} \qquad (5.27)$$

$Hw/D<1,5$ $\qquad$ $Tw/D\leq1,0$ $\qquad$ $Tw/h_c>1,0$

ESCOAMENTO TIPO IV – SAÍDA SUBMERSA

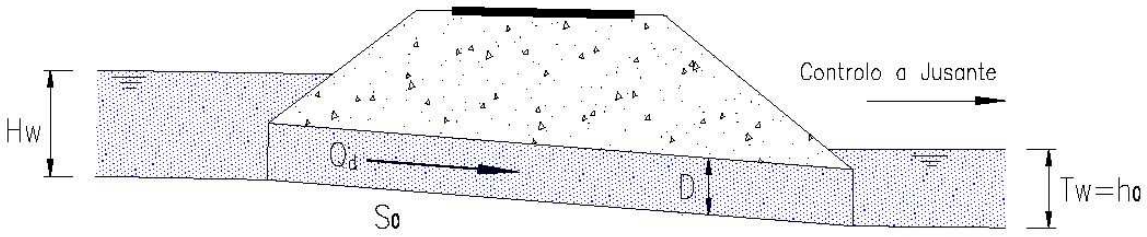


Fig. 5.11 – Escoamento tipo IV *(Martins 2000)*.

Equação de dimensionamento adaptada de *Bodhaine 1976* e *French 1986*:

$$Q_d = C_D \times A \times \left(\frac{2 \times g \times (Hw - Tw)}{1 + (29 \times C^2 \times n^2 \times \frac{L}{R^{4/3}})} \right)^{1/2} \qquad (5.28)$$

$Hw/D<1,0$ $\qquad$ $Tw/D>1,0$

ESCOAMENTO TIPO V – ENTRADA AFOGADA E REGIME RÁPIDO

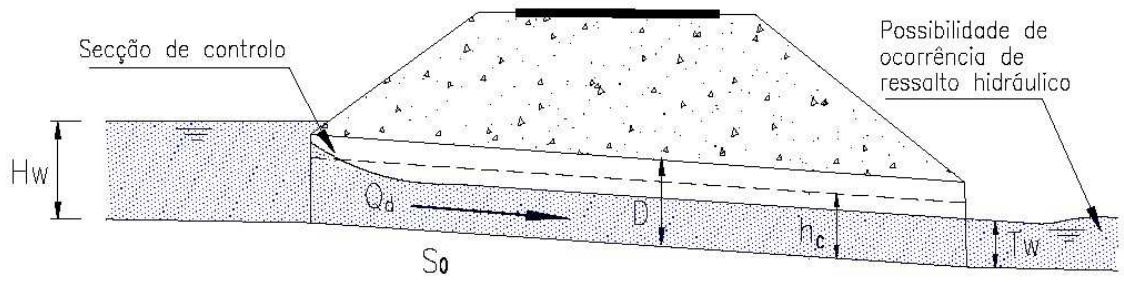


Fig. 5.12 – Escoamento tipo V *(Martins 2000)*.

Equação de dimensionamento adaptada de *Bodhaine 1976* e *French 1986*:

$$Q_d = C_D \times A \times \sqrt{2 \times g \times Hw} \qquad (5.29)$$

Hw/D≥1,5 Tw/D≤1,0

ESCOAMENTO TIPO VI – SECÇÃO CHEIA COM SAÍDA LIVRE

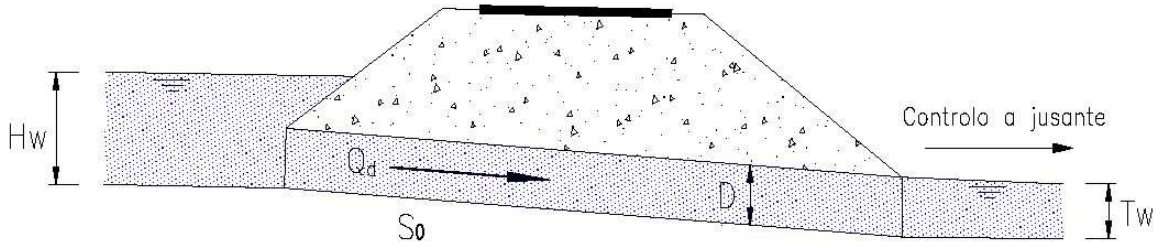


Fig. 5.13 – Escoamento tipo VI *(Martins 2000)*.

Equação de dimensionamento adaptada de *Bodhaine 1976* e *French 1986*:

$$Q_d = C_D \times A \times \sqrt{2 \times g \times (Hw + z - h_3 - \Delta H_{2-3})} \qquad (5.30)$$

Hw/D≥1,5 Tw/D≤1,0

A – área da secção transversal da conduta [m^2]

A_c – área crítica de escoamento [m^2]

C_D – coeficiente de vazão

D – diâmetro ou altura da secção transversal de um aqueduto [m]

g – aceleração da gravidade [m^2/s]

h_c – altura crítica [m]

h_o – parâmetro que depende da altura de água a jusante [m]

Hw – altura de água acima da soleira na secção de montante [m]

Q_d – caudal de dimensionamento [m^3/s]

S_o – inclinação da soleira do canal

Tw – altura de água acima da soleira à saída de aqueduto [m]

U – velocidade média do escoamento [m/s]

α – coeficiente de Coriolis

n – coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning-Strickler

R – raio hidráulico [m]

Para o escoamento livre e entrada afogada (escoamento tipo V), o dimensionamento hidráulico pode ser efectuado da mesma forma que o escoamento por orifícios, em que o coeficiente de vazão do orifício, C_D, pode ser determinado pelo Quadro 5.2.

Para outros tipos de escoamento com superfície livre, como é o caso do escoamento com altura critica à entrada (escoamento tipo I), o dimensionamento pode ser efectuado como se de um descarregador se tratasse, considerando um coeficiente de vazão, C_D, cujo valor pode ser determinado pelos ábacos das Fig. 5.14, Fig. 5.15 e Fig. 5.16.

Quadro 5.2 – Coeficiente de vazão. Escoamento tipo V
(adaptado de Bodhaine 1976 e de French 1986).

Hw/D	r/D ou w/D						
	0,00	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,14
1,4	0,44	0,46	0,49	0,50	0,50	0,51	0,51
1,5	0,46	0,49	0,52	0,53	0,53	0,54	0,54
1,6	0,47	0,51	0,54	0,55	0,55	0,56	0,56
1,7	0,48	0,52	0,55	0,57	0,57	0,57	0,57
1,8	0,49	0,54	0,57	0,58	0,58	0,58	0,58
1,9	0,50	0,55	0,58	0,59	0,60	0,60	0,60
2,0	0,51	0,56	0,59	0,60	0,61	0,61	0,62
2,5	0,54	0,59	0,62	0,64	0,64	0,65	0,66
3,5	0,55	0,61	0,64	0,66	0,67	0,69	0,70
3,0	0,57	0,62	0,65	0,67	0,68	0,70	0,71
4,0	0,58	0,63	0,66	0,68	0,70	0,71	0,72
5,0	0,59	0,64	0,67	0,69	0,71	0,72	0,73

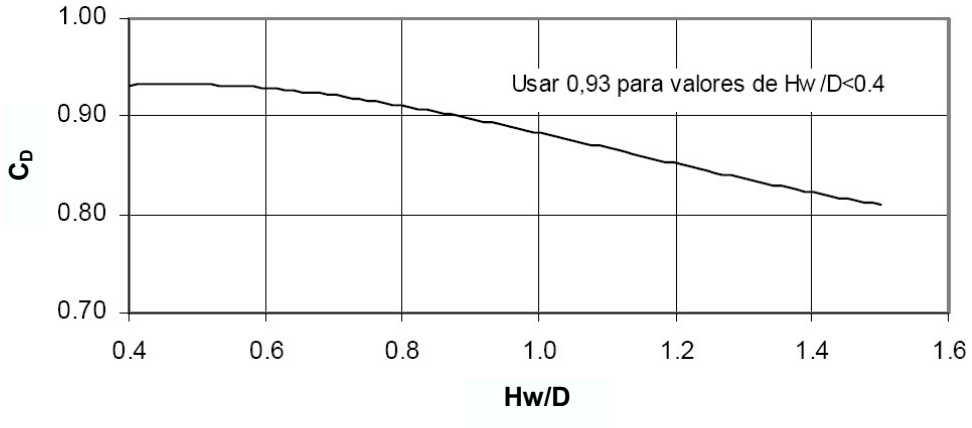


Fig. 5.14 – Coeficiente de vazão para escoamentos dos tipos I, II e III. Estrutura de entrada com os bordos em aresta viva *(adaptado de Bodhaine 1976)*.

A determinação dos coeficientes de vazão dos escoamentos do tipo I, II e III pode ser efectuada pelo ábaco da Fig. 5.14, no caso de estruturas de entrada com muro de testa vertical. Se os bordos da

estrutura de entrada forem arredondados ou em bisel, os valores obtidos pela Fig. 5.14 devem ser corrigidos de acordo com as Fig. 5.15 e Fig. 5.16.

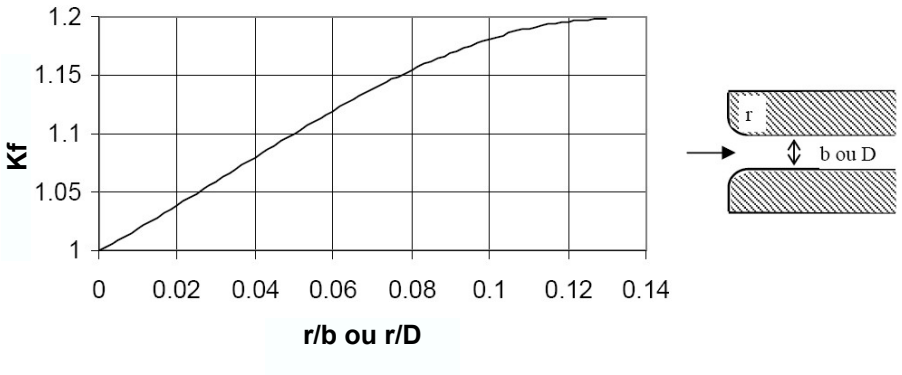


Fig. 5.15 – Aqueduto com os bordos de entrada arredondados. Correcções ao coeficiente de vazão *(adaptado de Bodhaine 1976)*.

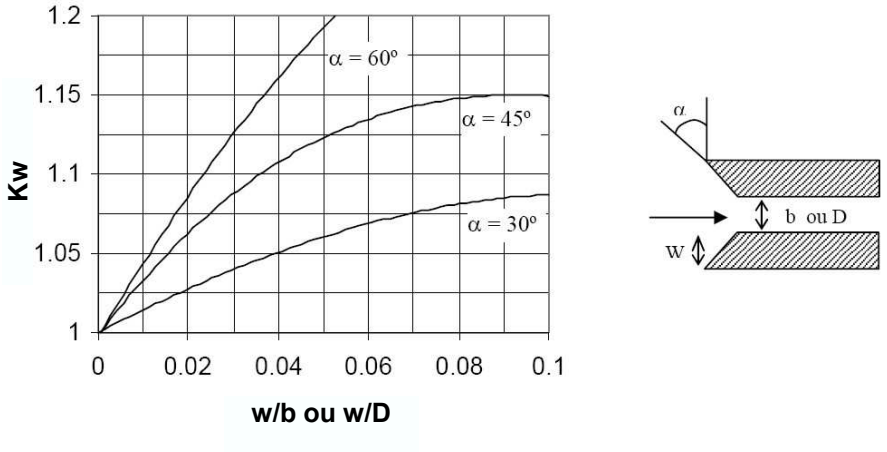


Fig. 5.16 – Aqueduto com os bordos de entrada bisel. Correcções ao coeficiente de vazão *(adaptado de Bodhaine 1976)*.

Existem casos em que se dimensiona para inclinações fracas, de modo a validar as fórmulas de movimento uniforme. No entanto, a gama de declives mais desejável no aqueduto corresponde a situações de declive forte. Nestes casos, o escoamento é crítico na secção de entrada do aqueduto e em regime rápido ao longo de toda a conduta, desde que a altura de água a jusante não seja superior à altura crítica.

A altura crítica no interior do tubo, resultado da aplicação da expressão geral, de que esta altura de água é a que conduz à mínima energia de escoamento:

$$\frac{dH}{dy} = 0 \quad \text{ou} \quad \frac{Q^2 \times L}{g \times S^3} = 1 \tag{5.31}$$

Aplicando esta expressão geral às condutas circulares[5], a altura critica do escoamento, é traduzida por:

$$h_c = \frac{D}{2} \times (1 - \cos\frac{\theta}{2}) \tag{5.32}$$

$$\theta = \sin\theta + 8 \times (\frac{Q_d^2}{g})^{1/3} \times (\sin\frac{\theta}{2})^{1/3} \times D^{-5/3} \tag{5.33}$$

Com: Q_d – caudal de dimensionamento calculado conforme o tipo de escoamento [m^3/s]
D – diâmetro da conduta [m]
θ – ângulo definido na Fig. 5.17 em radianos
h_c – altura critica [m]

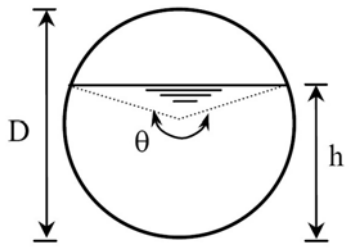


Fig. 5.17 – Geometria de uma secção circular.

Nas expressões que permitem o cálculo do caudal de dimensionamento, o coeficiente de Coriolis (α), ou coeficiente de energia cinética define-se como a relação entre as potências cinéticas referentes ao escoamento real e ao escoamento fictício. Numa secção com velocidade uniforme: α=1. Quanto mais uniforme for a distribuição de velocidades, mais próximo da unidade será α. Em escoamentos uniformes em condutas de secção circular, o valor de α é de 2 para o regime laminar e cerca de 1,1 para o regime turbulento.

[5] No dimensionamento hidráulico efectuado no capítulo 6, apenas consideramos orifícios circulares. No entanto, no anexo B apresentamos a expressão para a altura critica do escoamento em secções trapezoidais.

A velocidade média de escoamento é dada pela fórmula de Manning-Strickler:

$$U = \frac{1}{K} \times R^{2/3} \times J^{1/2} \qquad (5.34)$$

Com: U – velocidade média [m/s]

K – coeficiente da fórmula de Manning-Strickler (Quadro 5.3)

J – perda de carga unitária

R – raio hidráulico [m]

$\frac{1}{K}$ – coeficiente de rugosidade

No Quadro 5.3 apresenta-se o coeficiente da fórmula de Manning-Strickler.

Quadro 5.3 – Coeficiente da fórmula de Manning-Strickler

(Martins 2000).

Caracteristicas	K [$m^{1/3}/s$]
<u>Paredes muito lisas:</u>	
Revestimento de argamassa de cimento e areia muito lisa; chapa metálica sem soldadura saliente ……..…..	100 a 90
Aragamassa alisada……..	85
<u>Pareds lisas:</u>	
Reboco ordinário; grés ……	80
Betão liso; superfície betuminsa lisa ……	75
Alvenaria ordinária …….....	70
<u>Paredes rugosas:</u>	
Betão áspero ou velho; alvenaria velha ou mal acabada; superfície betuminosa rugosa; terra muito regular ……	60
<u>Paredes muito rugosas:</u>	
Terras muito irregulares com vegetação; cursos de água regulares com leitos rugosos .	50
Terras em más condições, rios sobre calhaus ……	40
Terrenos completamente abandonados; rios com muito transporte sólido ……	20 a 15

No caso de não haver singularidades no interior do aqueduto, consideram-se apenas as perdas de carga à entrada do aqueduto, caracterizada pelo coeficiente K_e, e a perda de carga à saída, em que se admite $K_s = 1$.

No Quadro 5.4 apresentam-se valores para o coeficiente K_e da expressão para o cálculo das perdas de carga localizadas à entrada de aquedutos, em função da forma e do material da estrutura de entrada.

Quadro 5.4 – Coeficiente de perda de carga na entrada de aquedutos
*(*adaptado de *U. S. Corps Engineers 1993)*.

Aquedutos	Descrição	Valores de K_e
Tubos de betão	Campânula saliente	0,2
	Com muros de ala (α=0º a α=90º) e campânula no extremo	0,2
	Com muros de ala (α=0º a α=90º) e arredondado	0,2
	Secção terminal pré-fabricada de acordo com o talude	0,5
Tubos de metal ondulado	Extremo saliente	0,9
	Com muros de ala (α=0º a α=90º)	0,5
	Chanfrado de acordo com talude	0,7
	Secção terminal pré-fabricada de acordo com o talude	0,5
Caixa de betão armado	Com muro de ala ou de cabeceira com arestas angulosas, α=0º	0,7
	Com muro de ala ou de cabeceira com arestas angulosas, 10º<α<25º ou α=90º	0,5
	Com muro de ala ou de cabeceira com arestas angulosas, 10º<α<25º	0,4
	Com muro de cabeceira e três arestas arredondadas	0,2
	Com muros de ala (α=30º a α=75º) e aresta superior arredondada	0,2

5.3 - SINTESE DO DIMENSIONAMENTO DA BACIA DE RETENÇÃO

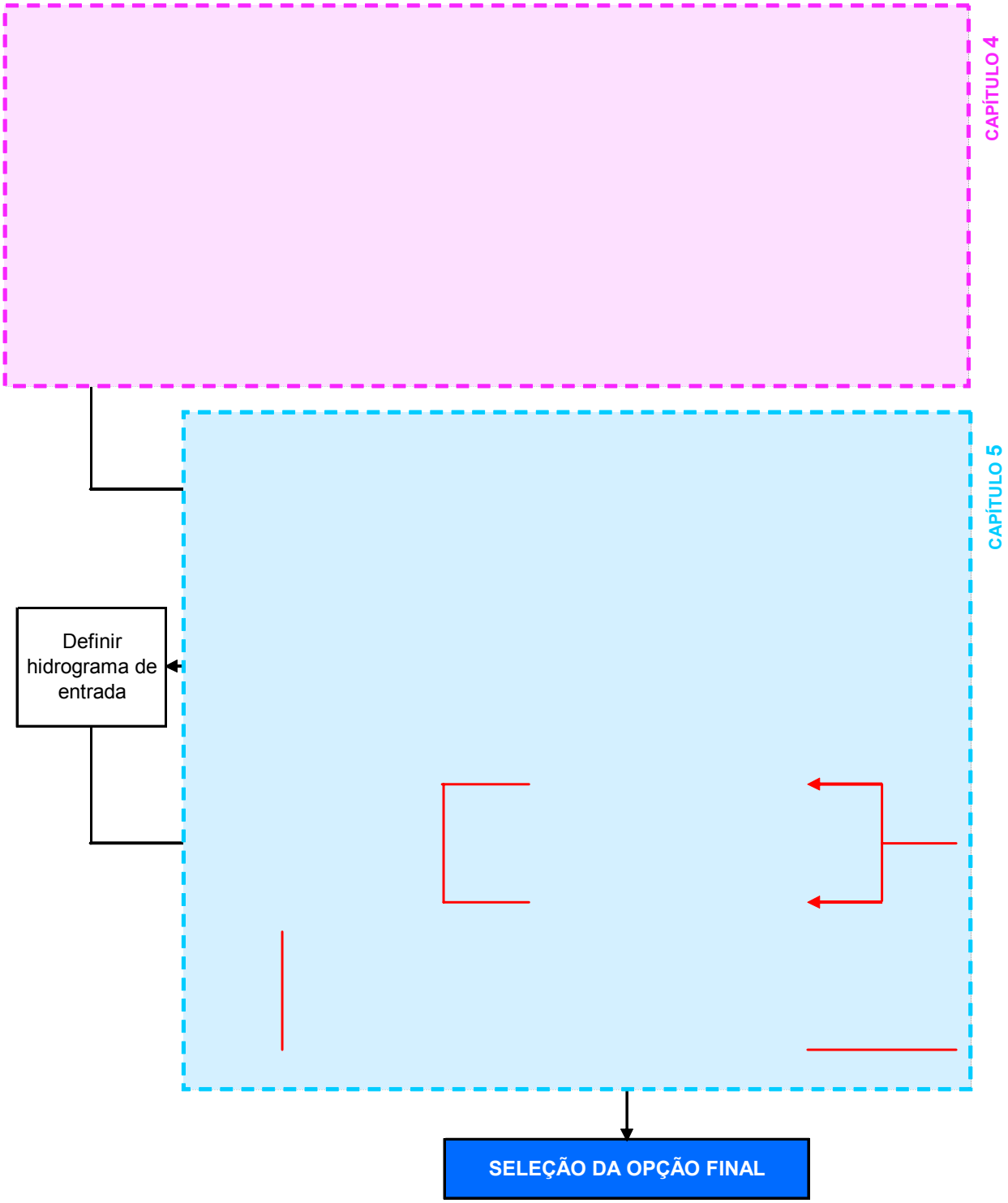


Fig. 5.18 – Síntese do fluxograma do algoritmo de dimensionamenro da bacia de retenção.

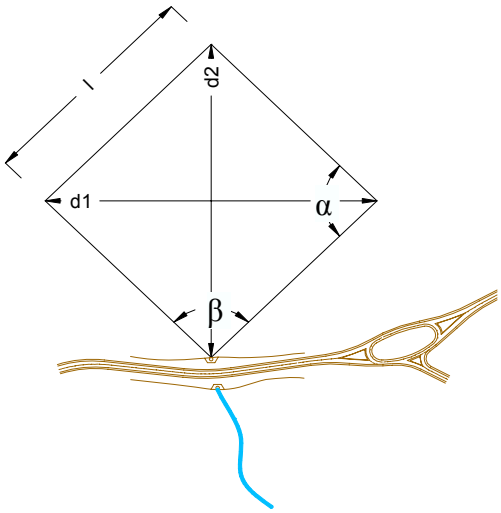
CAPÍTULO 6

ESTUDO EFECTUADO

6 - ESTUDO EFECTUADO

6.1 - ESTUDO DE SENSIBILIDADE DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS QUANTO À FORMA E AO RELEVO

De forma a avaliar a influência da geometria e do relevo no cálculo de alguns parâmetros, considerou-se uma bacia hidrográfica com 10 ha, situada na região do Porto (Fig. 6.1).



A = 10 ha

$$A = \frac{d1 \times d2}{2}$$

$$A = l^2 \times \text{sen}\,\alpha = l^2 \times \text{sen}\beta$$

Período de retorno (T) = 20 anos

Fig. 6.1 - Forma da bacia hidrográfica (losango).

Fez-se variar a forma da bacia hidrográfica de muito alongada (β=10º) até muito achatada (β=170º), (Fig. 6.2), e a inclinação de J=3% até J= 43%.

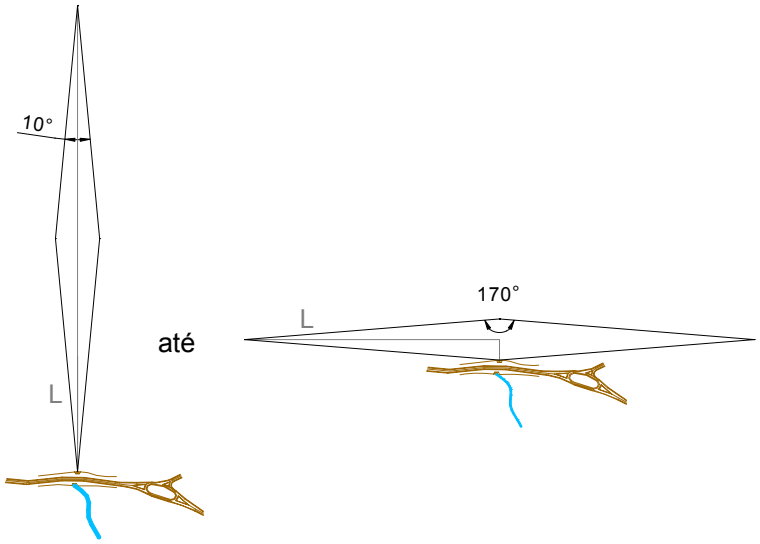


Fig. 6.2 - Variação da forma da bacia hidrográfica (β=10º até β=170º).

Paralelamente também se analisou a influência da crescente impermeabilização das bacias hidrográficas no cálculo do caudal afluente (Q_e). Os cálculos foram efectuados para os coeficientes de escoamento extremos de 0,2 e 0,9.

6.1.1 - REPRESENTAÇÃO GRÁFICA E ANÁLISE DOS RESULTADOS

C = 0,2 e C= 0,9

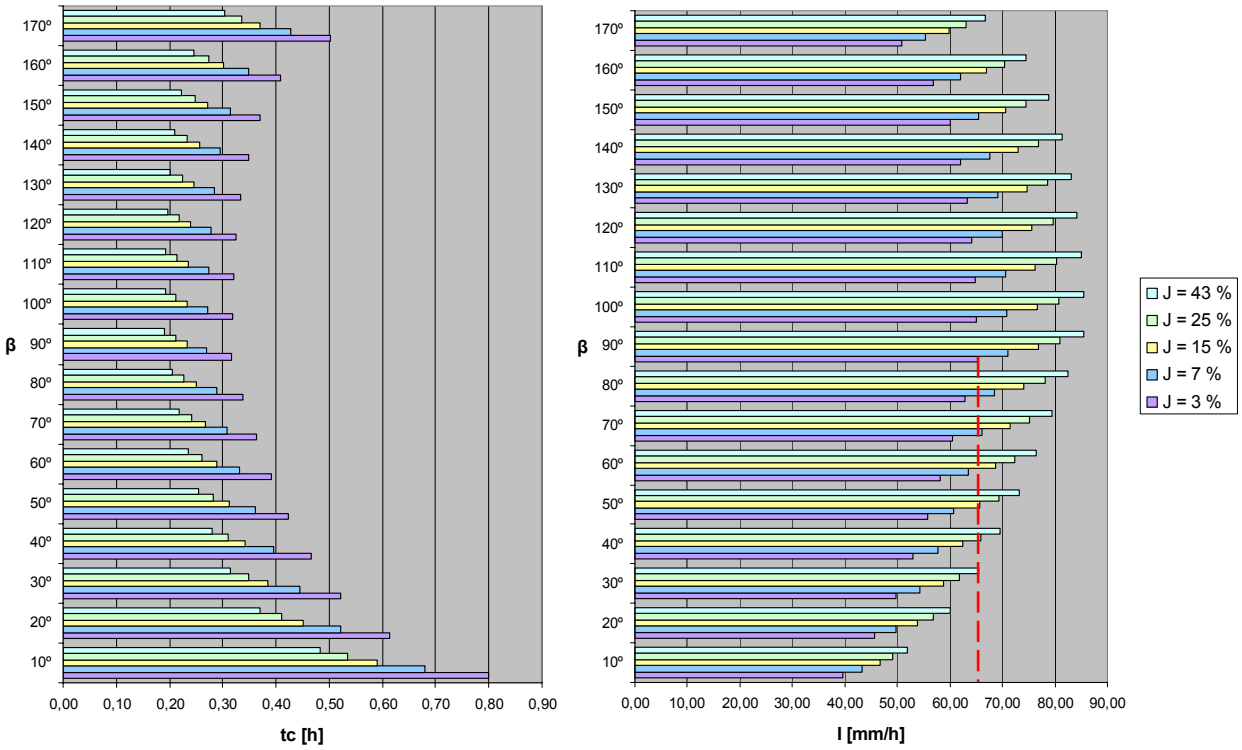


Fig. 6.3 - Forma da bacia hidrográfica (10º ≤ β ≤ 170º) versus tempo de concentração (t_c) e forma da bacia hidrográfica (10º ≤ β ≤ 170º) versus intensidade (I).

Da análise da Fig. 6.3, conclui-se:

- O tempo de concentração (t_c) é maior para uma bacia muito alongada (β=10º). Sendo a intensidade de precipitação (I), inversamente proporcional ao tempo de concentração (t_c), esta é tanto menor quanto maior for o tempo de concentração (t_c). Considerou-se que a intensidade de precipitação é a correspondente a uma chuvada com a duração $t_d = t_c$.

- O valor mínimo do tempo de concentração (t_c) verifica-se quando a bacia é tão larga quanto comprida (apresenta a forma de um quadrado, β=90º).

- A impermeabilização da bacia hidrográfica não tem influência directa no tempo de concentração (t_c) e na intensidade de precipitação (I), quando se usam as formulas empíricas como a de Temez. Na realidade a impermeabilização proporcionará maiores velocidades de escoamento e, portanto, reduções no tempo de concentração.

- O tempo de concentração (t_c) aumenta substancialmente à medida que diminui a inclinação da bacia hidrografia (J).

- A forma da bacia hidrográfica tem uma grande influência no cálculo da intensidade de precipitação (I). A intensidade de precipitação (I) de uma bacia quadrada (β=90º) pouco inclinada (J=3%) é maior do que a intensidade de precipitação (I) para qualquer das inclinações estudadas (J=3%, J= 7%, J=15%, J=25% e J=43%) de uma bacia muito alongada (β=10º e β=20º). *Linha vermelha a traço interrompido* da Fig. 6.3.

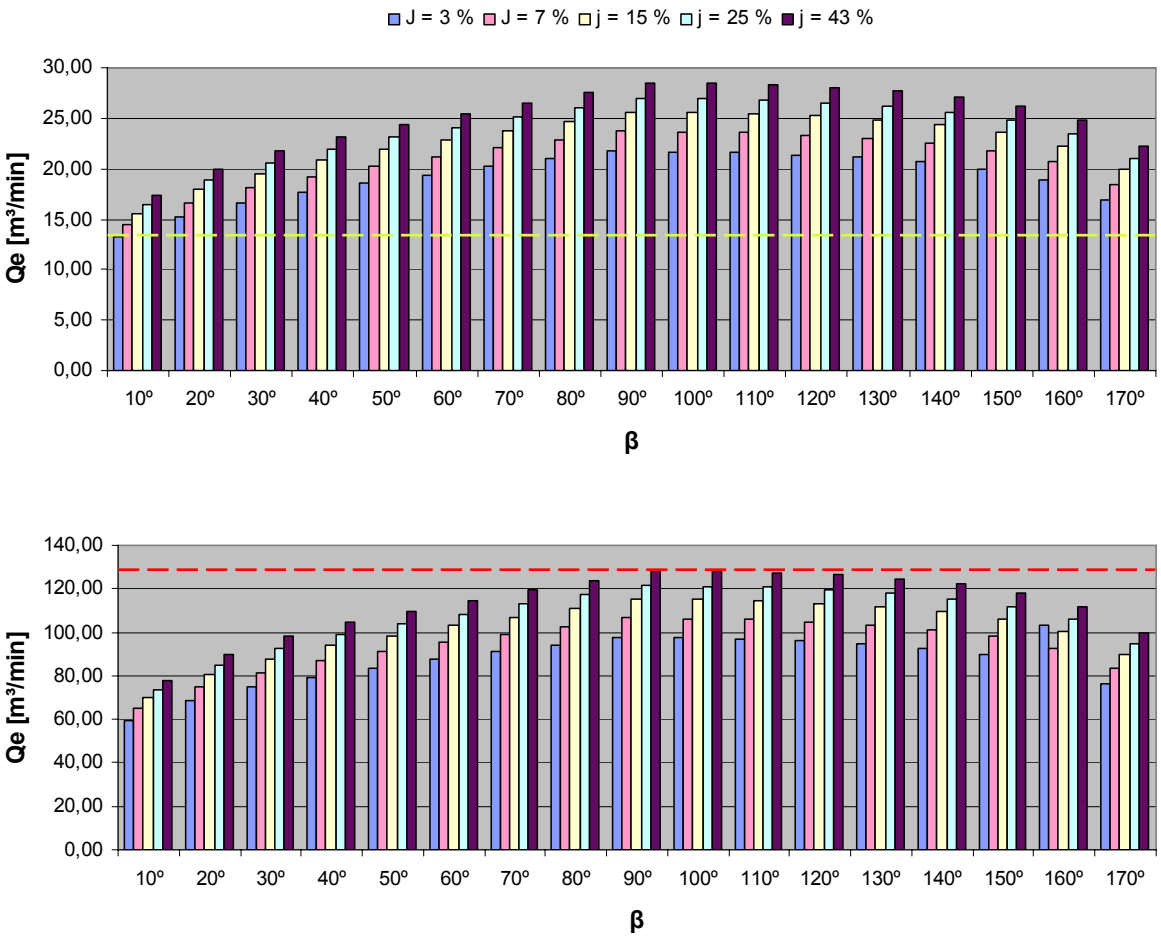


Fig. 6.4 - Caudal afluente (Q_e) versus forma da bacia hidrográfica (10º ≤ β ≤ 170º) para um coeficiente de escoamento de C=0,2 e C=0,9.

Da análise da Fig. 6.4, conclui-se:

- O caudal afluente (Q_e) depende da forma da bacia hidrográfica. Quanto mais alongada é a bacia hidrográfica (β=10º), menor é o caudal afluente (Q_e).

- O valor máximo do caudal afluente (Q_e) verifica-se quando a bacia hidrográfica é quadrada (β=90º).

- Dos casos estudados o caudal afluente (Q_e) mínimo verifica-se para uma bacia hidrográfica com forma alongada (β=10º) e uma inclinação (J) de 3%. *Linha verde a traço interrompido* da Fig. 6.4. O caudal afluente (Q_e) máximo verifica-se para uma bacia hidrográfica com forma de um quadrado (β=90º) e uma inclinação (J) de 43%. *Linha vermelha a traço interrompido* da Fig. 6.4.

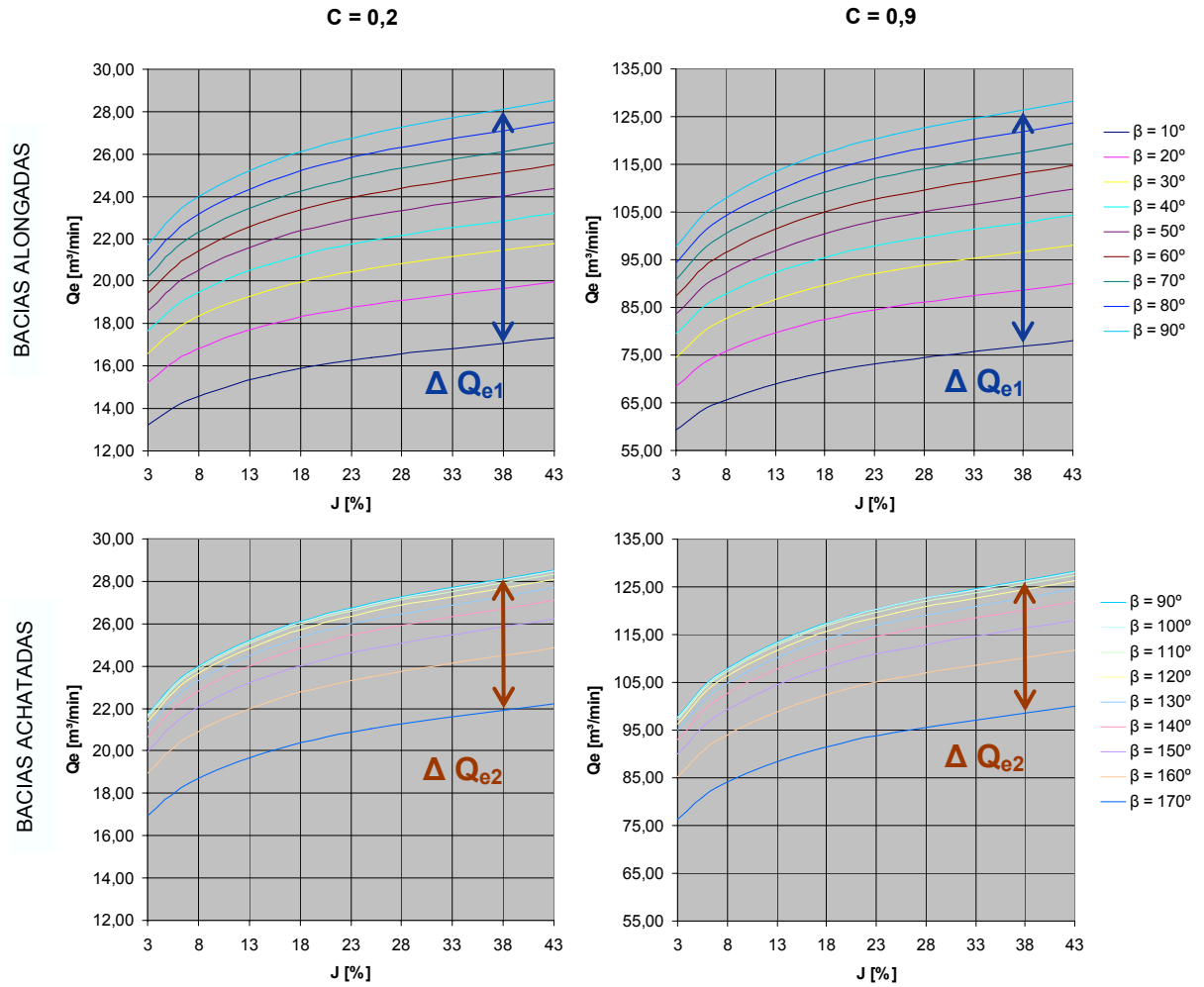


Fig. 6.5 - Caudal afluente (Q_e) versus inclinação (J) para um coeficiente de escoamento de C=0,2 e C=0,9 e para bacias hidrográficas alongadas (10º ≤ β ≤ 90º) e achatadas (90º ≤ β ≤ 170º).

Da análise da Fig. 6.5, conclui-se:

- O aumento do caudal afluente (Q_e) é proporcional ao aumento da impermeabilização da bacia hidrográfica.

- A variação dos valores do caudal afluente (Q_e) é maior para as bacias hidrográficas alongadas ($10º \leq \beta < 90º$) do que para as achatadas ($90º < \beta \leq 170º$).

- Para qualquer uma das formas da bacia hidrográfica estudada (β=10º até β=170º), o caudal afluente (Q_e) quando o coeficiente de escoamento (C) é igual a 0,2 é sempre menor do que o menor caudal afluente (Q_e) para o coeficiente de escoamento (C) igual a 0,9.

6.2 - APLICAÇÃO DOS MÉTODOS PROPOSTOS AO ESTUDO EFECTUADO

Considerou-se que a jusante da bacia hidrográfica, representada na Fig. 6.1, se situa uma PH com capacidade de escoamento de 500 l/s.

Observando os gráficos da Fig. 6.5, facilmente se conclui que para C=0,2, o caudal máximo afluente (Q_e) é sempre inferior à capacidade hidráulica da PH, pelo que não é necessária bacia de retenção. Para as diversas formas ($10º \leq \beta < 90º$) e inclinações ($3\% \leq J < 43\%$) da bacia hidrográfica analisadas, a situação mais desfavorável acontece quando $\beta = 90º$ e $J = 43\%$. E mesmo neste caso:

$$Q_e = 28{,}51\ m^3/min < \underbrace{30{,}00\ m^3/min}_{\text{capacidade hidráulica da PH}}$$

Com o aumento da impermeabilização da bacia hidrográfica, C=0,9, o caudal afluente (Q_e) aumentou. Observando novamente os gráficos da Fig. 6.5, facilmente se conclui que para C=0,9, o caudal mínimo afluente (Q_e) é sempre superior à capacidade hidráulica da PH, pelo que é necessária bacia de retenção. Para as diversas formas ($10º \leq \beta < 90º$) e inclinações ($3\% \leq J < 43\%$) da bacia hidrográfica analisadas, a situação mais favorável acontece quando $\beta = 10º$ e $J = 3\%$. E mesmo neste caso:

$$Q_e = 59{,}39\ m^3/min > \underbrace{30{,}00\ m^3/min}_{\text{capacidade hidráulica da PH}}$$

6.2.1 - APLICAÇÃO DO MÉTODO "HOLANDÊS"

Aplicando a expressão (5.8) para calcular o tempo ao fim do qual o volume armazenado é máximo, vem:

$$t_M = \left[\frac{60 \times q}{a \times (b+1) \times A \times C} \right]^{1/b}$$

$$t_M = \left[\frac{60 \times 30000}{317{,}74 \times (-0{,}538+1) \times 100000 \times 0{,}9} \right]^{1/-0{,}538}$$

$$t_M = 40{,}65 \text{ min}$$

Na Fig. 6.6 representaram-se os tempos de concentração (t_c) para os diversos casos. O tempo ao fim do qual o volume armazenado é máximo, encontra-se representado com uma *linha verde a traço contínuo*.

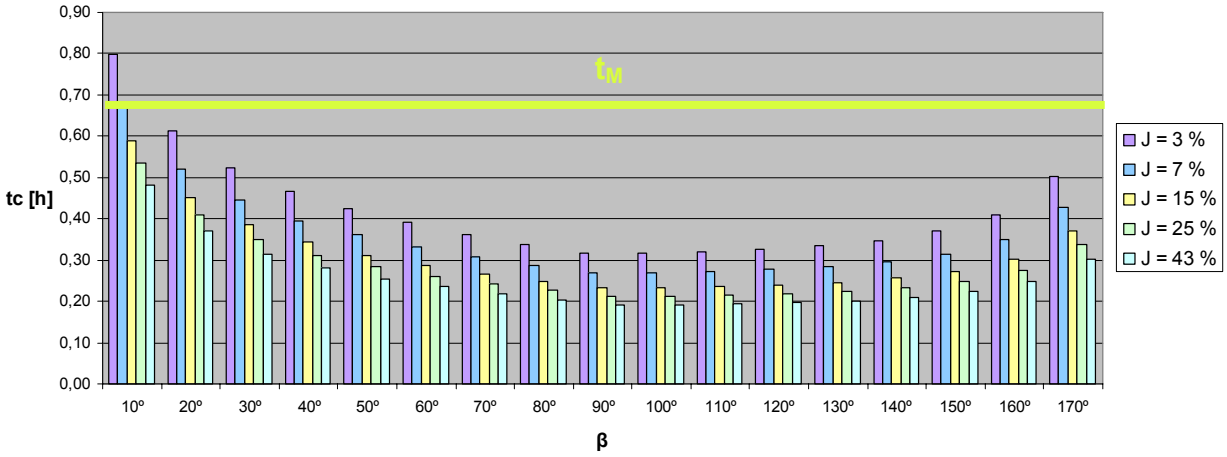


Fig. 6.6 Forma da bacia hidrográfica (10º ≤ β ≤ 170º) versus tempo de concentração (t_c). Sinalização do tempo (t_M) ao fim do qual Va é máximo para C= 0,9.

Da análise da Fig. 6.6, conclui-se:

- Para os casos estudados, $t_M < t_c$ apenas no caso de uma bacia hidrográfica muito alongada (β=10º) e pouco inclinada (J=3%): em todos os outros casos $t_M \geq t_c$.

- Nos casos em que t_M < tc, nunca temos toda a bacia a contribuir, dependendo portanto o volume armazenado máximo (V_a) da forma e da inclinação da bacia hidrográfica. Neste caso, contribui apenas a porção da bacia hidrográfica em que $t_c = t_M$.

- Segundo esta metodologia simplificada, não tem influência no volume armazenado máximo da bacia de retenção a forma da bacia hidrográfica e a inclinação média desta, quando $t_M \geq t_c$.

Para as bacias hidrográficas de estudo, excepto quando β=10º e J=3%, podemos calcular o volume de armazenamento da bacia de retenção (V_a), aplicando a expressão (5.11):

$$V_a = - \frac{b \times q_s}{1+b} \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b} \times C \times A \times 10$$

$$V_a = - \frac{-0.538 \times 0,33}{1+(-0,538)} \times \left[\frac{60 \times 0,33}{317.74 \times (-0,538+1)} \right]^{1/-0,538} \times 0,9 \times 10 \times 10$$

$$V_a = 1420\,m^3$$

Para o caso específico da bacia hidrográfica de estudo quando β=10º e J=3%, para a qual $t_c > t_M$, determinamos a porção da área da bacia hidrográfica que vai gerar o maior volume de armazenamento, ou seja, a fracção da área da bacia hidrográfica que vai gerar um tempo de concentração (t_c), igual ao tempo ao fim do qual o volume de armazenamento t_M é máximo.

$t_c = t_M$, quando:

$$A = 4,19\,ha$$

$$t_M = \left[\frac{60 \times q}{a \times (b+1) \times A \times C} \right]^{1/b}$$

$$t_M = \left[\frac{60 \times 30000}{317,74 \times (-0,538+1) \times 41927,73 \times 0,9} \right]^{1/-0,538} = 8,08\,min$$

$$V_a = - \frac{b \times q_s}{1+b} \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b} \times C \times A \times 10$$

$$V_a = - \frac{-0.538 \times 0,80}{1+(-0,538)} \times \left[\frac{60 \times 0,80}{317.74 \times (-0,538+1)} \right]^{1/-0,538} \times 0,9 \times 4,19 \times 10 = 282\,m^3$$

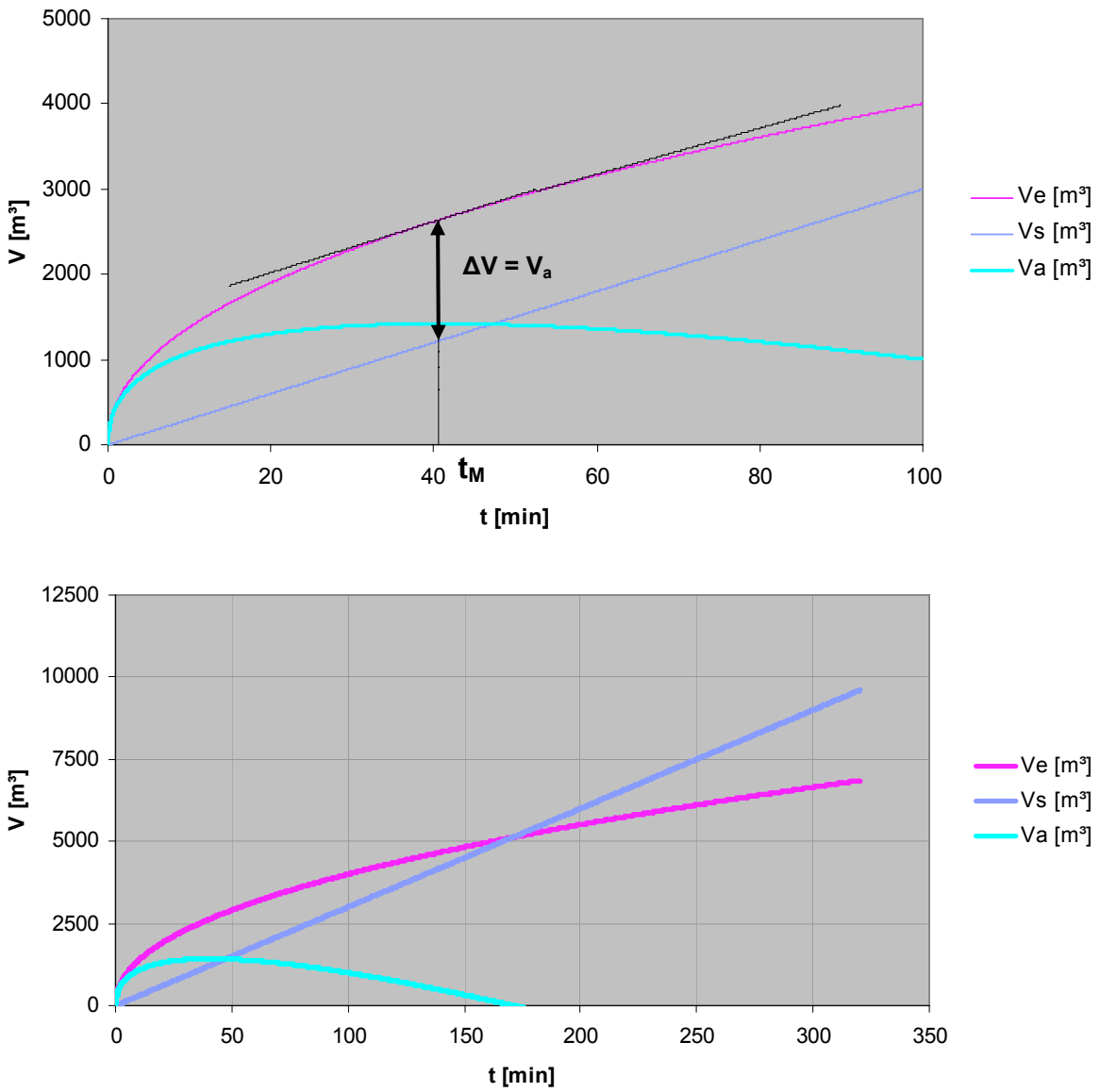


Fig. 6.7 - Gráfico esquemático do método "Holandês", para as bacias hidrográficas de estudo, excepto quando β=10º e J=3%.

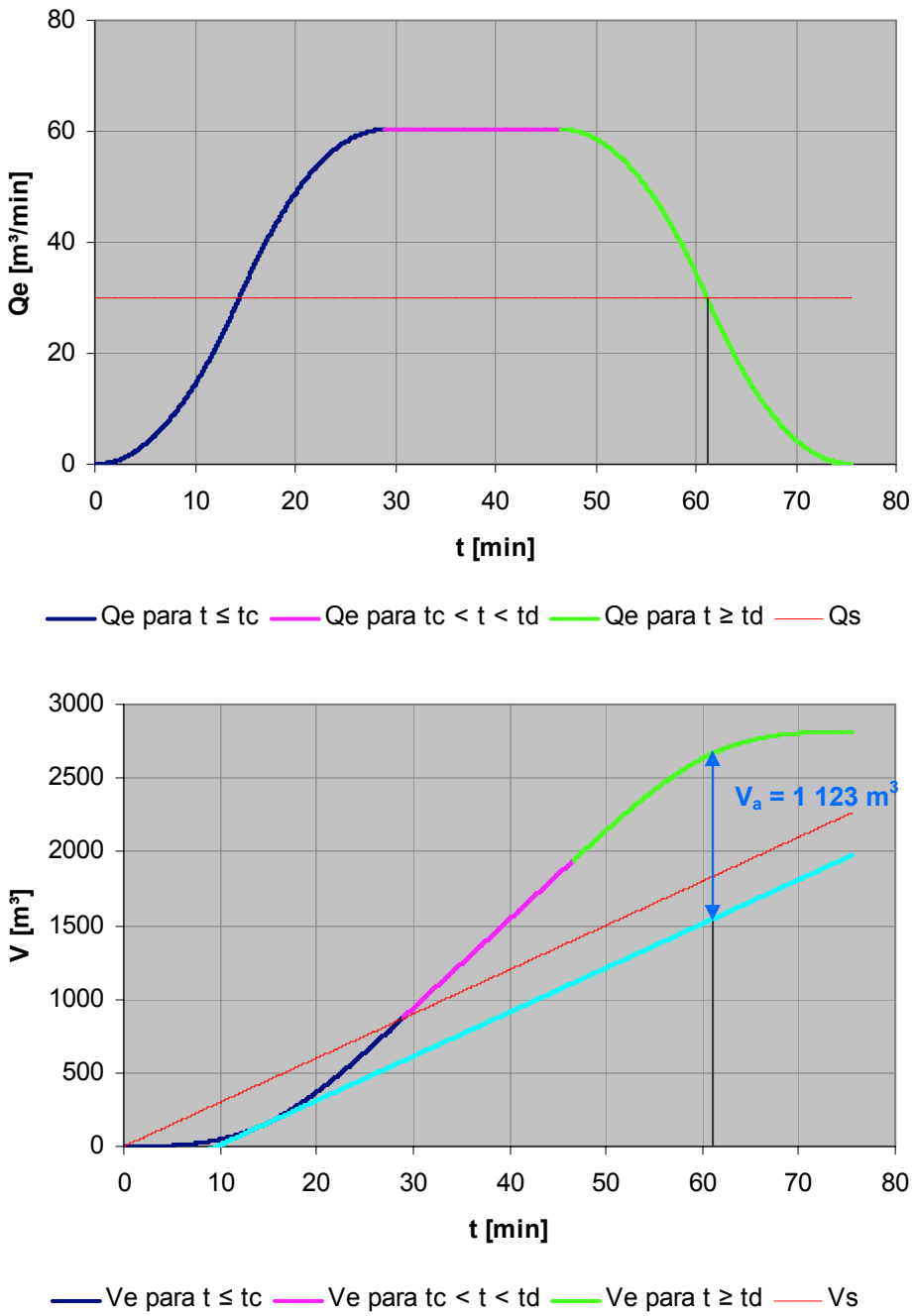
6.2.2 - Aplicação do método tendo em conta o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada

Considerando o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada, calculamos o volume máximo de armazenamento para as bacias hidrográficas de estudo assinaladas no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Sinalização das bacias hidrográficas estudadas

β \ J	3 %	7 %	15 %	25 %	43 %
10º					Fig. 6.8
20º					
30º					
40º					
50º					
60º					
70º					
80º					
90º					Fig. 6.9
100º					
110º					
120º					
130º					
140º					
150º					
160º					
170º					Fig. 6.10

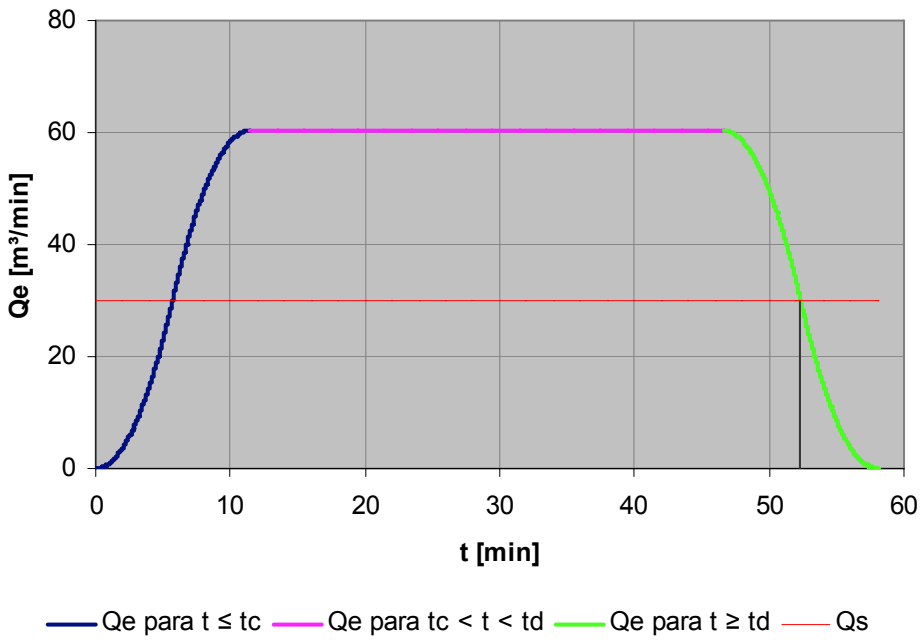
Fig. 6.n Caso estudado. Representação gráfica na figura indicada na célula.

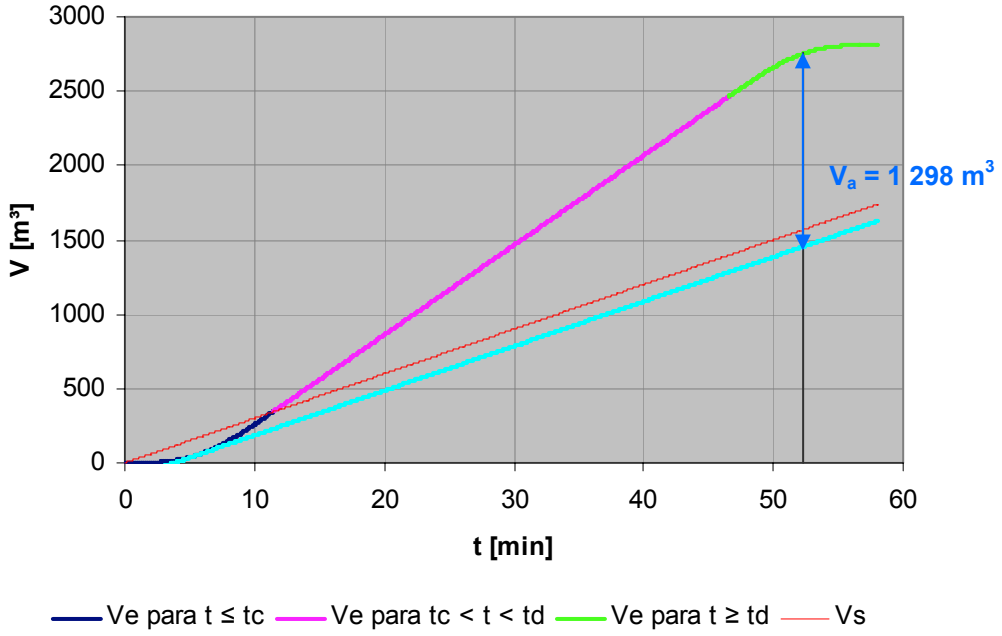


Deslocamento da recta V_s. Compensação pelo facto, de consideramos que se escoa·t_1 x q, quando na realidade se escoa menos (apenas se escoa aquilo que aflui).[6]

Fig. 6.8 - Gráfico esquemático do método considerando o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=10º e J=43%.

[6] Ver Fig. 5.5.

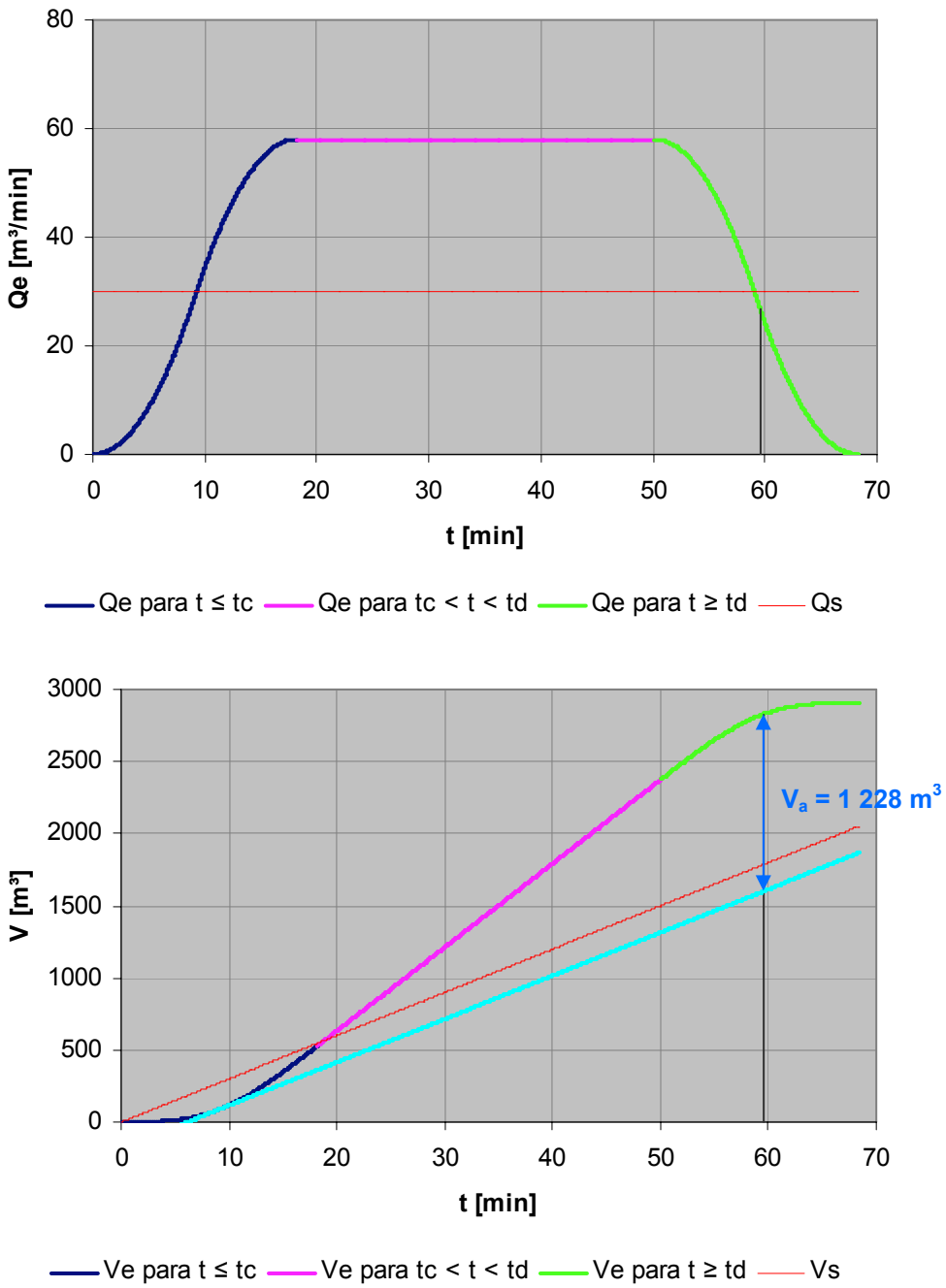




Deslocamento da recta V_s. Compensação pelo facto, de consideramos que se escoa·t_1 x q, quando na realidade se escoa menos (apenas se escoa aquilo que aflui).[7]

Fig. 6.9 - Gráfico esquemático do método considerando o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=90º e J=43%.

[7] Ver Fig. 5.5.



Deslocamento da recta V_s. Compensação pelo facto, de consideramos que se escoa·t_1 x q, quando na realidade se escoa menos (apenas se escoa aquilo que aflui).[8]

Fig. 6.10 - Gráfico esquemático do método considerando o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=170º e J=43%.

[8] Ver Fig. 5.5.

Quadro 6.2 – Resumo dos resultados obtidos.

J \ β	10º	90º	170º
43 %	<u>2ª aproximação:</u> $t_{corrigido}$ = 61.10 min $V_{a(2)}$ = 1 123,318 m^3	<u>2ª aproximação:</u> $t_{corrigido}$ = 52,34 min $V_{a(2)}$ = 1 298,387 m^3	<u>2ª aproximação:</u> $t_{corrigido}$ = 59,05 min $V_{a(2)}$ = 1 228,309 m^3
	$V_{a(3)}$ = 896,501 m^3, como $V_{a(3)} < V_{a(2)}$, o processo termina. $V_{a(2)}$ é o volume de armazenamento máximo.	$V_{a(3)}$ = 1 052,936 m^3, como $V_{a(3)} < V_{a(2)}$, o processo termina. $V_{a(2)}$ é o volume de armazenamento máximo.	$V_{a(3)}$ = 1 206,01 m^3, como $V_{a(3)} < V_{a(2)}$, o processo termina. $V_{a(2)}$ é o volume de armazenamento máximo.

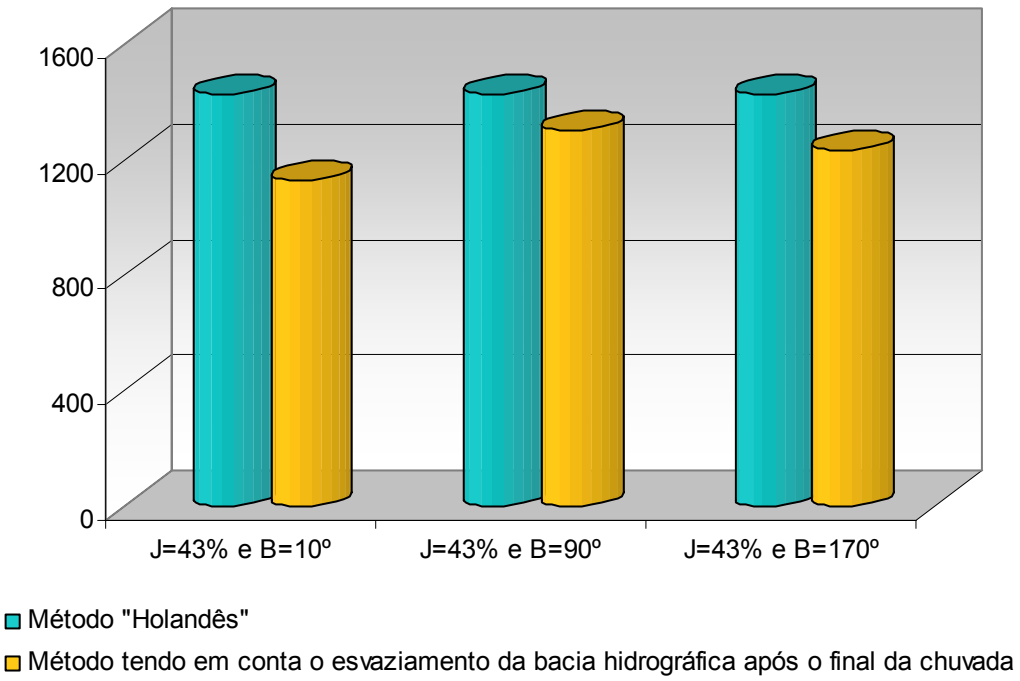


Fig. 6.11 – Comparação entre os volumes obtidos pelos dois métodos simplificados.

6.2.3 - MÉTODO NUMÉRICO

Os dois métodos simplificados atrás utilizados fornecem uma indicação no que respeita ao volume de encaixe necessário na bacia de retenção. A aplicação do modelo numérico permite avaliar as condições de funcionamento da bacia de retenção testando vários cenários: dimensão, profundidade e forma da bacia de retenção e a consideração das estruturas de descarga associadas.

Em situações de projecto, a dimensão da bacia de retenção pode estar condicionada à expropriação. Neste caso o projectista pode optar por ter uma maior profundidade da bacia de retenção, em detrimento de uma maior ocupação da área. Simulou-se que neste caso, a condicionante da ocupação da área não se colocava, tendo-se optado, portanto, por uma pequena altura de água na bacia de retenção (inferior a 1,00 m).

A descarga máxima está limitada a 30 m^3/min (como considerado nos cálculos efectuados nos métodos simplificados.

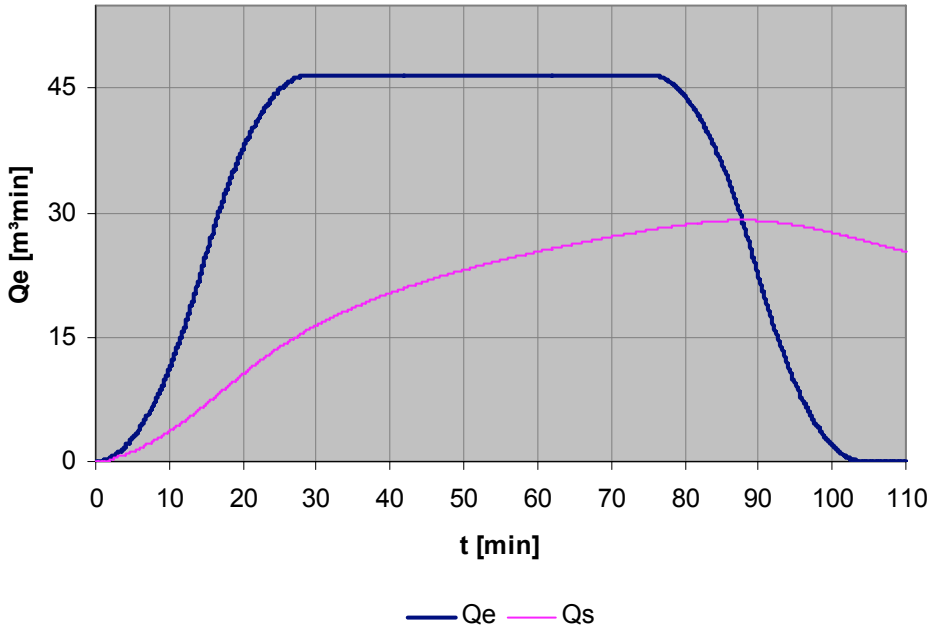
Para aplicar o modelo numérico, admitiu-se ainda que a bacia de retenção possuía secção trapezoidal (equação 5.23), com as seguintes dimensões:

- Comprimento da bacia de retenção (L_b) = 60,00 m
- Largura da bacia de retenção (b) = 30,00 m
- Factor de declive dos taludes (z) = 3 m/m (3H:1V))

Considerou-se finalmente que o dispositivo de descarga, era constituído por um orifício circular, cuja extremidade inferior coincidia com o fundo da bacia de retenção.

- Diâmetro da conduta de descarga (D) = 0,50 m

Conhecida a forma da bacia de retenção e a lei de vazão do dispositivo de descarga, foi possível elaborar uma folha de cálculo. Vários cenários foram estudados, tendo como condicionantes: o caudal máximo de descarga não ultrapassar os 30 m^3/min e ter uma uma profundidade máxima de 1,00 m.



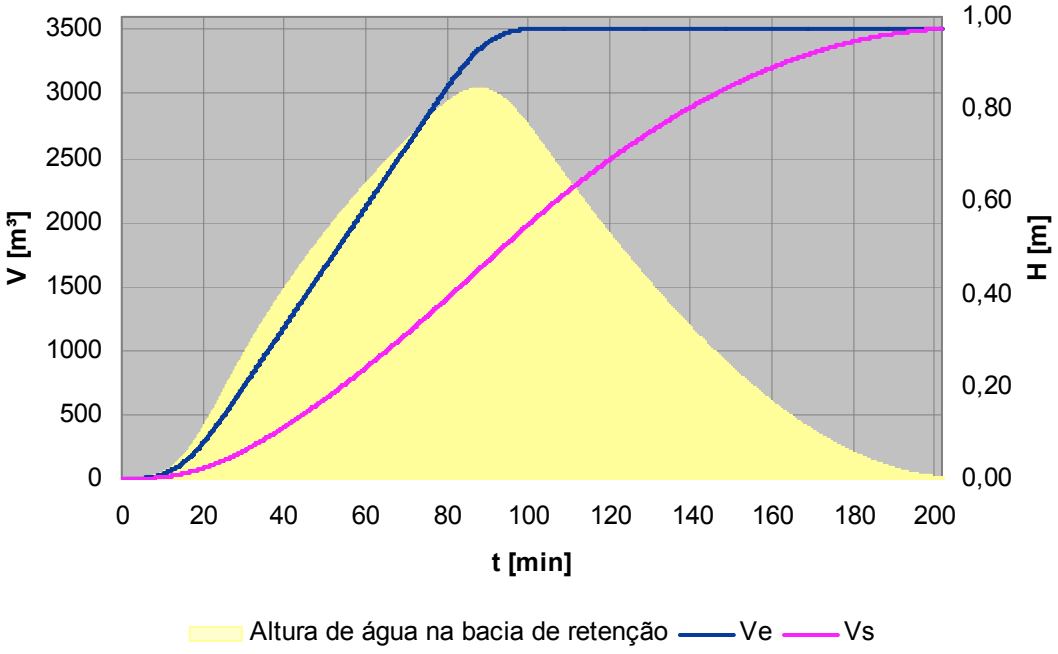
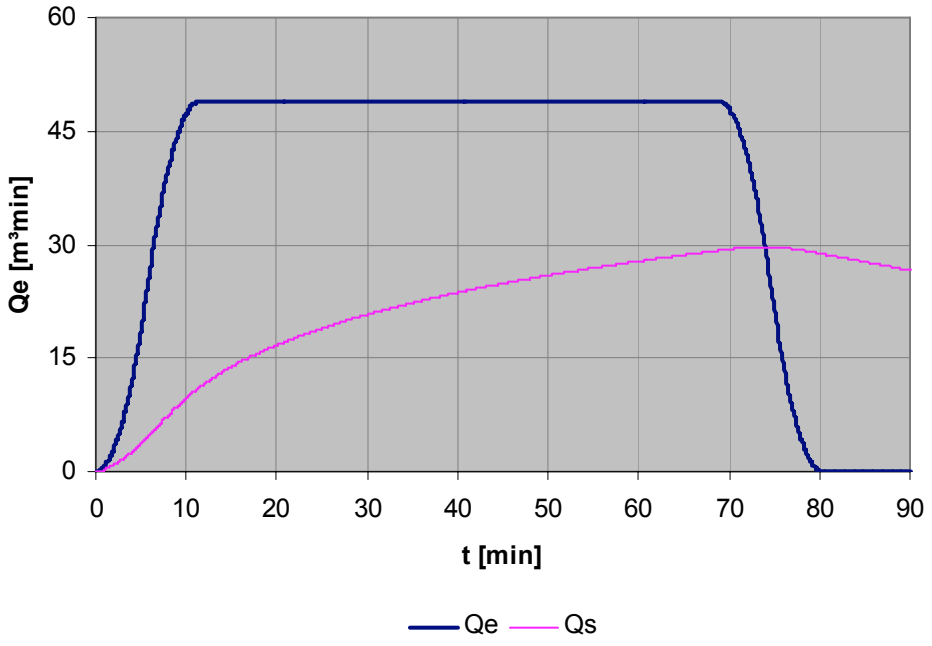


Fig. 6.12 – Gráfico esquemático dos resultados obtidos pelo modelo numérico, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=10º e J=43%.



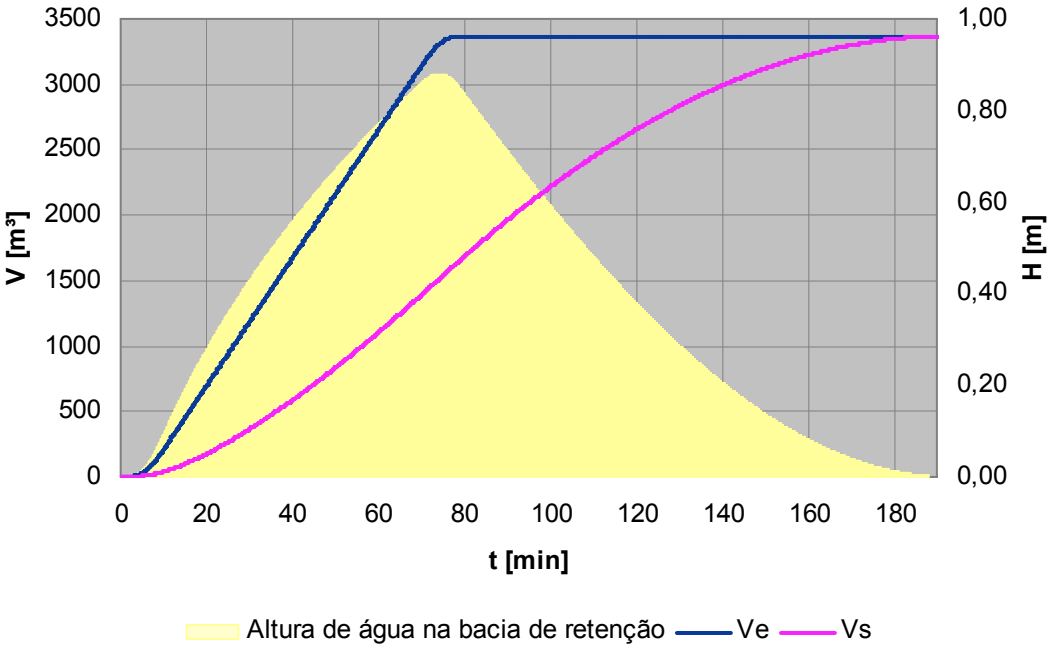
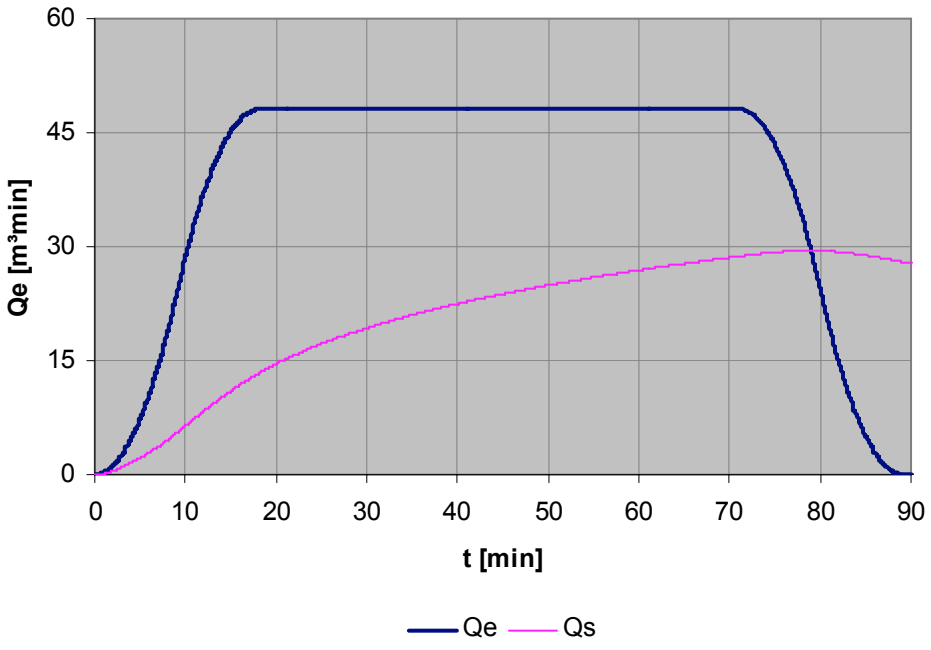


Fig. 6.13 – Gráfico esquemático dos resultados obtidos pelo modelo numérico, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=90º e J=43%.



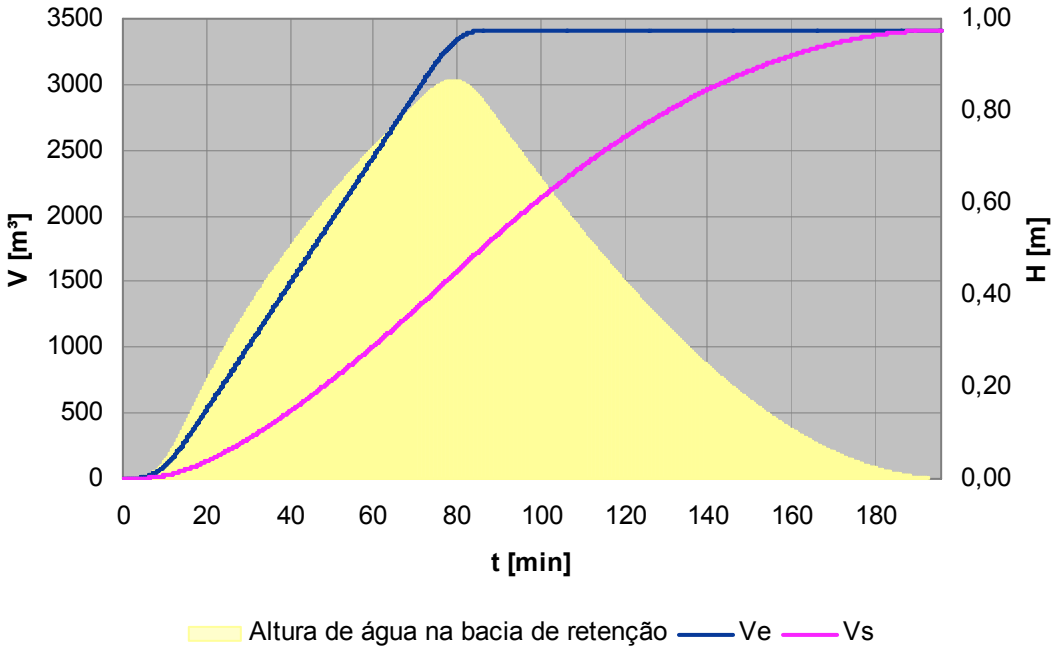


Fig. 6.14 – Gráfico esquemático dos resultados obtidos pelo modelo numérico, para a bacia hidrográfica de estudo, quando β=170º e J=43%.

No dimensionamento da bacia de retenção efectuado considerou-se, para quando a bacia de retenção está a começar a encher e portanto Hw/D<1,5, o escoamento tipo I (expressão 5.25) e já numa fase posterior do enchimento, quando Hw/D≥1,5, o escoamento tipo V (expressão 5.29).

Nas Fig. 6.12, Fig. 6.13 e Fig. 6.14 apresentam-se graficamente os resultados obtidos através da modelação numérica para um dos cenários possíveis e no Quadro 6.3 o resumo dos resultados.

Quadro 6.3 – Resumo dos resultados obtidos através do método numérico.

J \ β	10º	90º	170º
43 %	t_d = 75,20 min t_M = 87,70 min V_a = 1 713 m^3 $H_{máx}$ = 0,84 m $Q_{s\ max}$ = 29,10 m^3/min	t_d = 68,90 min t_M = 73,90 min V_a = 1 794 m^3 $H_{máx}$ = 0,88 m $Q_{s\ max}$ = 29,71 m^3/min	t_d = 71,00 min t_M = 79,00 min V_a = 1 763 m^3 $H_{máx}$ = 0,87 m $Q_{s\ max}$ = 29,48 m^3/min

Com: t_d – tempo de duração da chuvada que conduz à situção mais desfavorável.
t_M – tempo ao fim do qual o volume armazenado é máximo.
V_a – volume de armazenamento máximo da bacia de retenção.
$H_{máx}$ – altura máxima de água na bacia de retenção.
$Q_{s\ max}$ – caudal de descarga máximo.

CAPÍTULO 7

APLICAÇÃO A CASOS REAIS

7 - APLICAÇÃO A CASOS REAIS

Neste capítulo pretende-se comparar o dimensionamento hidráulico da bacia de retenção 2 de águas pluviais, com o do projecto apresentado no Anexo C; os resultados agora obtidos resultaram da aplicação da metodologia de dimensionamento exposta no capítulo 5.

De forma a comparar apenas o dimensionamento hidráulico da bacia de retenção, manteve-se o dimensionamento hidrológico do projectista apresentado no Anexo C.

7.1 - MÉTODOS SIMPLIFICADOS

7.1.1 - MÉTODO "HOLANDÊS"

Dados: A = 38,09 ha
C = 0,56
t_c = 19,30 min
q = 0,55 m^3/s
T = 100 anos
Região pluviométrica A

Aplicando a expressão (5.8) para calcular o tempo ao fim do qual o volume armazenado é máximo (t_M), vem:

$$t_M = \left[\frac{60 \times q}{a \times (b+1) \times A \times C} \right]^{1/b}$$

$$t_M = \left[\frac{60 \times 0{,}55 \times 60 \times 10^3}{365{,}62 \times (-0{,}508+1) \times 38{,}09 \times 10^4 \times 0{,}56} \right]^{1/-0{,}508}$$

$$t_M = 342{,}08 \text{ min}$$

Podemos calcular o volume de armazenamento da bacia de retenção (V_a), aplicando a expressão (5.12).

$$V_a = -\frac{b \times q}{1+b} \times \left[\frac{60 \times q}{a \times (b+1) \times A \times C} \right]^{1/b}$$

$$V_a = -\frac{-0{,}508 \times 0{,}55 \times 60 \times 10^3}{1-0{,}508} \times \left[\frac{60 \times 0{,}55 \times 60 \times 10^3}{365{,}62 \times (-0{,}508+1) \times 38{,}09 \times 10^4 \times 0{,}56} \right]^{1/-0{,}508}$$

$$V_a = 11\ 655\ 327{,}24 \quad l$$

$$V_a = 11\ 655{,}33 \quad m^3$$

7.1.2 - MÉTODO TENDO EM CONTA O ESVAZIAMENTO DA BACIA HIDROGRÁFICA APÓS O FINAL DA CHUVADA

No método anterior considerou-se que o tempo ao fim do qual o volume de armazenamento é máximo (t_M) é igual à duração da chuvada (t_d). No entanto, após o fim da chuvada continua a chegar água à bacia de retenção até se dar o esvaziamento da bacia hidrográfica. Logo, o tempo ao fim do qual o volume de armazenamento é máximo localiza-se entre a duração da chuvada (t_d) e o tempo de esvaziamento da bacia hidrográfica ($t_d + t_c$).

Aplicando a expressão (5.17) para calcular o tempo ao fim do qual o volume armazenado é máximo ($t_{corrigido}$), e a expressão (5.18) para calcular o volume de armazenamento máximo, vem:

1 ª APROXIMAÇÃO:

$$t_{corrigido\,(1)} = \frac{(Q_{M(1)} - q) \times t_c}{Q_{M(1)}} + t_{d(1)} = 352{,}42 \text{ min}$$

$$V_{a(1)} = Q_{M(1)} \times t_{d(1)} - \frac{Q_{M(1)} \times t_c}{2} - q \times \left[\frac{(Q_{M(1)} - q) \times t_c}{Q_{M(1)}} + t_{d(1)} \right] + \frac{Q_{M(1)}}{2 \times t_c} \times \left[-\left[\frac{(Q_{M(1)} - q) \times t_c}{Q_{M(1)}} + t_{d(1)} \right]^2 + 2 \times (t_c + t_{d(1)}) \times \left[\frac{(Q_{M(1)} - q) \times t_c}{Q_{M(1)}} + t_{d(1)} \right] - t_d \times (2 \times t_c + t_{d(1)}) \right] = 12\ 232 \text{ m}^3$$

Com: $Q_{M(1)} = C \times \frac{a}{60} \times t_{d(1)}{}^b \times A = 67\ 018$ [l/min] $\qquad t_c = 19{,}30$ [min]

$q = 33\ 000$ [l/min] $\qquad t_{d\,(1)} = 342{,}62$ [min]

Correcção pelo facto de nos instantes iniciais apenas sair o caudal que entra e não q x t:

$V_{a(1)}' = V_{a(1)} + 157\ m^3 = 12\ 389\ m^3$

2 ª APROXIMAÇÃO:

$$t_{corrigido\,(2)} = \frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d = 362{,}08\ min$$

$$V_{a\,(2)} = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} - q \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] + \frac{Q_M}{2 \times t_c} \times \left[-\left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right]^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] - t_d \times (2 \times t_c + t_d) \right] = 12\,261\,m^3$$

Com: $Q_{M\,(2)} = C \times \frac{a}{60} \times t_{d\,(2)}{}^{b} \times A = 66\ 065$ [l/min] $t_c = 19{,}30$ [min]

$q = 33\ 000$ [l/min] $t_{d\,(2)} = t_{corrigido\,(1)} = 352{,}42$ [min]

Correcção pelo facto de nos instantes iniciais apenas sair o caudal que entra e não q x t:

$V_{a(1)}' = V_{a(1)} + 159\ m^3 = 12\ 420\ m^3$

3 ª APROXIMAÇÃO:

$$t_{corrigido\,(3)} = \frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d = 371{,}60\ min$$

$$V_{a\,(3)} = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} - q \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] + \frac{Q_M}{2 \times t_c} \times \left[-\left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right]^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] - t_d \times (2 \times t_c + t_d) \right] = 12\,285\,m^3$$

Com: $Q_{M\,(3)} = C \times \frac{a}{60} \times t_{d\,(3)}{}^{b} \times A = 65\,164$ [l/min] $t_c = 19{,}30$ [min]

$q = 33\ 000$ [l/min] $t_{d\,(3)} = t_{corrigido\,(2)} = 362{,}08$ [min]

Correcção pelo facto de nos instantes iniciais apenas sair o caudal que entra e não q x t:

$V_{a(1)}' = V_{a(1)} + 161\ m^3 = 12\ 446\ m^3$

4 ª APROXIMAÇÃO:

$$t_{corrigido\,(4)} = \frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d = 381{,}00 \text{ min}$$

$$V_{a\,(4)} = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} - q \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] + \frac{Q_M}{2 \times t_c} \times \left[-\left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right]^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] - t_d \times (2 \times t_c + t_d) \right] = 12\,304 \text{ m}^3$$

Com: $Q_{M\,(4)} = C \times \frac{a}{60} \times t_{d\,(4)}{}^{b} \times A = 64\,310$ [l/min] $t_c = 19{,}30$ [min]

$q = 33\,000$ [l/min] $t_{d\,(4)} = t_{corrigido\,(3)} = 371{,}60$ [min]

Correcção pelo facto de nos instantes iniciais apenas sair o caudal que entra e não q x t:

$V_{a(1)}' = V_{a(1)} + 164 \text{ m}^3 = 12\,468 \text{ m}^3$

5 ª APROXIMAÇÃO:

$$t_{corrigido\,(5)} = \frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d = 390{,}27 \text{ min}$$

$$V_{a\,(5)} = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} - q \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] + \frac{Q_M}{2 \times t_c} \times \left[-\left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right]^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] - t_d \times (2 \times t_c + t_d) \right] = 12\,320 \text{ m}^3$$

Com: $Q_{M\,(5)} = C \times \frac{a}{60} \times t_{d\,(5)}{}^{b} \times A = 63\,499$ [l/min] $t_c = 19{,}30$ [min]

$q = 33\,000$ [l/min] $t_{d\,(5)} = t_{corrigido\,(4)} = 381{,}00$ [min]

Correcção pelo facto de nos instantes iniciais apenas sair o caudal que entra e não q x t:

$V_{a(1)}' = V_{a(1)} + 165 \text{ m}^3 = 12\,485 \text{ m}^3$

6 ª APROXIMAÇÃO:

$$t_{corrigido\,(6)} = \frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d = 399{,}42 \text{ min}$$

$$V_{a\,(6)} = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} - q \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] + \frac{Q_M}{2 \times t_c} \times \left[-\left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right]^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] - t_d \times (2 \times t_c + t_d) \right] = 12\,331 \text{ m}^3$$

Com: $Q_{M\,(6)} = C \times \frac{a}{60} \times t_{d\,(6)}{}^{b} \times A = 62\,729$ [l/min] $t_c = 19{,}30$ [min]

$q = 33\,000$ [l/min] $t_{d\,(6)} = t_{corrigido\,(5)} = 390{,}27$ [min]

Correcção pelo facto de nos instantes iniciais apenas sair o caudal que entra e não q x t:

$V_{a(1)}' = V_{a(1)} + 168 \text{ m}^3 = 12\,499 \text{ m}^3$

7 ª APROXIMAÇÃO:

$$t_{corrigido\,(7)} = \frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d = 408{,}44 \text{ min}$$

$$V_{a\,(7)} = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} - q \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] + \frac{Q_M}{2 \times t_c} \times \left[-\left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right]^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] - t_d \times (2 \times t_c + t_d) \right] = 12\,339 \text{ m}^3$$

Com: $Q_{M\,(7)} = C \times \frac{a}{60} \times t_{d\,(7)}{}^{b} \times A = 61\,995$ [l/min] $t_c = 19{,}30$ [min]

$q = 33\,000$ [l/min] $t_{d\,(7)} = t_{corrigido\,(6)} = 399{,}42$ [min]

Correcção pelo facto de nos instantes iniciais apenas sair o caudal que entra e não q x t:

$V_{a(1)}' = V_{a(1)} + 169 \text{ m}^3 = 12\,508 \text{ m}^3$

8 ª APROXIMAÇÃO:

$$t_{corrigido\,(8)} = \frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d = 417{,}35 \text{ min}$$

$$V_{a\,(8)} = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} - q \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] + \frac{Q_M}{2 \times t_c} \times \left[-\left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right]^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] - t_d \times (2 \times t_c + t_d) \right] = 12\,344 \text{ m}^3$$

Com: $Q_{M\,(8)} = C \times \frac{a}{60} \times t_{d\,(8)}{}^{b} \times A = 61\,295$ [l/min] $t_c = 19{,}30$ [min]

$q = 33\,000$ [l/min] $t_{d\,(8)} = t_{corrigido\,(7)} = 408{,}44$ [min]

Correcção pelo facto de nos instantes iniciais apenas sair o caudal que entra e não q x t:

$V_{a(1)}' = V_{a(1)} + 171 \text{ m}^3 = 12\,515 \text{ m}^3$

9 ª APROXIMAÇÃO:

$$t_{corrigido\,(9)} = \frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d = 426{,}15 \text{ min}$$

$$V_{a\,(9)} = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} - q \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] + \frac{Q_M}{2 \times t_c} \times \left[-\left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right]^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] - t_d \times (2 \times t_c + t_d) \right] = 12\,345 \text{ m}^3$$

Com: $Q_{M\,(9)} = C \times \frac{a}{60} \times t_{d\,(9)}{}^{b} \times A = 60\,627$ [l/min] $t_c = 19{,}30$ [min]

$q = 33\,000$ [l/min] $t_{d\,(9)} = t_{corrigido\,(8)} = 417{,}35$ [min]

Correcção pelo facto de nos instantes iniciais apenas sair o caudal que entra e não q x t:

$V_{a(1)}' = V_{a(1)} + 173 \text{ m}^3 = 12\,518 \text{ m}^3$

10 ª APROXIMAÇÃO:

$$t_{corrigido\,(10)} = \frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d = 434{,}83 \text{ min}$$

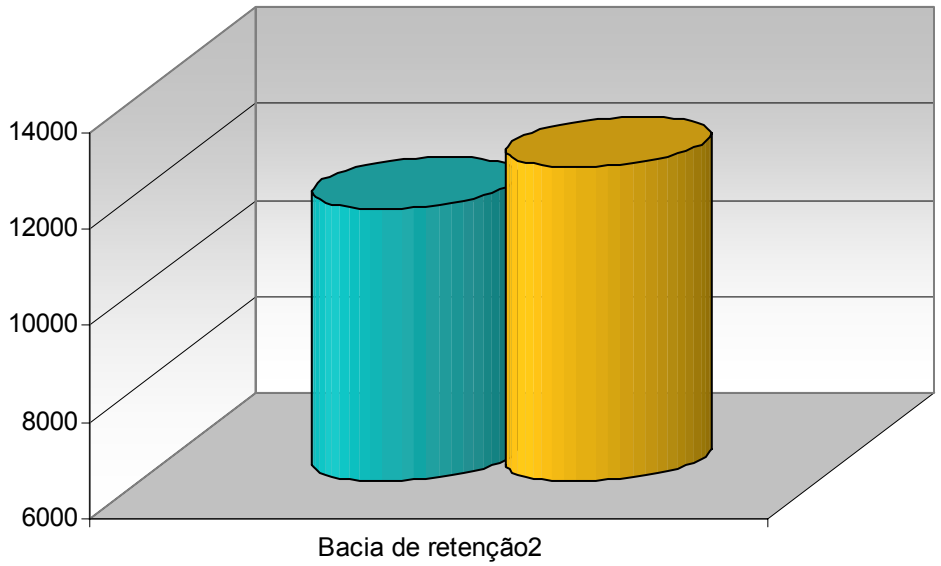
$$V_{a\,(10)} = Q_M \times t_d - \frac{Q_M \times t_c}{2} - q \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] + \frac{Q_M}{2 \times t_c} \times \left[-\left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right]^2 + 2 \times (t_c + t_d) \times \left[\frac{(Q_M - q) \times t_c}{Q_M} + t_d \right] - t_d \times (2 \times t_c + t_d) \right] = 12\,343 \text{ m}^3$$

Com: $Q_{M\,(10)} = C \times \frac{a}{60} \times t_{d\,(10)}{}^{b} \times A = 59\,988$ [l/min] $t_c = 19{,}30$ [min]

$q = 33\,000$ [l/min] $t_{d\,(9)} = t_{corrigido\,(8)} = 426{,}15$ [min]

Correcção pelo facto de nos instantes iniciais apenas sair o caudal que entra e não q x t:
$V_{a(1)}' = V_{a(1)} + 175 \text{ m}^3 = 12\,518 \text{ m}^3$

O processo termina na 10ª aproximação. Sendo o volume de armazenamento máximo da bacia de retenção **$V_{a\,(10)}$ = 12 518 m^3**.



Método "Holandês"
Método tendo em conta o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada

Fig. 7.1 – Comparação entre os volumes obtidos pelos dois métodos simplificados.

7.2 - MÉTODO NÚMERICO

Após a aplicação dos métodos expeditos, as condições de funcionamento da bacia de retenção são agora verificadas através da modelação númerica.

A bacia de retenção pode ser temporária ou possuir um volume de água permanente. O volume permanente tem a vantagem de permitir uma deposição adicional e um tratamento biológico nos intervalos entre os eventos de precipitação. Optou-se neste caso por considerar que a bacia de retenção tem um nível de água permanente de 0,50 m.

Para aplicar o modelo numérico, admitiu-se de acordo com os resultados obtidos pelos métodos simplificados, por uma bacia de retenção de secção trapezoidal (equação 5.23), com as seguintes dimensões:

- Comprimento da bacia de retenção (L_b) = 230,00 m.
- Largua da bacia de retenção (b) = 115,00 m.
- Factor de declive dos taludes (z) = 3 m/m (3H:1V)).

Considerou-se que o descarregador é do tipo Cipolletti: $Q = 1,86 \times L_d \times H^{1,5}$, com a cota de soleira situda a 0,50 m do fundo da bacia de retenção.

- Largura do descarregador (L_d) = 0,60 m.

A aplicação do método considera os seguintes procedimentos:

- Definição do hidrograma de entrada;
- Definição da lei de armazenamento em função da forma da bacia de retenção. Calculou-se o V(h) através da fórmula da secção prismática (equação 5.23);

- A lei de vazão da estrutura de descarga, foi efectuada para um descarregador de soleira espessa do tipo Cipolletti;

- Finalmente, determinaram-se as variáveis desconhecidas: a) hidrograma de saída; b) evolução do armazenamento ao longo do tempo.

Resultados obtidos:

t_d = 347,00 min (tempo de duração da chuvada que conduz à situção mais desfavorável).

t_M = 357,00 min (tempo ao fim do qual o volume armazenado é máximo).

V_a = 17 545 m^3 (volume de armazenamento máximo da bacia de retenção).

$H_{máx}$ = 1,12 m (altura máxima de água na bacia de retenção).

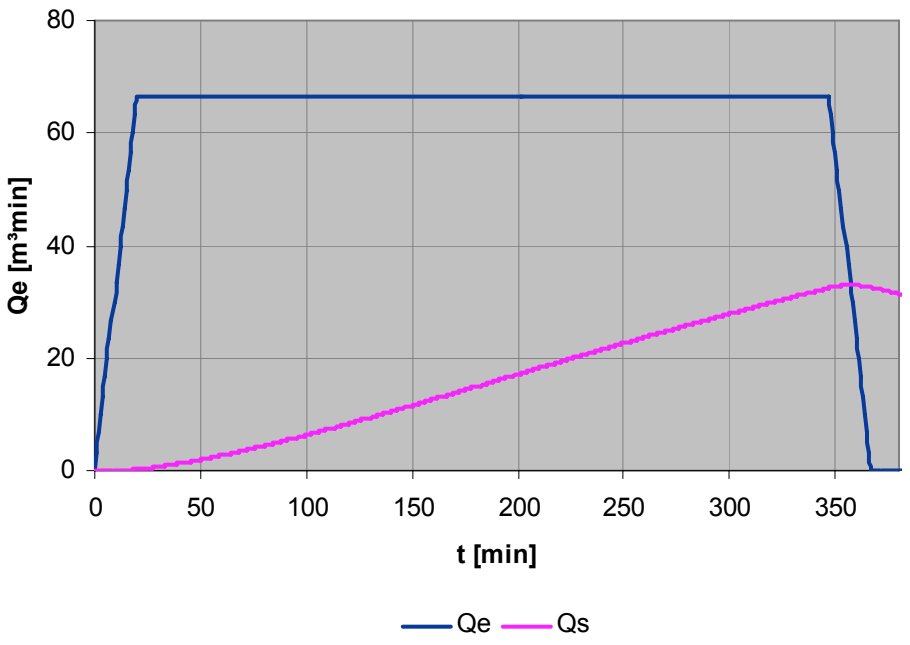
$Q_{s\ max}$ =32,97 m^3/min (caudal de descarga máximo).

Análise dos resultados obtidos:

Os resultados obtidos da aplicação dos métodos simplificados são semelhantes entre si. O resultado obtido pelo modelo numérico é bastante superior, no entanto coerente com os resultados obtidos pelos métodos simplificados, uma vez que nestes, se considera a saída de água constante ao longo do tempo.

Na realidade a saída de água da bacia de retenção é variável ao longo do tempo e atinge o valor máximo apenas num determinado instante, sendo no restante tempo sempre inferior ao valor que se considerou constante nos métodos simplificados.

Os resultados obtidos por qualquer um dos três métodos, são muito superiores aos apresentados no projecto do anexo C, estando a bacia de retenção, neste ultimo, dimensionada do lado da insegurança.



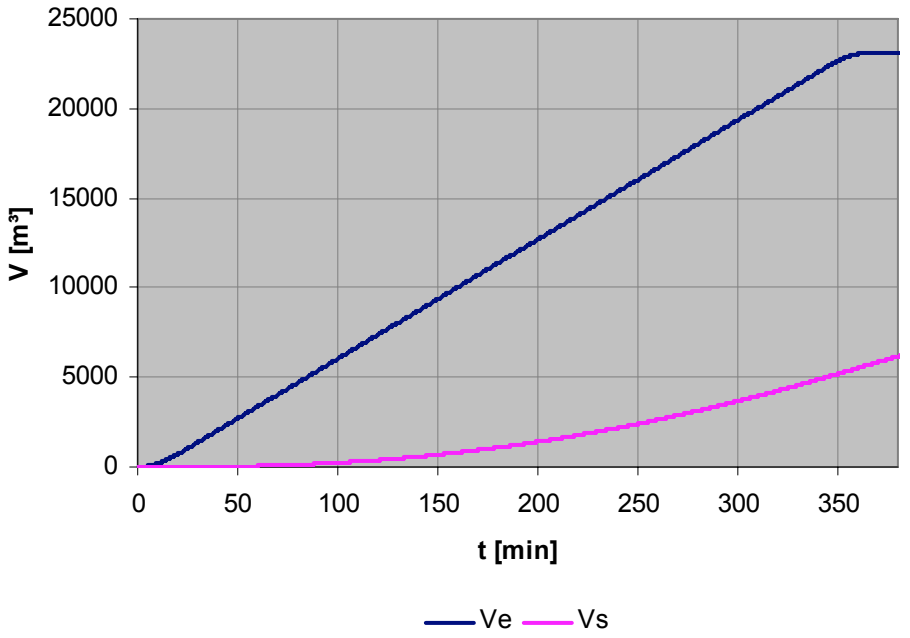
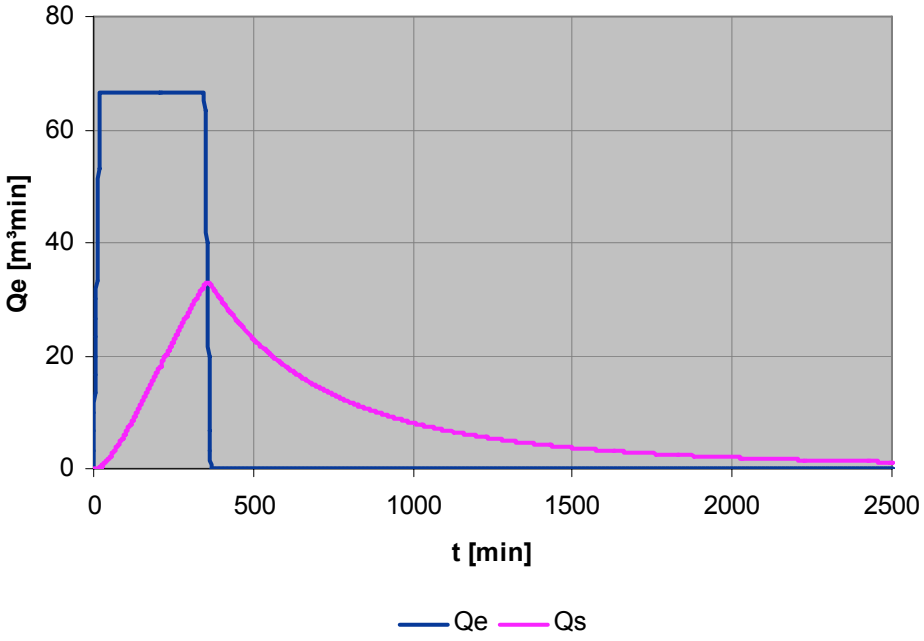


Fig. 7.2 – Gráfico esquemático dos resultados obtidos pelo modelo numérico *(durante a entrada de caudal na bacia de retenção)*.



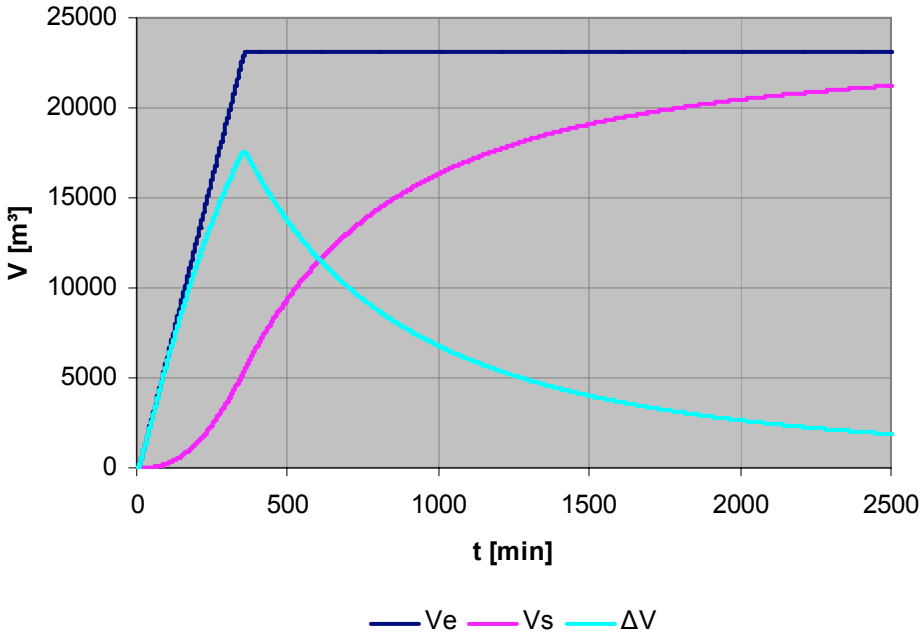


Fig. 7.3 – Gráfico esquemático dos resultados obtidos pelo modelo numérico *(até parte do esvaziamento da bacia de retenção)*.

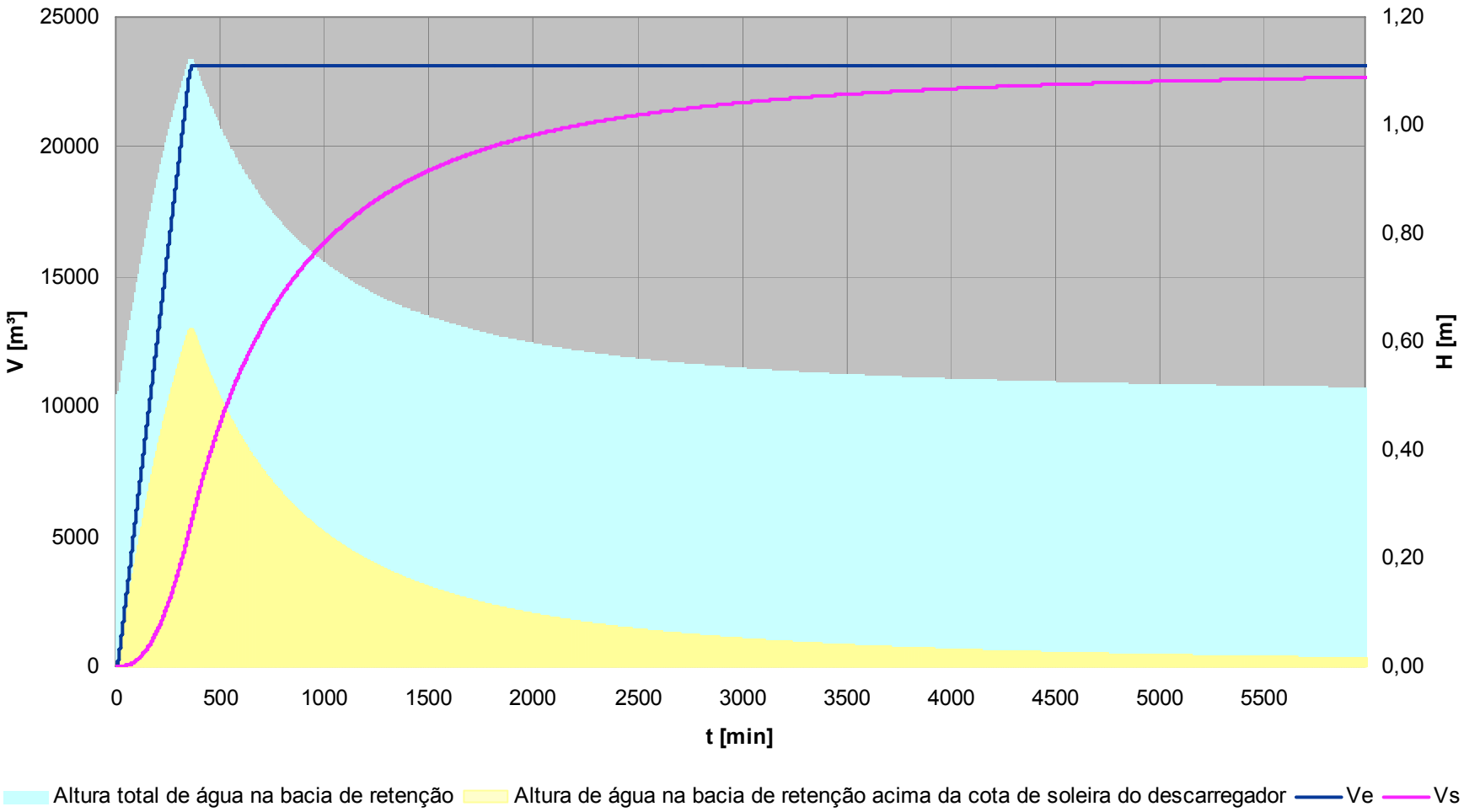


Fig. 7.4 – Representação esquemática do armazanamento de água na bacia de retenção ao longo do tempo.

CAPÍTULO 8

PRÉ-DIMENSIONAMENTO ATRAVÉS DE ÁBACOS

8 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO ATRAVÉS DE ÁBACOS

8.1 - CONSTRUÇÃO DOS ÁBACOS, H_A VERSUS Q_S

Para proceder a uma estimativa muito mais grosseira da altura de armazenamento, mas simultaneamente muito mais rápida, construíram-se três ábacos, um para cada região pluviométrica definidas no D.R. n.º 23/95 de 23 de Agosto (Fig. A2), que podem constituir uma aproximação aos valores da área do lago montante, quando o dimensionamento da bacia de retenção não for o primeiro objectivo.

O ábaco da Fig. 8.1 para a região A, o ábaco da Fig. 8.2 para a região B, e ábaco da Fig. 8.3 para a região C. O ábaco da Fig. 8.4 é resultado da sobreposição dos três ábacos anteriores. O método constitui uma aproximação gráfica ao método "Holandês", que atrás se desenvolveu, e que é desde logo o mais simplificado de todos os descritos.

Estas construções gráficas traduzem uma série de curvas, cada uma delas para um tempo dado pela expressão (8.3). A curva dada pela expressão (8.4) foi representada nos ábacos para seis períodos de retorno (2, 5, 10, 20, 50 e 100).

- $$H_a = H_e - H_s \qquad (8.1)$$

- $$H_a = \frac{a}{60} \times t^{b+1} - q_s \times t \qquad (8.2)$$

- $$\frac{dH_a}{dt} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad t_M = \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b} \qquad (8.3)$$

- $$H_a = -\frac{b \times q_s}{1+b} \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b} \qquad (8.4)$$

Com: H_a – volume especifico armazenado [mm]
H_e – volume especifico afluente (entrada) [mm]
H_s – volume especifico efluente (saída) [mm]
t - tempo da duração da chuvada [min]
t_M - tempo ao fim do qual o volume armazenado é máximo [min]
q_s - caudal especifico efluente [mm/min]
a, b – constantes da curva IDF

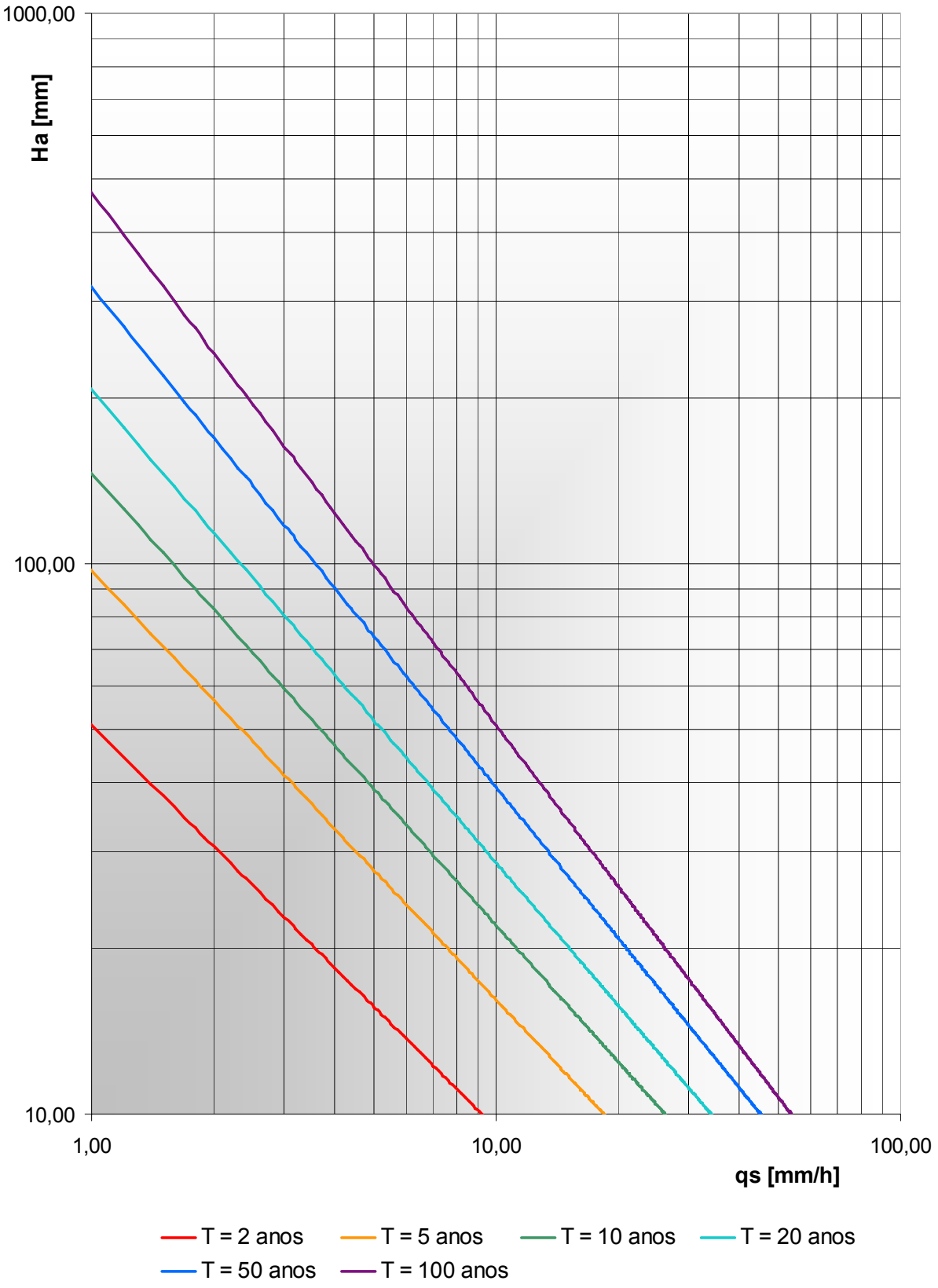


Fig. 8.1 - Ábaco H_a versus q_s para a região A.

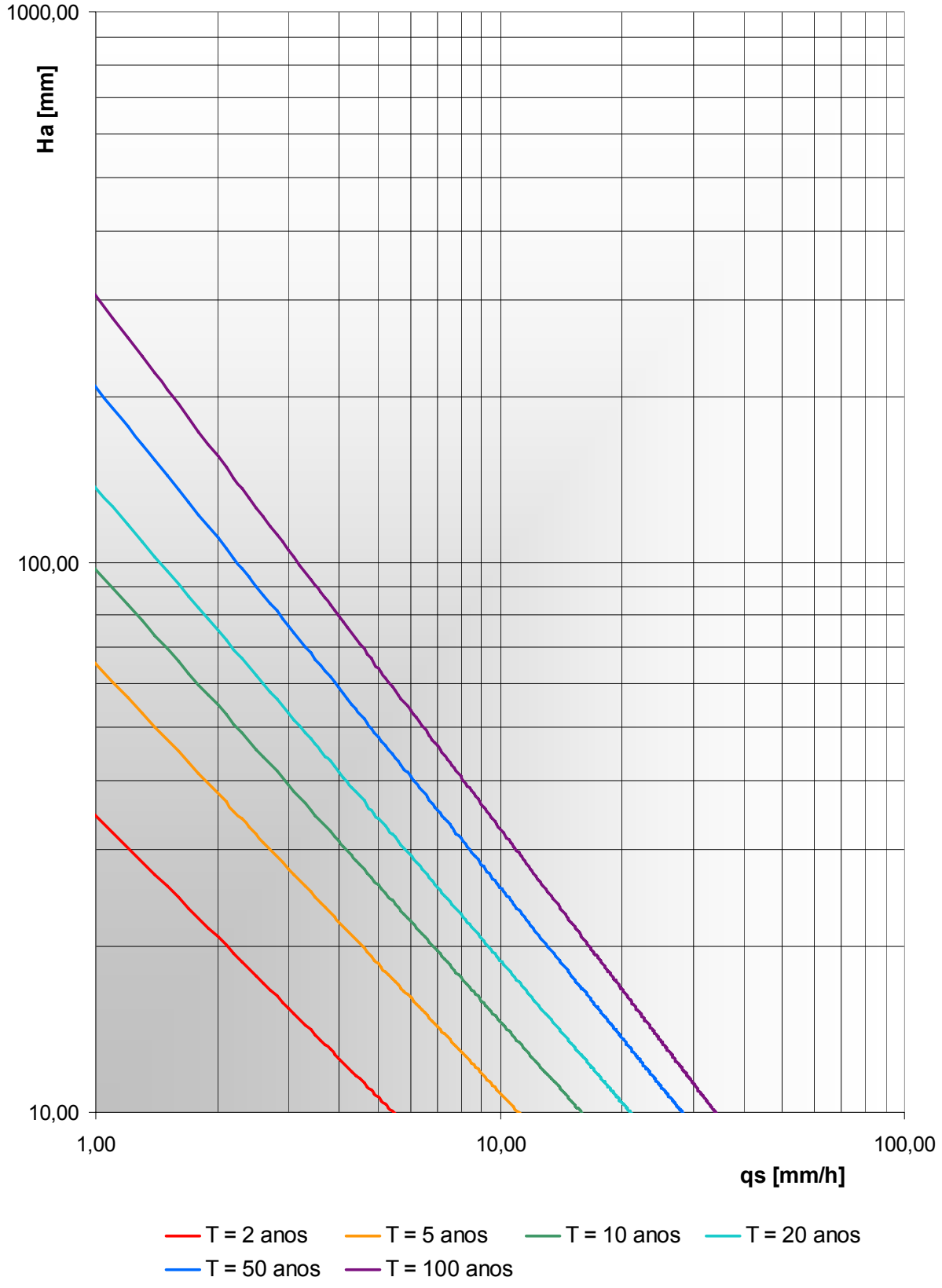


Fig. 8.2 - Ábaco H_a versus q_s para a região B.

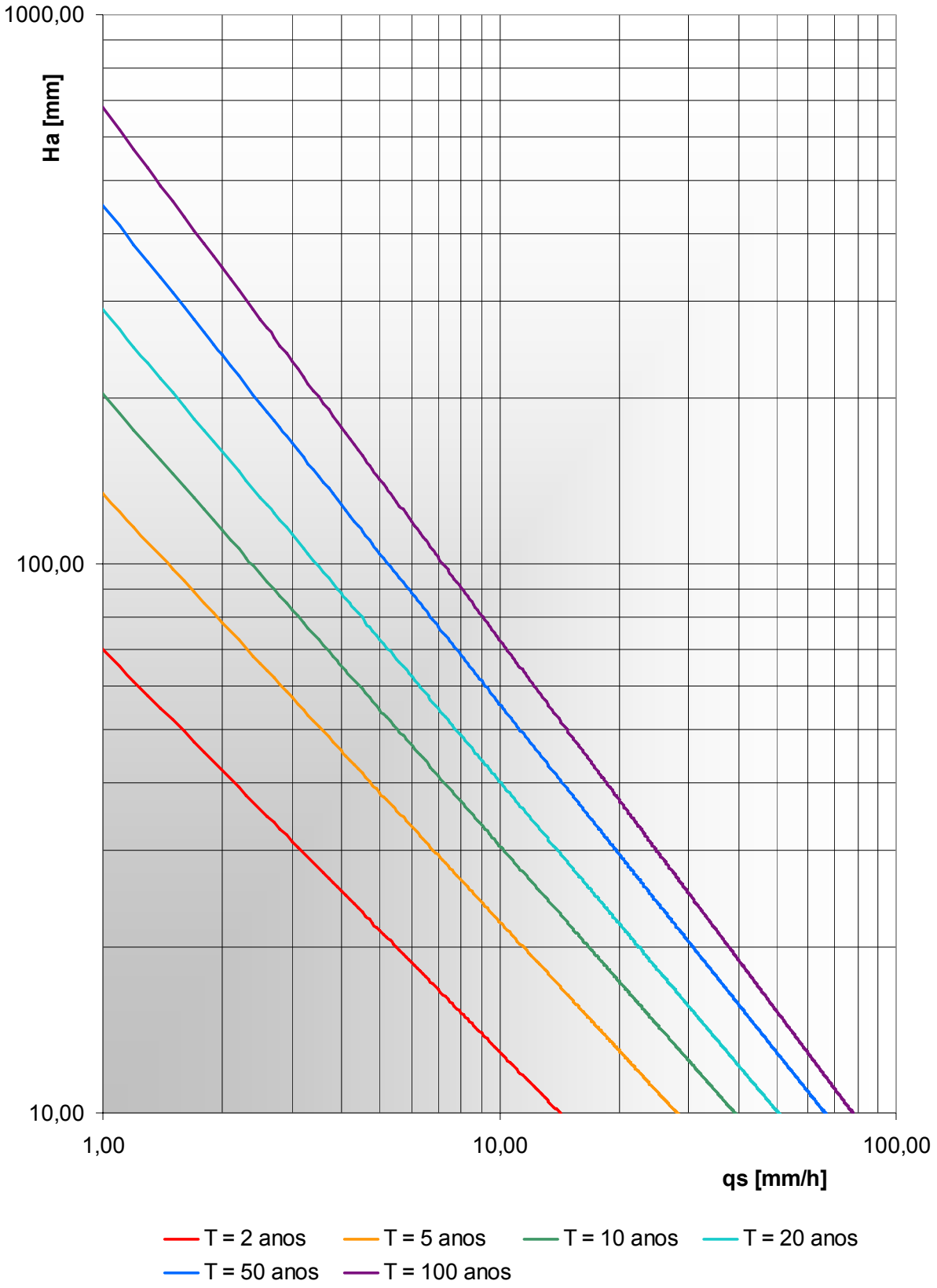


Fig. 8.3 - Ábaco H_a versus q_s para a região C.

8.2 - UTILIZAÇÃO DOS ÁBACOS

Uma avaliação rápida da altura de armazenamento, pode ser efectuada recorrendo aos ábacos das Figuras 8.1, 8.2 e 8.3, ou 8.4 (os ΔH correspondentes às três regiões pluviometricas foram representados graficamente, e em conjunto, nesse ábaco).

A aplicação do processo supõe quatro fases:

1º) Numa primeira fase, devem determinar-se todas as variáveis fundamentais e necessárias no calculo.

- O valor q do caudal efluente (saída) admitido a jusante em m^3/s.
- O valor C x A da área activa da bacia hidrográfica, em ha.
- A escolha do período de retorno, T.

2º) Numa segunda fase, terá de converter-se o caudal efluente q em altura equivalente q_s, de acordo com a expressão (5.2), alterando as unidades para mm/h.

$$q_s = \frac{360 \times q}{C \times A}$$

Com: A – área da bacia de drenagem [ha]
q – caudal efluente (saída) [m^3/s]
q_s – caudal especifico efluente [mm/h]
C – coeficiente de escoamento

3º) Numa terceira fase, consoante a região pluviometrica e, na curva do respectivo período de retorno escolhido, procuramos no ábaco da Fig. 8.4 ou nos ábacos das Figuras 8.1, 8.2 ou 8.3 consoante a região), a altura específica de armazenamento H_a, em mm.

4º) Por último, numa quarta fase, avaliar-se-á o volume útil de armazenamento V_a, em m^3, com o caudal efluente (saída) constante.

$V_a = 10 \times C \times A \times H_a$, das expressões (5.9) e (5.10)

Com: V_a – volume de armazenamento da bacia de retenção [m^3]
A – área da bacia de drenagem [ha]
H_a – volume especifico armazenado [mm]

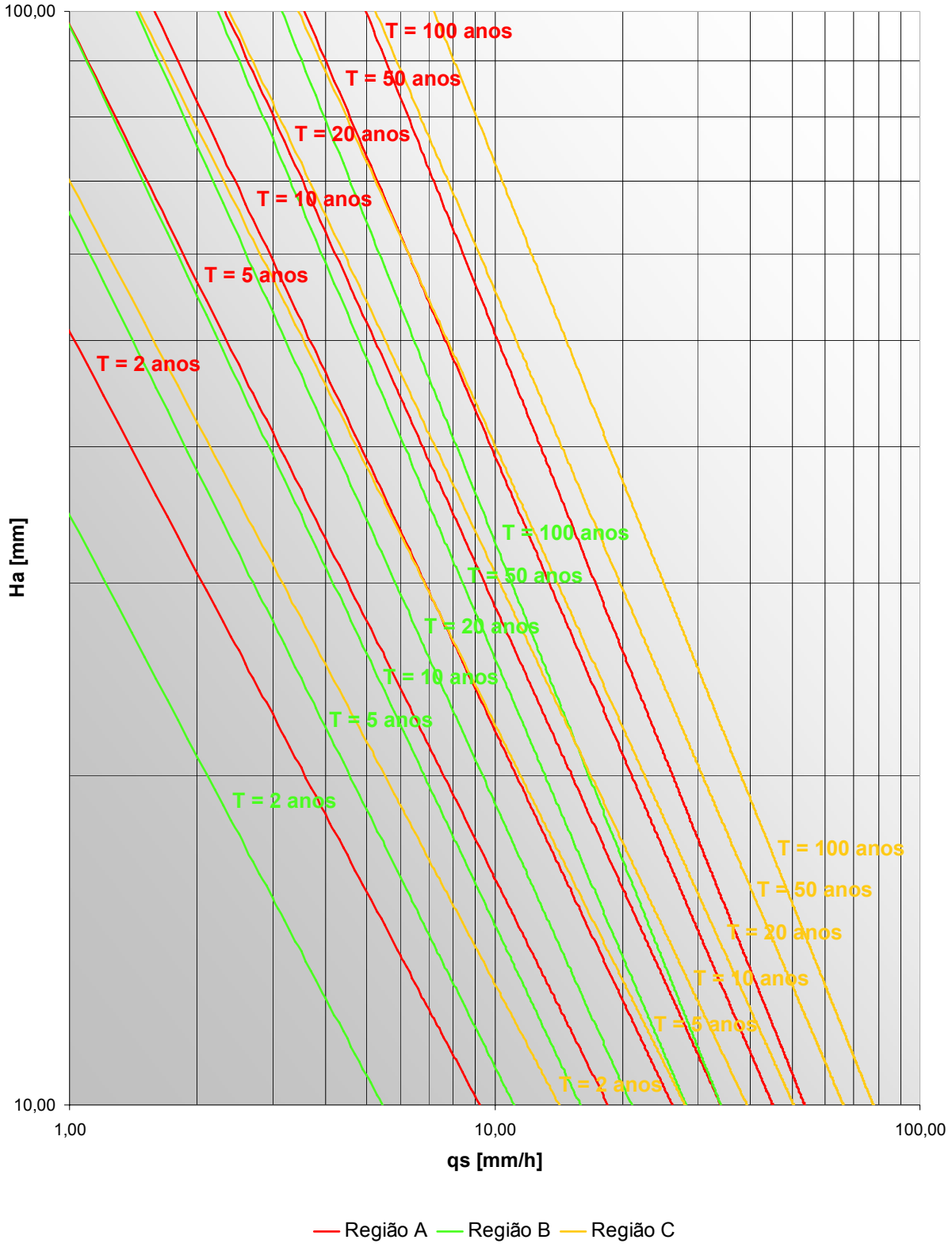


Fig. 8.4 - Ábaco - Método simplificado.

CAPÍTULO 9

BREVE ENQUADRAMENTO LEGISLATIVO

9 - BREVE ENQUADRAMENTO LEGISLATIVO

Com vista a regulamentar a ocupação e a utilização do domínio hídrico, prevenindo intervenções desordenadas, frequentemente resultantes de pressões urbanísticas, foram tomadas, em Portugal, várias iniciativas a nível legislativo *(Costa e Gonçalves, 2000)*.

Para além do enquadramento legislativo no domínio da gestão dos recursos hídricos, há também a considerar a legislação referente ao ordenamento do território, à protecção do ambiente e dos recursos hídricos, à defesa contra riscos naturais e à protecção civil, e obviamente a legislação referente às bacias de retenção.

Os impactes que ocorrem na drenagem urbana são, em primeiro lugar, consequência directa das práticas do uso do solo, da forma como a infra-estrutura urbana é planeada, legislada e implementada.

Neste capítulo, identifica-se a principal legislação, referindo-se, de modo sucinto, aspectos relevantes do seu conteúdo.

9.1 - GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS

A legislação relacionada com a gestão dos recursos hídricos entendida no sentido lato, ou seja, da relação de tais recursos com a sociedade em geral, evoluiu ao longo do tempo, reflectindo as prioridades de diferentes gerações, tornando-se de algum modo dispersa e inconsistente.

9.1.1 - DECRETO-LEI N.º 468/71, DE 5 DE NOVEMBRO - *Regime jurídico do domínio público hídrico.*

Constitui uma das bases para a definição da jurisdição e tutela da entidade responsável sobre a gestão dos cursos de água e das zonas envolventes.

São nele definidas três importantes figuras: o *leito*, correspondendo ao terreno coberto pelas águas, quando não influenciadas por cheias extraordinárias (art. 2º); a *margem*, referente à faixa de terreno contígua ou sobranceira à linha que limita o leito (art. 3º) e a *zona adjacente*, entendida como a área contígua à margem que, como tal, seja classificada por decreto por se encontrar ameaçada pelas cheias (art.4º).

O Decreto-Lei nº 468/71 constitui um marco importante no ordenamento do domínio hídrico pois estipula que as margens e os cursos de água devem ficar livres de qualquer construção e introduz pela primeira vez o conceito de zona adjacente onda a construção é condicionada ou proibida.

☞ **Alterado pelo Decreto-Lei n.º89/97 de 26 de Fevereiro, pela Resolução da Assembleia Legislativa Regional n.º23/2001/M de 27 de Agosto e pela Lei n.º16/2003 de 4 de Junho.**

9.1.2 - Decreto-lei n.º 513-P/79, de 26 de Dezembro

O Decreto-Lei nº 513-P/79 visa estabelecer um regime de transição entre a aplicabilidade prática das disposições consignadas no Decreto-Lei 468/71 e da legislação que o precede.

Deste modo, as disposições do regime das zonas adjacentes (estipuladas no art.15º do Decreto-Lei 468/71) são aplicadas aos campos marginais tradicionalmente inundados pelas águas, quer ordinárias, quer em situações de cheia, mesmo que tais zonas não se encontrem ainda definidas por Decreto de Classificação, não sendo permitida construção não licenciada nas zonas marginais dos cursos de água afectadas pelas cheias.

9.1.3 - Decreto-lei n.º 89/87, de 26 de Fevereiro

Introduz alterações ao Decreto-Lei 468/71, reflectindo a preocupação dominante da defesa contra os estragos causados pelas inundações.

Para o efeito, estabelece medidas de protecção à zona ameaçada por cheias, entendida como sendo a zona contígua à margem que se desenvolve até à cota atingida pela cheia com período de retorno de 100 anos (art. 14º).

9.1.4 - Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de Agosto

Aprova o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais.

A Secção II, do Capítulo VI, do Título IV, deste Decreto-lei, diz especificamente respeito a Bacias de Retenção.

A estrutura desta secção é a seguinte:

Artigo 176.º - Finalidade
Artigo 177.º - Tipos
Artigo 178.º - Elementos constituintes
Artigo 179.º - Dimensionamento hidráulico
Artigo 180.º - Aspectos construtivos

A fórmula apresentada no ponto 5 do art. 179.º não está correcta para as unidades apresentadas. Para estar de acordo com as unidades apresentadas, falta o número 60 assinalado na seguinte expressão:

$$V_a = 10 \times \left[-\frac{b \times q_s}{1+b} \right] \times \left[\frac{60 \times q_s}{a \times (b+1)} \right]^{1/b} \times C \times A$$

Em falta no D.R. n.º 23/95 de 23 de Agosto

Com:

$$q_s = \frac{6xq}{CxA}$$

Onde: V_a - volume de armazenamento [m^3]

q_s - caudal específico efluente, ou seja, o caudal por unidade de área activa da bacia de drenagem [mm/min]

C - coeficiente de escoamento

a, b - parâmetros da curva I–D-F (Anexo IX do D.R. n.º 23/95 de 23 de Agosto)

q - caudal máximo efluente [m^3/s]

A - área da bacia de drenagem [ha]

9.1.5 - Decreto-Lei n.º 236/98, de 1 de Agosto

Estabelece normas, critérios e objectivos de qualidade com a finalidade de proteger o meio aquático e melhorar a qualidade das águas em função dos seus principais usos. Transpõe as seguintes directivas: 75/440/CEE. JO L194 75-7-25 76/160/CEE. JO L31 76-02-05 76/464/CEE. JO L129 76-5-18 78/659/CEE. JO L222 78-8-14 79/869/CEE. JO L271 79-10-29 79/923/CEE. JO L281 79-11-10 80/68/CEE. JO L20 80-1-26 80/778/CEE. JO L229 80-8-30 Declaração de Rectificação n.º 22-C/98 de 30 de Novembro (Supl.).

☞ **Alterado pelos D.L. n.º52/99, D.L. n.º53/99 e D.L. n.º54/99 de 20 de Fevereiro, D.L. n.º56/99, de 26 de Fevereiro, e D.L. n.º243/2001 de 5 de Setembro.**

9.1.6 - DECRETO-LEI N.º 364/98, DE 21 DE NOVEMBRO

O Decreto-Lei nº364/98 estabelece a obrigatoriedade de elaboração de cartas de zonas inundáveis nos municípios com aglomerados urbanos que foram atingidos por cheias num período que inclua pelo menos o ano de 1967 e que não estejam abrangidos por zonas adjacentes classificadas. O diploma transcreve o que foi regulamentado nos demais decretos anteriormente citados, referindo que as Câmaras Municipais devem incluir nos Planos Municipais de Ordenamento do Território (PMOT) a delimitação das zonas inundáveis, proibindo ou condicionando nas mesmas a construção edificada. Assim, esta legislação incide directamente sobre a administração local, por regra, alvo de intensa pressão urbanística nos terrenos contíguos a linhas de água, promovendo, ainda, a divulgação no seio da população dos riscos associados à ocupação daqueles terrenos e, consequentemente, a prevenção mais eficaz contra esses mesmos riscos (*(Costa e Gonçalves, 2000)*.

9.1.7 - DECRETO-LEI N.º 52/99 DE 20 DE FEVEREIRO

Transpõe para o direito interno a Directiva n.º 84/156/CEE, do Conselho, de 8 de Março, relativa aos valores limite e aos objectivos de qualidade para a descarga de mercúrio de sectores que não o da electrólise dos cloretos alcalinos.

9.1.8 - DECRETO-LEI N.º 53/99 DE 20 DE FEVEREIRO

Transpõe para a ordem jurídica interna a Directiva n.º 83/513/CEE, do Conselho, de 26 de Setembro, relativa aos valores limite e aos objectivos de qualidade para as descargas de cádmio.

9.1.9 - DECRETO-LEI N.º 54/99 DE 20 DE FEVEREIRO

Transpõe para o direito interno a Directiva n.º 84/491/CEE, do Conselho, de 9 de Outubro, relativa aos valores limite e aos objectivos de qualidade para as descargas de hexaclorociclo-hexano.

9.1.10 - RESOLUÇÃO DA ASSEMBLEIA LEGISLATIVA REGIONAL N.º 23/2001/M DE 27 DE AGOSTO

Apresenta à Assembleia da República uma proposta de lei relativa à alteração do Decreto-Lei n.º468/71, de 5 de Novembro, relativo ao regime jurídico dos terrenos do domínio público hídrico.

9.1.11 - DECRETO-LEI N.º 243/2001 DE 5 DE SETEMBRO

Aprova normas relativas á qualidade da água destinada ao consumo humano transpondo para o direito interno a Directiva n.º 98/83/CE, do Conselho, de 3 de Novembro, relativa à qualidade da água destinada ao consumo humano.

9.1.12 - LEI N.º 16/2003 DE 4 DE JUNHO.

Terceira alteração ao Decreto-Lei n.º 468/71, de 5 de Novembro (revê, actualiza e unifica o regime jurídico dos terrenos do domínio público hídrico).

9.1.13 - RESOLUÇÃO DO CONSELHO DE MINISTROS N.º 113/2005

Aprova o Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água – Bases e Linhas Orientadoras (D.R. n.º124, I-Série-B)

9.1.14 - PLANOS DE RECURSOS HÍDRICOS

O planeamento de recursos hídricos é regulado pelo Decreto-Lei nº45/94, de 22 de Fevereiro, que concretiza as regras gerais estabelecidas na Lei de Bases do Ambiente, Lei nº11/87. Segundo o Decreto-Lei nº45/94, o planeamento de recursos hídricos é concretizado mediante planos de recursos hídricos, em dois níveis:

- O **Plano Nacional da Água**, que tem por objecto espacial todo o território do Continente e que visa a definição de estratégias nacionais para a valorização e protecção dos recursos hídricos no quadro do ordenamento jurídico nacional e comunitário, a articulação de estratégias de planeamento de cada bacia hidrográfica, bem como a articulação com Espanha de estratégias de gestão dos recursos hídricos das bacias hidrográficas luso-espanholas. O Decreto-Lei n.º 112/2002 de 17 de Abril, aprova o Plano Nacional da Água.

- Os **Planos de Bacias Hidrográficas** (PBH) que são instrumentos que obrigam a acção da Administração em matéria de protecção e utilização das águas e que fundamentam as soluções técnicas, normativas, administrativas e financeiras a implementar para resolver as situações críticas detectadas. Realçam-se dois dos anexos temáticos que, em resultado do desenvolvimento conferido aos estudos relativos aos PBH, integrarão estes planos:

O Anexo 5 – Uso do Solo e Ordenamento do território e o Anexo 8 – Usos e Ocupações do Domínio Hídrico *(Serra et al., 1999)*.

9.2 - LEGISLAÇÃO AMBIENTAL

9.2.1 - LEI N.º 11/87 DE 7 DE ABRIL

A legislação ambiental chave encontra-se expressa na Lei de Bases do Ambiente de 1987. As principais ferramentas propostas para a implementação dos objectivos estabelecidos nesta lei são, entre outras, a definição da Reserva Ecológica Nacional (REN), e a obrigatoriedade da aprovação do EIA para o licenciamento final das obras e trabalhos pelos serviços competentes.

Artigo 30.º:

1 – O planos, projectos, trabalhos e acções que possam afectar o ambiente, o território e a qualidade de vida dos cidadãos, quer sejam da responsabilidade e iniciativa de um organismo da administração central regional ou local, quer de instituições públicas ou privadas, devem respeitar as preocupações e normas desta lei e terão que ser acompanhadas de um EIA.

2 – Serão regulamentadas por lei as condições em que será efectuado o EIA, o seu conteúdo, bem como as entidades responsáveis pela análise das suas conclusões e pela autorização e licenciamento da obra ou trabalhos previstos.

3 – A aprovação do EIA é condição essencial para o licenciamento final das obras e trabalhos pelos serviços competentes, nos termos da lei.

9.2.2 - DECRETO-LEI N.º 321/83 DE 5 DE JULHO

Regime jurídico da Reserva Ecológica Nacional. A REN, criada pelo Decreto-Lei nº321/83, tem carácter essencialmente preventivo, sendo obrigatória a sua delimitação no âmbito dos Planos Regionais, Municipais e Especiais de Ordenamento do Território e dos Planos Directores Municipais.

O regime da REN proíbe a construção edificada em zonas costeiras e ribeirinhas e de águas interiores, em áreas de infiltração máxima e em zonas declivosas. No que se refere à defesa contra cheias e ao ordenamento da rede hidrográfica, a REN é de relevante importância por incluir as zonas ameaçadas por cheias, considerando ainda a protecção das cabeceiras dos cursos de água e das

zonas de risco de erosão elevado. Verifica-se por vezes uma sobreposição com o domínio hídrico, subjacente aos critérios de delimitação, nomeadamente no que respeita aos leitos dos cursos de água e zonas ameaçadas pelas cheias, não sendo referido no Anexo I da REN o conceito de margem, o que constitui uma omissão importante, sobretudo no caso de cursos de água pouco susceptíveis de ocorrência de cheias *(Saraiva, 1995)*.

9.2.3 - DECRETO-LEI N.º 69/2000 DE 3 DE MAIO

Aprova o regime jurídico da avaliação de impacte ambiental, transpondo para a ordem jurídica interna a Directiva n.º 85/337/CEE, com as alterações introduzidas pela Directiva n.º 97/11/CE, do Conselho, de 3 de Março de 1997.

☞ **Rectificado pela Declaração de Rectificação n.º7-D/2000, de 30 de Junho, e alterado pelos D. L n.º 74/2001, de 26 de Fevereiro, e D. L. n.º 197/2005 de 8 de Novembro.**

9.2.4 - DECLARAÇÃO DE RECTIFICAÇÃO N.º7-D/2000 DE 30 DE JUNHO

De ter sido rectificado o Decreto-Lei n.º 69/2000 de 3 de Maio, do Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território, que aprova o regime jurídico da avaliação de impacte ambiental, transpondo para a ordem jurídica interna a Directiva n.º 85/337/CEE, com as alterações introduzidas pela Directiva n.º 97/11/CE, do Conselho, de 3 de Março de 1997.

9.2.5 - DECRETO-LEI N.º 74/2001 DE 26 DE FEVEREIRO

Revoga o n.º3 do art.º 46º do Decreto-Lei n.º69/2000, de 3 de Maio, que institui o novo regime jurídico de avaliação de impacte ambiental.

9.2.6 - PORTARIA N.º 330/2001 DE 2 DE ABRIL

Fixa as normas técnicas para a estrutura da proposta de definição do âmbito do EIA (PDA) e normas técnicas para a estrutura do estudo do impacte ambiental (EIA)

☞ **Rectificada pela Declaração de Rectificação n.º 13-H/2001 de 31 de Maio.**

9.2.7 - DECLARAÇÃO DE RECTIFICAÇÃO N.º13-H/2001 DE 31 DE MAIO

De ter sido rectificada a Portaria 330/2001 de 2 de Abril, do Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território que fixa as normas técnicas para a estrutura da proposta de definição do âmbito do EIA (PDA) e normas técnicas para a estrutura do estudo do impacte ambiental (EIA).

9.2.8 - PORTARIA N.º 123/2002 DE 8 DE FEVEREIRO

Define a composição e o modo de funcionamento e regulamenta a competência do Conselho Consultivo de Avaliação de Impacte Ambiental.

9.2.9 - DECRETO-LEI N.º 197/2005 DE 8 DE NOVEMBRO

Terceira alteração ao Decreto-Lei n.º 69/2000, de 3 de Maio, transpondo parcialmente para a ordem jurídica interna a Directiva n.º 2003/35/CE, do Parlamento Europeu e do Conselho, de 26 de Maio.

9.3 - LEGISLAÇÃO DO USO DO SOLO

Os Planos Regionais de Ordenamento do Território foram criados em 1988 (D.L. nº176-A/88, revogado pelo D.L. n.º 380/99) e os Planos Directores Municipais, em 1990 (D.L. nº69/90, revogado pelo D.L. n.º380/99).

Existe também um importante instrumento relativo ao uso de solo agrícola, designadamente, a Reserva Agrícola Nacional (RAN). A RAN foi estabelecida pelo D.L. nº196/89, posteriormente alterado pelos D.L. nº274/92, e D.L. n.º 278/95. Visa proteger os solos de maior aptidão agrícola, passando a sua aplicação pela delimitação dos solos de capacidade de uso muito elevada e elevada. As áreas sujeitas às regulamentações da REN e da RAN devem ser identificadas nos planos locais e regionais.

Os Planos Municipais de Ordenamento do Território (PMOT) integram os Planos de Urbanização (PU), os Planos de Pormenor (PP) e os Planos Directores Municipais (PDM).

Os Planos Directores Municipais (PDM) são instrumentos de planeamento relevantes no quadro do ordenamento em Portugal que estabelecem uma estrutura espacial para o território municipal, a classificação dos solos e os índices urbanísticos. Procuram, ainda, compatibilizar a protecção e a

valorização das áreas agrícolas e florestais e do património natural e edificado. Têm como elementos fundamentais a planta de ordenamento que delimita as classes de espaços em função do uso dominante e a planta actualizada de condicionantes, que integra as restrições de utilidade públicas decorrentes da REN, da RAN e do domínio público hídrico, entre outras.

9.3.1 - DECRETO-LEI N.º 380/99 DE 22 DE SETEMBRO

Estabelece o regime jurídico dos instrumentos de gestão territorial.

☞ **Alterado pelo D.L. n.º 53/2000 de 7 de Abril e pelo D.L. n.º 310/2003 de 10 de Dezembro.**

9.3.2 - DECRETO-LEI N.º 53/2000 DE 7 DE ABRIL

Altera o Artigo 157º do Decreto-Lei n.º 380/99 de 22 de Setembro, que estabelece o regime jurídico dos instrumentos de gestão territorial.

9.3.3 - DECRETO-LEI N.º 310/2003 DE 10 DE DEZEMBRO

Altera pela segunda vez o regime jurídico dos instrumentos de gestão territorial, aprovado pelo Decreto-Lei n.º 380/99, de 22 de Setembro.

9.4 - ALGUMAS EXPERIÊNCIAS ESTRANGEIRAS

Muitos países desenvolveram soluções técnicas e financeiras específicas para tratar o grave problema da drenagem urbana, existindo legislação que não permite que um novo empreendimento venha a originar caudais pluviais superiores aos ocorridos antes da construção.

Parece uma medida a ter em conta, a qual viria, por certo, a despertar um maior interesse para a utilização de bacias de retenção.

9.4.1 - ESTADOS UNIDOS

Nos Estados Unidos, uma norma estabelecida pela EPA (*Environmental Protection Agency*) obriga todas as cidades com mais de 100 mil habitantes a estabelecer um programa de BMP (*Best Management Practices*) de drenagem urbana. Recentemente, decidiu-se que esse dispositivo passaria a vigorar, também, para cidades com população inferior à mencionada (Roesner e Traina, 1994). As BMPs envolvem o controle da qualidade e da quantidade das águas municipais por parte do município por meio de medidas estruturais e não-estruturais. O não-cumprimento do dispositivo pode levar a uma acção judicial da EPA contra o município.

9.4.2 - FRANÇA

Na França, as questões relativas à drenagem urbana são tratadas no âmbito da comuna ou da aglomeração (conjunto de comunas). No entanto, caso o problema extrapole os limites das comunas, a questão passa a ser tratada, de forma suplementar, no âmbito dos denominados Comitês de Bacia, que se constituem nos fóruns adequados para discussão e tomada de decisão, uma vez que congregam os usuários, os decisores políticos, os agentes da administração e a sociedade civil de uma determinada bacia ou região hidrográfica.

CAPÍTULO 10

CONCLUSÃO

10 - CONCLUSÃO

10.1 - SÍNTESE

Os resultados da aplicação dos métodos simplificados analisados, conduzem a resultados semelhantes entre si.

Nos casos estudados no capítulo 6, o método “Holandês” conduziu a volumes superiores aos obtidos pelo método tendo em conta o esvaziamento da bacia hidrográfica após o final da chuvada. Já no caso estudado no capítulo 7, o método tendo em conta o esvaziamento da bacia hidrográfica foi o que conduziu a um volume de armazenamento máximo maior.

Qualquer destes métodos simplificados fornece uma boa indicação no que respeita à definição da dimensão da bacia de retenção, como condição de partida, para a aplicação do método numérico, sendo no entanto o segundo um aperfeiçoamente e ajustamente à realidade em comparação com o primeiro.

No que concerna ao volume de armazenamento máximo da bacia de retenção, obtido pelo modelo numérico, este é bastante superior aos obtidos pelos métodos simplificados. No entanto, este valor é coerente com os métodos simplificados, uma vez que nestes, se considera a saída de água constante ao longo do tempo. Na realidade a saída de água da bacia de retenção é variável ao longo do tempo, pois depende da altura desta na bacia de retenção.

No método numérico impõe-se como limite para o caudal de saída, o valor que se considerou constante nos métodos simplificados. Ora, esse limite só é atingido em determinado instante, sendo o resto do tempo sempre inferior, pelo que o volume de armazenamento máximo obtido pelo método numérico é superior aos obtidos pelos métodos simplificados.

A aplicação do modelo numérico permite avaliar as condições de funcionamento da bacia de retenção, testando vários cenários, como sendo a dimensão desta e estruturas de descarga associadas.

Como a vazão de saída no descarregador de fundo é função da altura de água na bacia de retenção (quanto maior a altura de água sobre o descarregador, menor deve ser o seu diâmetro para a mesma vazão de restrição imposta), a solução adoptada para adequar a vazão de saída da bacia de retenção e não reduzir demais os diâmetros dos descarregadores de fundo, foi, nos casos estudados, reduzir a altura de água da estrutura tendo uma maior dimensão em planta.

Contudo, com a aplicação do modelo númerico, o projectista pode simular vários cenários, escolhendo o mais conveniente para cada situação.
Neste contexto, em situações de projecto, os métodos simplificados devem ser de aplicação limitada à fase de estudo prévio, sendo imperativa a aplicação do modelo numérico na fase do projecto de execução.

10.2 - PROPOSTAS FINAIS

Referem-se seguidamente os tópicos ou acções que se julgam mais relevantes para a continuação do estudo sobre dimensionamento de bacias de retenção:

- Analisar o papel de natureza qualitativa das bacias de retenção. A finalidade de uma bacia de retenção é, em geral, de natureza predominantemente quantitativa ou hidráulica, isto é, destina-se a utilizar temporariamente uma capacidade de armazenamento disponível para efeitos de regularização de caudais, tendo em vista o amortecimento ou redução do caudal de ponta para jusante, que deve ser compatibilizado com a capacidade limite do meio receptor.

  Nem sempre é pois fácil compatibilizar em pleno a finalidade quantitativa, associada essencialmente à protecção contra inundações, com a associada ao aspecto qualitativo, reflectido na despoluição e tratamento das águas armazenadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] ABREU, Maria Rafaela Pinto (1983) – "Contribuição para o estudo da drenagem de águas pluviais em zonas urbanas". Volume 1 e 2. S 290, LNEC, Lisboa, Portugal.

[2] BARBOSA, A. E., (1999) – "Highway Runoff Pollution and Design of Infiltration Ponds for Pollutant Retention in Semi-Arid Climates". Tese de Douturamento, Environmental Engineering Laboratory, Aalborg University. Denmark.

[3] BODHAINE, G. L. (1976) – "Measurement of Peak Discharge at Culvert by Indirect Methods". Techniques of water Resources Investigations of United States Geological Survey. Book 3, Chapter A3. U. S. Geological Survey. Washington. (*)

[4] BOURRIER, Régis (1997) – "Les réseaux d´assainissement". TEC & DOC, Paris, France.

[5] BRANDÃO, C. e RODRIGUES, R. (1998) – "Precipitações intensas em Portugal Continental para períodos de retorno até 1000 anos". Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos, DSRH, INAG, Lisboa, Portugal.

[6] BRANDÃO, C., RODRIGUES, R. e COSTA, J. P. (2001) – "Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal Continental". Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos, DSRH, INAG, Lisboa, Portugal.

[7] BRATER, E. F., KING, H. W. (1976) – "Handbook of Hydraulics". 6th ed. McGraw-Hill. New York, Estados Unidos da América. (*)

[8] CARDOSO, António Heleno (1998) – "Hidráulica Fluvial". Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa, Portugal.

[9] CARDOSO, António Heleno (2003) – "Hidráulica 1". Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil. UBI, Covilhã, Portugal.

[10] CARDOSO, António Heleno (2003) – "Hidráulica 2". Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil. UBI, Covilhã, Portugal.

(*) Referêcia não consultada directamente.

[11] CHOW, V. T. (1959) – "Open-Channel Hydraulics". McGraw-Hill International Esitions, Civil Engineering Series. New York, Estados Unidos da América.

[12] CHOW, V. T. (1964) – "Handbook of Applied Hydrology". McGraw-Hill. New York, Estados Unidos da América.(*)

[13] CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R. e MAYS, L. W. (1988) – "Applied Hydrology". McGraw-Hill. New York, Estados Unidos da América. (*)

[14] CORREIA, Francisco Nunes (1982) – "Caudais de cheia em pequenas bacias hidrográficas". S 247, LNEC, Lisboa, Portugal.

[15] CORREIA, Francisco Nunes (1983) – "Métodos de análise e determinação de caudais de cheia". Tese apresentada a concurso para investigador auxiliar do LNEC. Lisboa, Portugal.

[16] CORREIA, Francisco Nunes (1984[a]) – "Proposta de um método para a determinação de caudais de cheia em pequenas bacias naturais e urbanas". ITH 6, LNEC, Lisboa, Portugal.

[17] CORREIA, Francisco Nunes (1984[b]) – "Alguns procedimentos adoptados pelo Soil Conservation Service para o estudo do impacto da urbanização nos caudais de cheia". ITH 7, LNEC, Lisboa, Portugal.

[18] COSTA, E. S. e GONÇALVES, I. (2000) - "Algumas considerações sobre o licenciamento de utilização do domínio hídrico". 1º Congresso sobre Aproveitamento e Gestão dos Recursos Hídricos em Países de Idioma Português. Rio de Janeiro. Brasil.

[19] DAVID, J.M.S. (1976) – "Determinação de Caudais de Ponta de Cheia em Pequenas Bacias Hidrográficas". LNEC, Lisboa, Portugal. (*)

[20] DESBORDES, M. (1975) - "Quelques methodes de calcul des basins de retenue des eaux pluviales". Université des Sciences et Techniques du Languedoc. Montpellier..

[21] DOHY, Daniel e LIONNET, Nicolas (1997) - "Les Bassins de Retenue: Insertion Paysagere et Amenagement". Agence de l´Eau Seine-Normandie, France.

[22] FERREIRA LEMOS, José Manuel Pinto (2005) – "Aproveitamentos Hidráulicos e Obras Fluviais". Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil. FEUP, Porto, Portugal.

(*) Referêcia não consultada directamente.

[23] FERREIRA LEMOS, José Manuel Pinto e MAIA, Rodrigo (2005) – "Hidráulica Geral 2". Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil. FEUP, Porto, Portugal.

[24] FRANÇA, Adalberto Q. S. (2002) – "Drenagem". Apontamentos da cadeira de Projecto de Estradas leccionada no Mestrado de Vias de Comunicação. Publicação Didáctica. FEUP, Porto, Portugal.

[25] FRENCH, R. H. (1986) – "Open-Channel Hydraulics". McGraw-Hill Book Company, International Student Edition. (*)

[26] GRAIE, CERTU, Agences de l´eau (1994) – "Technique Alternatives en Assainissement Pluvial". Tec&Doc, Lavoisier. INSA, Lyon, França.

[27] HALIMI, Noureddine (1992) – "Dimensionnement de Bassin de Rétention des Eaux Pluviales". Mémoire présenté en vue de l´obtention du grade de maître ès sciences appliquées (M.Sc.A.). Département de Génie Civil, École Polytechnique de Montreal, Canada.

[28] JAE (1998) – "Manual de Drenagem Superficial em Vias de Comunicação". Tomo 1, versão provisória. Junta Autónoma de Estradas. Direcção de Serviços de Projectos, Portugal.

[29] LEAL, João Gouveia A. Bento (2005) – "Hidráulica 1". Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil. UBI, Covilhã, Portugal.

[30] LEAL, João Gouveia A. Bento (2005) – "Hidráulica 2". Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil. UBI, Covilhã, Portugal.

[31] LEAL, João Gouveia A. Bento (2005) – "Hidrologia e Recursos Hidrícos". Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil. UBI, Covilhã, Portugal.

[32] LEAL, João Gouveia A. Bento (2005) – "Saneamento Ambiental 1". Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil. UBI, Covilhã, Portugal.

[33] LENCASTRE, Armando (1992) – "Lições de Hidrologia". 2ª Edição revista. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa, Portugal.

[34] LENCASTRE, Armando (1996) – "Hidráulica Geral". Edição do Autor. Lisboa, Portugal.

(*) Referêcia não consultada directamente.

[35] LENCASTRE, A. e FRANCO, F. M. (2003) – "Hidráulica Urbana e Industrial". Volume II. LNEC, Lisboa, Portugal.

[36] LIMA, Herlander Mata, SILVA, Evaristo Santos e RAMINHOS, Cristina (2003) – "Gestão do Ecoamento: Métodos de Dimensionamento e Instalação de Bacias de Retenção". REM–Revista Escola de Minas. Lisboa, Portugal.

[37] LNEC, (1976) – "Drenagem de Estradas, Caminhos de Ferro e Aeródromos. Estudo Hidrológico". LNEC, Lisboa, Portugal.

[38] LNEC, (2002) – "Avaliação e Gestão Ambiental das Águas de Escorrência de Estradas". Estudo realizado para o INAG. Proc. 607/1/14666. LNEC, Lisboa, Portugal.

[39] MANZANARES, Alberto Abecasis (1980) – "Hidráulica Geral - II Escoamentos Líquidos". Lisboa, Portugal.

[40] MARTINS, Francisco José Paulos (2000) – "Dimensionamento Hidrológico e Hidráulico de Passagens Inferiores Rodoviárias para Águas Pluviais". Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, especialidade de Hidráulica e Recursos Hídricos. Coimbra, Portugal.

[41] MARTINS, Francisco José Paulos (2004) – "Hidrologia e Sistemas de Drenagem - Hidrologia de Superfície – Cálculo de Caudais de Ponta de Cheia em Pequenas Bacias Hidrográficas". Apontamentos de apoio. Parte I. Escola Superior Técnica de Viseu. Departamento de Engenharia Civil. Viseu, Portugal.

[42] MATOS, J., PORTELA, M., MOURATO, S. (1999) – "Reabilitação da Bacia de Decantação de Fátima – Parecer Técnico". IST. Lisboa, Portugal. (*)

[43] MELLO PORTO, R. (2001) – "Hidráulica Básica". 2ª edição – Publicação EESC USP. Brasil. (*)

[44] NEVES, Mário Valente (2004) – "Algumas Sugestões Relativas à Gestão da Água na Região do Porto". FEUP, Porto, Portugal.

[45] OLIVEIRA, R. (1996) – "Determinação de Hidrogramas de Cheia em Pequenas Bacias Hidrográficas". Curso sobre drenagem de águas superficiais em vias de comunicação. LNEC, Lisboa, Portugal.

(*) Referêcia não consultada directamente.

[46] POÇAS MARTINS, Joaquim e FERREIRA LEMOS, José Manuel Pinto (2005) – "Hidráulica Geral 1". Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil. FEUP, Porto, Portugal.

[47] PORTELA, Maria Manuela (2004) – "Modelação Hidrológica". DECivil, SHRHA, Instituto Superior Técnico. Lisboa, Portugal.

[48] PORTELA, Maria Manuela, SILVA, Ana Teresa e MELIM, Carla Patrícia (2000) – "O efeito da ocupação urbana nos caudais de ponta de cheias naturais em pequenas bacias hidrográficas". 5º Congresso da Água – A água e o desenvolvimento sustentável: desafios para o novo século.

[49] QUINTELA, A. (1981) – "Hidráulica Geral". 4ª edição. Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa, Portugal.

[50] RAMSBOTTOM, D. e RICKARD, C. (1997) – "Culvert Design Manual". CIRIA, Report 168, London. (*)

[51] REMENIERAS, G. (1974) – "Tratado de Hidrologia Aplicada". 2ª Edição. Editores técnicos associados, S.A. Barcelona, Espanha.

[52] RAMOS, Carlos Matias (1993) – "Controlo do Escoamento em Sistemas de Drenegem de Águas Pluviais". Curso sobre drenegem de águas superficiais em vias de comunicação. LNEC, Lisboa, Portugal.

[53] RAMOS, Carlos Matias (2005) – "Drenagem em Infra-estruturas de Transportes e Hidráulica de Pontes". LNEC, Lisboa, Portugal.

[54] RENAUDIE, Serge (2005) – "L´eau, Élément Structurant de la Trame Urbaine, Enjeu du Renouvellement et de la Valorisation du Patrimoine Urbain". Paris, França.

[55] SARAIVA, M. G. (1995) – "O rio como Paisagem – Gestão de Corredores Fluviais no Quadro do Ordenamento do Território". Dissertação de Doutoramento em Arquitectura Paisagista. Instituto Superior de Agronomia, ISA, Lisboa, Portugal.

[56] SERRA, A. C., COSTA, J. S., FERREIRA, M. F. e ROCHA, R. M. (1999) – "Os Planos de Bacia Hidrográfica dos rios Vouga e Mondego: possiveis interacções com zonas estuarinas". Seminário "Os Estuários de Portugal e os Planos de Bacias Hidrográficas". LNEC, Lisboa, Portugal.

(*) Referêcia não consultada directamente.

[57] STU, Agences de l´eau (1994) – "Guide Technique des Bassins de Retenue d´Eaux Pluviales". Tec&Doc, Lavoisier. Paris, França.

[58] TASSI, Rutinéia (2002) – "Efeito dos Microreservatórios sobre a Macrodrenagem Urbana". Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Dissertação (Mestrado). Porto Alegre, Brasil.

[59] TENTÚGAL VALENTE, José e TOMÁS, Maria Teresa (2005) – "Hidráulica Urbana e Ambiental". Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil. FEUP, Porto, Portugal.

[60] TOMÁS, Maria Teresa (2005) – "Sistemas de Drenagem Urbana". Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil. FEUP, Porto, Portugal.

[61] TUCCI, C. E. M. (2003) – "A Questão da Drenagem Urbana no Brasil. Uma Contribuição à Discussão na Conferência das Cidades". Brasília, Brasil.

[62] U. S. Corps of Engineers (1983) – "Drainage for Areas other than Airfields". Techinal Manual TM 5-8204. Departments of the Army and the Air Force.(*)

[63] VDOT, Virginia Departement of Transportation (2001) – "Drainage Manual". Virginia, Estados Unidos da América. (*)

[64] VIERA, Ana R. e OLIVEIRA, Rita M. (2003) – "Controlo da Poluição de Escorrências Pluviais de Vias Rápidas em Portugal". Lisboa, Portugal.

(*) Referêcia não consultada directamente.

SITES CONSULTADOS

http://www.cebedeau.be ..... em 17/09/2004

http://www.certu.fr ..... em 17/09/2004

http://www.dnit.gov.br ..... em 01/11/2005

http://www.eau-artois-picardie.fr ..... em 24/09/2004

http://www.eau-loire-bretagne.fr ..... em 24/09/2004

http://www.eaurmc.fr ..... em 24/09/2004

http://www.engenharia.com ..... em 10/10/2005

http://www.marinha.pt ..... em 19/10/2005

http://www.olhares.com ..... em 19/10/2005

http://www.on.ec.gc.ca ..... em 20/09/2005

http://www.portugalweb.net ..... em 19/10/2005

http://setra.equipement.gouv.fr ..... em 24/09/2004

http://urban.iscte.pt ..... em 19/10/2005

http://www.virginiadot.org ..... em 01/12/2005

ANEXOS

ANEXO A

DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO

ANEXO A – DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO

A1 - SOLOS

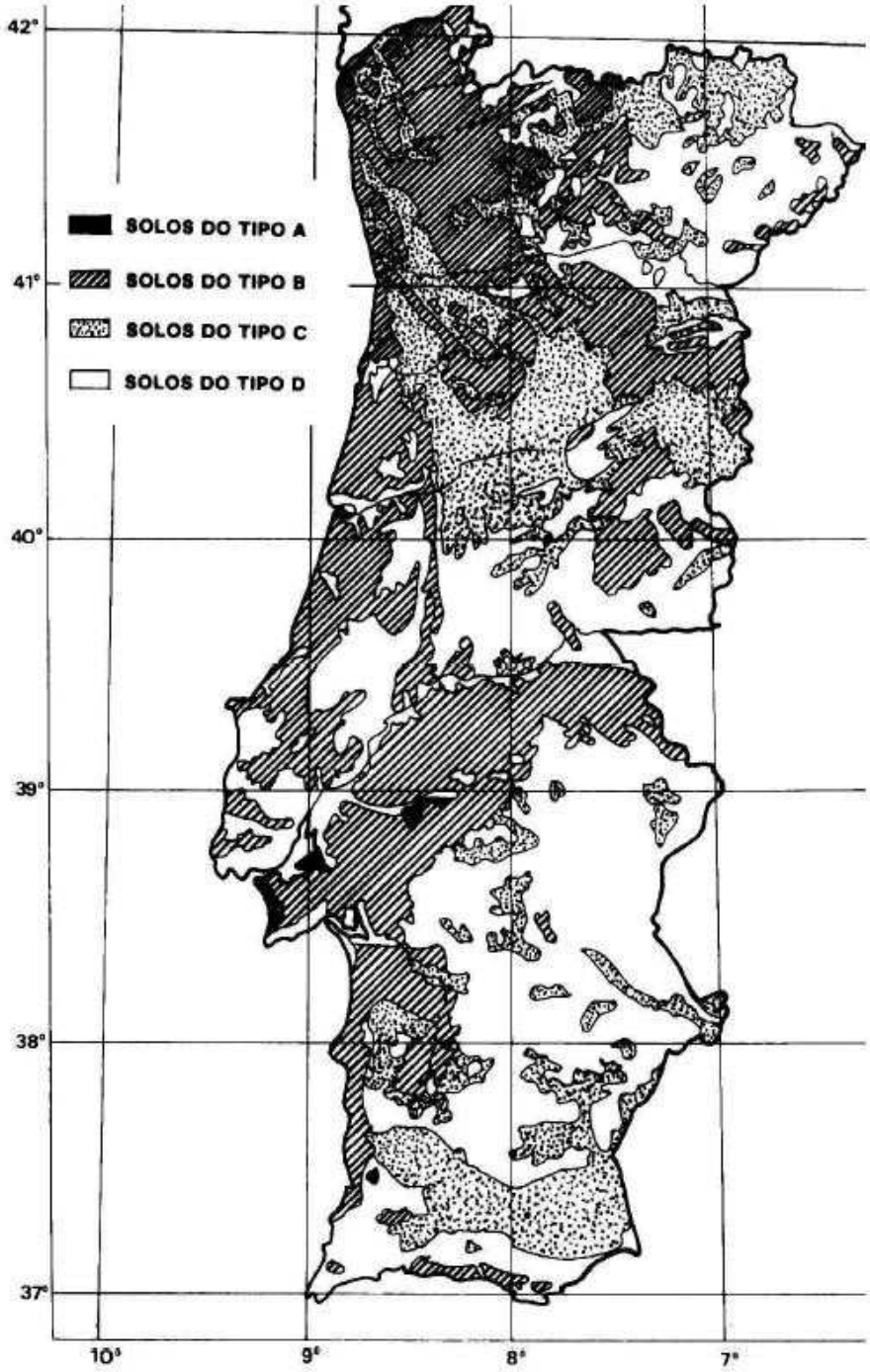


Fig. A1 - Carta dos solos de Portugal classificados pelas suas características hidrológicas *(Brandão 1976)*.

A2 - HIPSOMETRIA E DECLIVE

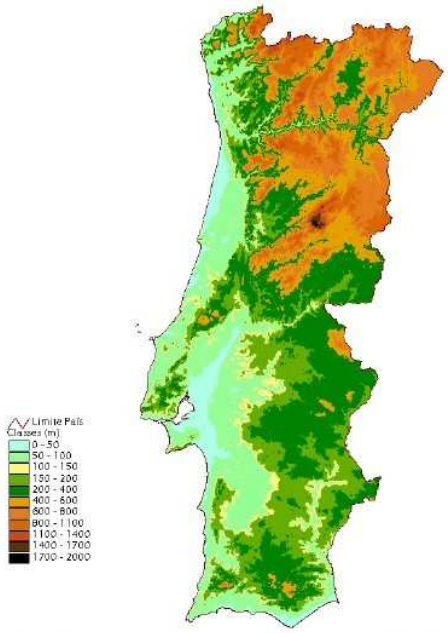


Fig. A2 - Carta hipsométrica de Portugal Continental *(INAG 2005)*.

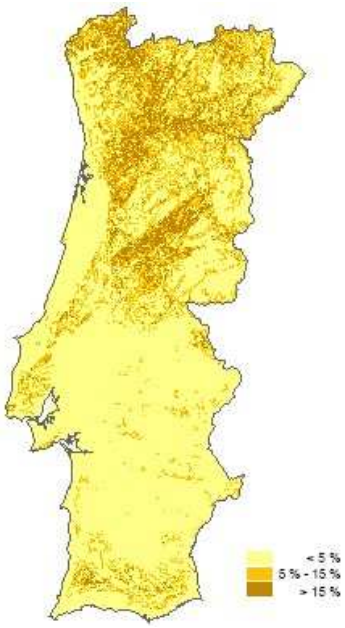


Fig. A3 - Carta de declives de Portugal Continental *(INAG 2005)*.

A3 - PRECIPITAÇÃO

MATOS e SILVA, 1986, propuseram a utilização a nível nacional das curvas intensidade-duração-frequência (curvas I-D-F) que estabeleceram para Lisboa[1]. Para o efeito, sugerem que as intensidades médias das precipitações resultantes daquelas curvas sejam agravadas de 20%, nas regiões montanhosas de altitude superior a 700 m, e reduzidas de 20%, nas regiões do Nordeste.

Na Fig. A2 apresentam-se as regiões pluviométricas a que a classificação proposta por aquelas autoras deu origem, indicando-se também os valores que, em função do período de retorno, devem ser considerados nas diferentes regiões para os parâmetros das curvas IDF.

A intensidade média da precipitação, I, vem expressa em milímetros por hora (mm/h) e a duração, t, em minutos (min). Em conformidade com as séries de precipitação analisadas por MATOS e SILVA, 1984, t não deverá exceder 120 min.

[1] Com base em registos de precipitações de curtas durações obtidos nos postos udográficos do Observatório Infante D. Luís (1939-1960), do Instituto Geofísico (1940-1967) e no Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica (1968-1983).

No Quadro A1, incluído nas páginas seguintes, apresentam-se os parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência (curvas IDF) deduzidas por BRANDÃO e RODRIGUES, 1998, e BRANDÃO *et al.,* 2001, com base nos registos de postos udográficos do Continente, considerando, para o efeito, durações da precipitação, t, compreendidas entre 5 min e 48 h e períodos de retorno, T, variando entre 2 e 1 000 anos.

Tais curvas obedecem à equação (A1) para intensidade média da precipitação expressa em mm/h e duração da precipitação, em min. Regista-se que o último dos dois anteriores trabalhos contém informação relevante sobre precipitações intensas em Portugal Continental, encontrando-se disponível na *internet,* designadamente na "Hidro-Biblioteca" do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH) do Instituto da Água (INAG).

$$I = a \times t^{b} \qquad \text{(A1)}$$

Com: I – intensidade média máxima de precipitação [mm/h]
t – duração da chuvada
a, b – constantes que dependem do período de retorno

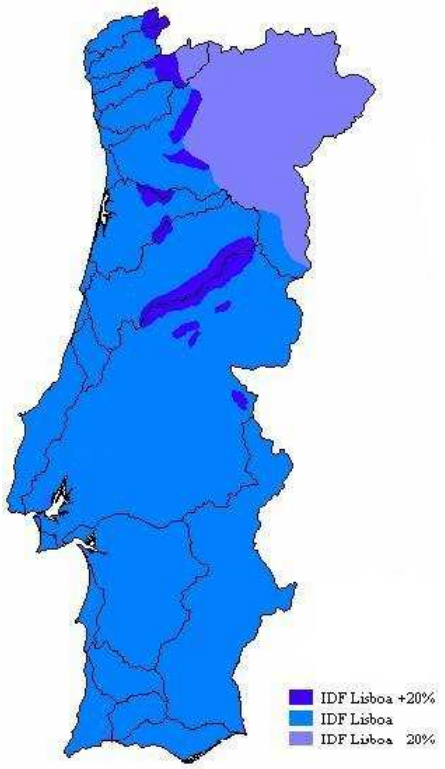


Fig. A4 - Regiões pluviométricas e respectivos parâmetros das curvas I-D-F
(adaptado do DR n.º 23/95 de 23 de Agosto).

REGIÃO PLUVIOMÉTRICA A - inclui as áreas não referidas em B e C.

REGIÃO PLUVIOMÉTRICA B - inclui os concelhos seguintes: Alfândega da Fé, Alijó, Almeida, Armamar, Boticas, Bragança, Carrazedo de Ansiães, Chaves, Figueira de Castelo Rodrigo, Freixo de Espada à Cinta, Macedo de Cavaleiros, Meda, Miranda do Douro, Mirandela, Mogadouro, Montalegre, Murça, Penedono, Pinhel, Ribeira de Pena, Sabrosa, Santa Marta de Penaguião, São João de Pesqueiro, Sernencelhe, Tabuaço, Torre de Moncorvo, Trancoso, Valpaços, Vila Flor, Vila Pouca de Aguiar, Vila Nova de Foz Côa, Vila Real, Vimioso e Vinhais.

REGIÃO PLUVIOMÉTRICA C - inclui os concelhos das regiões autónomas dos Açores e da Madeira e, do continente, os concelhos da Guarda, Manteigas, Moimenta da Beira, Sabugal e Tarouca, e as áreas situadas a altitude superior a 700 metros dos concelhos de Aguiar da Beira, Amarante, Arcos de Valdevez, Arganil, Arouca, Castanheira de Pêra, Castro Daire, Celorico da Beira, Cinfães, Covilhã, Fundão, Góis, Gouveia, Lamego, Marvão, Melgaço, Oleiros, Pampilhosa da Serra, Ponte da Barca, Resende, Seia, S. Pedro do Sul, Terras de Bouro, Tondela, Vale de Cambra, Vila Nova de Paiva e Vouzela.

Quadro A1 - Pârametros das curvas intensidade-duração-frequência.

Período de retorno T [anos]	A (Curvas IDF Lisboa)		B (Curvas IDF Lisboa - 20%)		C (Curvas IDF Lisboa + 20%)	
	a	b	a	b	a	b
2	202,72	-0,577	162,18	-0,577	243,26	-0,577
5	259,26	-0,562	207,41	-0,562	311,11	-0,562
10	290,68	-0,549	232,21	-0,549	348,82	-0,549
20	317,74	-0,538	254,19	-0,538	381,29	-0,538
50	349,54	-0,524	279,63	-0,524	419,45	-0,524
100	365,62	-0,508	292,50	-0,508	438,75	-0,508

Quadro A2 - (1/3) Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas em postos udográficos do Continente *(BRANDÃO e RODRIGUES, 1998, e de BRANDÃO et al., 2001)*.

		Períodos de retorno (anos)															
		2		5		10		20		50		100		500		1000	
		Parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência para durações da precipitação entre 5 e 30 minutos															
Posto udográfico		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
02G/09	Casal Soeiro	368.70	-0.6970	487.77	-0.6740	567.07	-0.6650	643.30	-0.6590	742.13	-0.6520	816.26	-0.6490	987.73	-0.6430	1061.50	-0.6410
05T/01	Miranda do Douro	146.70	-0.5391	179.44	-0.4826	202.44	-0.4607	224.96	-0.4456	254.50	-0.4313	276.82	-0.4231	328.76	-0.4092	351.19	-0.4048
03M/01	Chaves	148.96	-0.5854	217.29	-0.5960	262.48	-0.6000	305.82	-0.6028	361.90	-0.6054	403.91	-0.6069	500.99	-0.6094	542.72	-0.6102
03E/03	Viana do Castelo	202.49	-0.5251	386.54	-0.5123	342.32	-0.5076	395.86	-0.5044	465.21	-0.5015	517.19	-0.4998	637.36	-0.4970	689.03	-0.4961
10F/01	Aveiro (Universidade)	168.74	-0.5293	213.70	-0.5302	243.44	-0.5306	271.90	-0.5309	308.88	-0.5312	336.53	-0.5314	400.43	-0.5317	427.90	-0.5318
10H/01	Caramulo	142.94	-0.4570	179.08	-0.4450	203.10	-0.4390	226.18	-0.4350	256.08	-0.4310	278.50	-0.4290	330.37	-0.4250	352.67	-0.4230
11I/01	Santa Comba Dão	178.77	-0.5490	272.05	-0.5750	333.98	-0.5850	393.45	-0.5920	470.50	-0.5990	528.26	-0.6020	661.80	-0.6090	719.22	-0.6110
11L/05	Penhas Douradas	163.11	-0.5140	242.78	-0.5180	295.51	-0.5190	346.09	-0.5200	411.56	-0.5210	460.62	-0.5220	573.97	-0.5220	622.71	-0.5230
12L/03	Covilhã	159.10	-0.5269	215.00	-0.5399	252.06	-0.5455	287.63	-0.5497	333.69	-0.5538	368.22	-0.5562	448.04	-0.5605	482.36	-0.5619
12G/01	Coimbra (IG)																
13L/02	Gralhas	219.65	-0.5300	282.71	-0.5140	324.65	-0.5070	364.95	-0.5030	417.19	-0.4980	456.36	-0.4950	546.97	-0.4900	585.94	-0.4890
21C/06	Lisboa (IGIDL)	176.46	-0.5286	214.32	-0.4991	239.69	-0.4861	264.16	-0.4765	295.96	-0.4668	319.86	-0.4610	375.21	-0.4508	399.04	-0.4474
21C/02	Lisboa (Portela)	187.70	-0.5160	294.15	-0.5550	365.58	-0.5710	434.48	-0.5810	524.03	-0.5920	591.31	-0.5980	747.18	-0.6080	814.30	-0.6110
20C/01	S. Julião do Tojal	164.68	-0.5445	236.96	-0.5567	284.64	-0.5613	330.31	-0.5645	389.37	-0.5674	433.58	-0.5691	535.70	-0.5719	579.58	-0.5728
18M/01	Portalegre	155.34	-0.4977	189.67	-0.4546	213.08	-0.4367	235.80	-0.4239	265.45	-0.4114	287.78	-0.4041	339.63	-0.3915	361.99	-0.3873
20I/01	Pavia	155.93	-0.5320	239.17	-0.5630	294.68	-0.5750	348.08	-0.5840	417.36	-0.5920	469.35	-0.5970	589.64	-0.6050	641.40	-0.6070
22J/02	Évora-Cemitério	197.78	-0.5337	228.45	-0.4742	250.35	-0.4488	271.98	-0.4303	300.48	-0.4121	322.13	-0.4014	372.70	-0.3827	394.60	-0.3765
25J/02	Beja	163.46	-0.5110	199.75	-0.4780	224.26	-0.4639	247.97	-0.4536	278.84	-0.4435	302.07	-0.4375	355.92	-0.4271	379.12	-0.4237
26D/01	Sines	169.86	-0.5362	233.04	-0.5461	274.92	-0.5502	315.12	-0.5533	367.17	-0.5562	406.19	-0.5580	496.38	-0.5610	535.16	-0.5620
27G/01	Reliquias	166.42	-0.5218	228.36	-0.5011	269.55	-0.4933	309.14	-0.4879	360.44	-0.4829	398.91	-0.4800	487.86	-0.4752	526.12	-0.4736
30J/02	Catraia																
31J/01	S. Brás de Alportel																
30M/01	Figueirais																
30F/01	Monchique	232.49	-0.5492	275.75	-0.4795	307.29	-0.4524	338.54	-0.4337	379.82	-0.4158	411.14	-0.4056	484.27	-0.3883	515.92	-0.3827
31J/02	Faro	199.45	-0.5405	246.18	-0.4834	278.56	-0.4611	310.14	-0.4456	351.44	-0.4308	382.59	-0.4223	454.99	-0.4079	486.23	-0.4033
30M/02	Vila Real de Santo António	163.82	-0.479	204.99	-0.4520	232.58	-0.4400	259.17	-0.4320	293.72	-0.424	319.66	-0.4190	379.75	-0.4100	405.61	-0.4080

Quadro A3 - (2/3) Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas em postos udográficos do Continente *(BRANDÃO e RODRIGUES, 1998, e de BRANDÃO et al., 2001).*

		Períodos de retorno (anos)															
		2		5		10		20		50		100		500		1000	
		Parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência para durações da precipitação entre 30 minutos e 6 horas															
	Posto udográfico	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
02G/09	Casal Soeiro	208.29	-0.5330	347.51	-0.5810	445.15	-0.6020	541.43	-0.6170	668.76	-0.6320	765.64	-0.6400	992.85	-0.6560	1091.60	-0.6600
05T/01	Miranda do Douro	243.20	-0.6985	467.22	-0.7656	630.14	-0.7926	793.34	-0.8116	1011.70	-0.8299	1179.10	-0.8406	1574.50	-0.8587	1747.10	-0.8646
03M/01	Chaves	211.55	-0.6906	390.39	-0.7531	520.77	-0.7794	651.83	-0.7984	827.78	-0.8170	963.14	-0.8280	1284.00	-0.8470	1424.60	-0.8533
03E/03	Viana do Castelo	281.33	-0.6243	545.43	-0.7041	742.80	-0.7376	943.80	-0.7618	1216.60	-0.7857	1428.20	-0.7997	1934.00	-0.8242	2156.80	-0.8322
10F/01	Aveiro (Universidade)	253.70	-0.6541	361.63	-0.6829	435.95	-0.6967	508.78	-0.7073	604.76	-0.7184	677.67	-0.7253	848.55	-0.7377	922.80	-0.7420
10H/01	Caramulo	118.17	-0.4160	186.42	-0.4660	235.34	-0.4890	284.34	-0.5070	350.11	-0.5260	400.79	-0.5370	521.30	-0.5580	574.26	-0.5650
11I/01	Santa Comba Dão	241.72	-0.6410	378.45	-0.6630	470.50	-0.6720	559.43	-0.6780	675.14	-0.6840	762.16	-0.6870	963.91	-0.6930	1050.80	-0.6950
11L/05	Penhas Douradas	148.88	-0.4990	297.38	-0.5790	409.76	-0.6130	524.90	-0.6380	681.88	-0.6620	804.03	-0.6760	1097.00	-0.7000	1226.30	-0.7090
12L/03	Covilhã	138.92	-0.4944	196.47	-0.5237	235.68	-0.5374	273.87	-0.5479	323.92	-0.5587	361.78	-0.5653	450.11	-0.5772	488.35	-0.5813
12G/01	Coimbra (IG)	280.69	-0.6528	374.38	-0.6467	436.65	-0.6443	496.49	-0.6427	574.03	-0.6411	632.17	-0.6402	766.63	-0.6386	824.45	-0.6381
13L/02	Gralhas	229.22	-0.5610	361.34	-0.6040	453.73	-0.6230	544.85	-0.6370	665.47	-0.6510	757.34	-0.6600	973.15	-0.6750	1067.00	-0.6800
21C/06	Lisboa (IGIDL)	251.82	-0.6280	345.32	-0.6344	407.36	-0.6372	466.92	-0.6392	544.07	-0.6412	601.92	-0.6424	735.65	-0.6444	793.16	-0.6451
21C/02	Lisboa (Portela)	359.15	-0.7110	417.04	-0.6650	461.54	-0.6470	506.26	-0.6340	565.82	-0.6230	611.24	-0.6160	717.68	-0.6050	763.86	-0.6020
20C/01	S. Julião do Tojal	205.93	-0.5961	238.70	-0.5436	265.17	-0.5246	292.01	-0.5118	327.90	-0.4999	355.32	-0.4932	419.64	-0.4821	447.56	-0.4786
18M/01	Portalegre	229.15	-0.6219	389.81	-0.6743	504.10	-0.6968	617.67	-0.7132	768.83	-0.7294	884.39	-0.7391	1156.70	-0.7559	1275.50	-0.7614
20I/01	Pavia	237.28	-0.6590	306.77	-0.6470	353.20	-0.6420	397.89	-0.6390	455.90	-0.6350	499.43	-0.6330	600.18	-0.6300	643.53	-0.6290
22J/02	Évora-Cemitério	366.51	-0.7127	571.47	-0.7353	709.63	-0.7444	843.21	-0.7509	1017.00	-0.7571	1147.90	-0.7607	1451.30	-0.7669	1582.10	-0.7689
25J/02	Beja	303.85	-0.6921	468.63	-0.7272	581.81	-0.7425	692.32	-0.7537	837.37	-0.7649	947.16	-0.7716	1203.30	-0.7832	1314.20	-0.7871
26D/01	Sines	316.67	-0.7185	416.93	-0.7129	483.30	-0.7105	546.97	-0.7088	629.39	-0.7072	691.15	-0.7062	833.87	-0.7045	895.23	-0.7039
27G/01	Reliquias	226.93	-0.6238	364.47	-0.6507	457.36	-0.6613	547.23	-0.6687	664.26	-0.6757	752.32	-0.6798	956.59	-0.6867	1044.60	-0.6889
30J/02	Catraia					358.73	-0.5827			600.18	-0.5949	745.31	-0.5999	1225.90	-0.6108	1519.50	-0.6158
31J/01	S. Brás de Alportel					342.70	-0.5747			569.56	-0.5758	709.50	-0.5772	1174.90	-0.5800	1459.40	-0.5811
30M/01	Figueirais					373.03	-0.5785			748.70	-0.5917	1006.60	-0.5977	1980.80	-0.6099	3323.50	-0.6564
30F/01	Monchique	245.74	-0.5656	312.01	-0.5091	361.22	-0.4909	409.85	-0.4792	473.87	-0.4687	522.31	-0.4630	635.09	-0.4538	683.80	-0.4509
31J/02	Faro	312.50	-0.6793	475.42	-0.6856	583.37	-0.6879	686.94	-0.6895	821.02	-0.6910	921.51	-0.6918	1153.80	-0.6932	1253.60	-0.6936
30M/02	Vila Real de Santo António	342.68	-0.6900	483.64	-0.6940	577.01	-0.6960	666.52	-0.6970	782.29	-0.6980	869.17	-0.6990	1069.70	-0.7000	1155.90	-0.7000

Quadro A4 - (3/3) Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas em postos udográficos do Continente *(BRANDÃO e RODRIGUES, 1998, e de BRANDÃO et al., 2001)*.

		Períodos de retorno (anos)															
		2		5		10		20		50		100		500		1000	
		Parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência para durações da precipitação entre 6 e 48 horas															
Posto udográfico		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
02G/09	Casal Soeiro	292.29	-0.5890	287.00	-0.5450	293.03	-0.5270	302.25	-0.5130	317.15	-0.4990	329.73	-0.4910	361.60	-0.4770	376.10	-0.4720
05T/01	Miranda do Douro	255.40	-0.7011	269.27	-0.6694	283.58	-0.6558	299.23	-0.6458	321.19	-0.6359	338.48	-0.6301	380.08	-0.6199	398.44	-0.6166
03M/01	Chaves	171.15	-0.6540	189.58	-0.6354	203.14	-0.6269	216.72	-0.6205	234.84	-0.6140	248.70	-0.6101	281.34	-0.6031	295.54	-0.6007
03E/03	Viana do Castelo	325.76	-0.6515	317.36	0.6156	320.05	-0.5990	325.96	-0.5864	336.65	-0.5735	346.17	-0.5656	371.29	-0.5515	383.00	-0.5467
10F/01	Aveiro (Universidade)	278.52	-0.6688	360.93	-0.6772	415.45	-0.6811	467.72	-0.6841	535.37	-0.6872	586.04	-0.6891	703.13	-0.6925	753.46	-0.6937
10H/01	Caramulo	208.61	-0.5040	235.18	-0.4960	253.03	-0.4920	270.27	-0.4880	292.72	-0.4850	309.62	-0.4820	348.84	-0.4780	365.76	-0.4770
11I/01	Santa Comba Dão	239.96	-0.6390	347.38	-0.6510	419.30	-0.6560	488.63	-0.6600	578.72	-0.6630	646.41	-0.6660	803.21	-0.6690	870.74	-0.6710
11L/05	Penhas Douradas	223.11	-0.5590	246.16	-0.5420	262.85	-0.5340	279.48	-0.5280	301.63	-0.5220	318.54	-0.5180	358.34	-0.5110	375.66	-0.5080
12L/03	Covilhã	152.39	-0.5046	166.40	-0.4869	176.62	-0.4785	186.85	-0.4720	200.51	-0.4652	210.98	-0.4610	235.66	-0.4534	246.42	-0.4508
12G/01	Coimbra (IG)	271.67	-0.6528	485.15	-0.6948	639.05	-0.7124	792.84	-0.7251	998.29	-0.7375	1155.70	-0.7449	1527.60	-0.7575	1689.90	-0.7616
13L/02	Gralhas	201.11	-0.5287	213.87	-0.5023	224.77	-0.4901	236.26	-0.4809	252.11	-0.4715	264.47	-0.4658	294.10	-0.4556	307.14	-0.4521
21C/06	Lisboa (IGIDL)	362.78	-0.6978	545.58	-0.7211	670.81	-0.7315	792.97	-0.7391	953.23	-0.7468	1074.50	-0.7515	1357.30	-0.7596	1479.80	-0.7623
21C/02	Lisboa (Portela)	474.64	-0.7560	763.29	-0.7640	955.11	-0.7670	1139.40	-0.7690	1378.10	-0.7710	1557.10	-0.7720	1970.90	-0.7730	2148.80	-0.7740
20C/01	S. Julião do Tojal	381.00	-0.7051	812.46	-0.7531	1122.70	-0.7700	1430.30	-0.7812	1837.50	-0.7916	2147.20	-0.7974	2872.40	-0.8068	3186.90	-0.8098
18M/01	Portalegre	252.46	-0.6390	287.90	-0.6239	312.55	-0.6170	336.72	-0.6118	368.50	-0.6064	392.58	-0.6032	448.78	-0.5974	473.11	-0.5955
20I/01	Pavia	262.93	-0.6800	395.64	-0.6890	483.85	-0.6920	568.61	-0.6950	678.44	-0.6970	760.81	-0.6980	951.27	-0.7000	1033.20	-0.7010
22J/02	Évora-Cemitério	354.04	-0.7119	532.50	-0.7318	654.02	-0.7405	772.17	-0.7469	926.70	-0.7532	1043.40	-0.7569	1314.90	-0.7635	1432.20	-0.7657
25J/02	Beja	368.82	-0.7253	511.80	-0.7421	608.92	-0.7500	703.36	-0.7560	826.97	-0.7623	920.38	-0.7662	1138.10	-0.7732	1232.00	-0.7755
26D/01	Sines	293.59	-0.7086	455.06	-0.7330	566.36	-0.7437	675.25	-0.7515	818.37	-0.7593	926.80	-0.7639	1180.00	-0.7720	1289.80	-0.7747
27G/01	Reliquias	477.93	-0.7515	750.04	-0.7791	938.30	-0.7911	1122.80	-0.7999	1365.70	-0.8086	1550.00	-0.8139	1980.70	-0.8230	2167.50	-0.8260
30J/02	Catraia					359.74	-0.5832			609.66	-0.5972	745.65	-0.6000	1227.00	-0.6110	1520.90	-0.6160
31J/01	S. Brás de Alportel					509.07	-0.6340			923.58	-0.6484	1219.40	-0.6584	2210.20	-0.6749	2858.60	-0.6820
30M/01	Figueirais					758.40	-0.6851			1666.50	-0.7119	2324.80	-0.7237	5081.90	-0.7517	6999.60	-0.7614
30F/01	Monchique	593.83	-0.7104	1587.20	-0.7849	2342.80	-0.8095	3107.90	-0.8254	4135.30	-0.8397	4923.70	-0.8476	6783.50	-0.8603	7594.20	-0.8643
31J/02	Faro	405.67	-0.7263	594.84	-0.7244	720.14	-0.7237	840.34	-0.7232	995.95	-0.7228	1112.60	-0.7225	1382.10	-0.7221	1497.90	-0.7220
30M/02	Vila Real de Santo António	432.64	-0.7350	535.23	-0.7180	605.53	-0.7110	674.11	-0.7060	763.99	-0.7010	831.45	-0.6990	988.58	-0.6940	1056.30	-0.6930

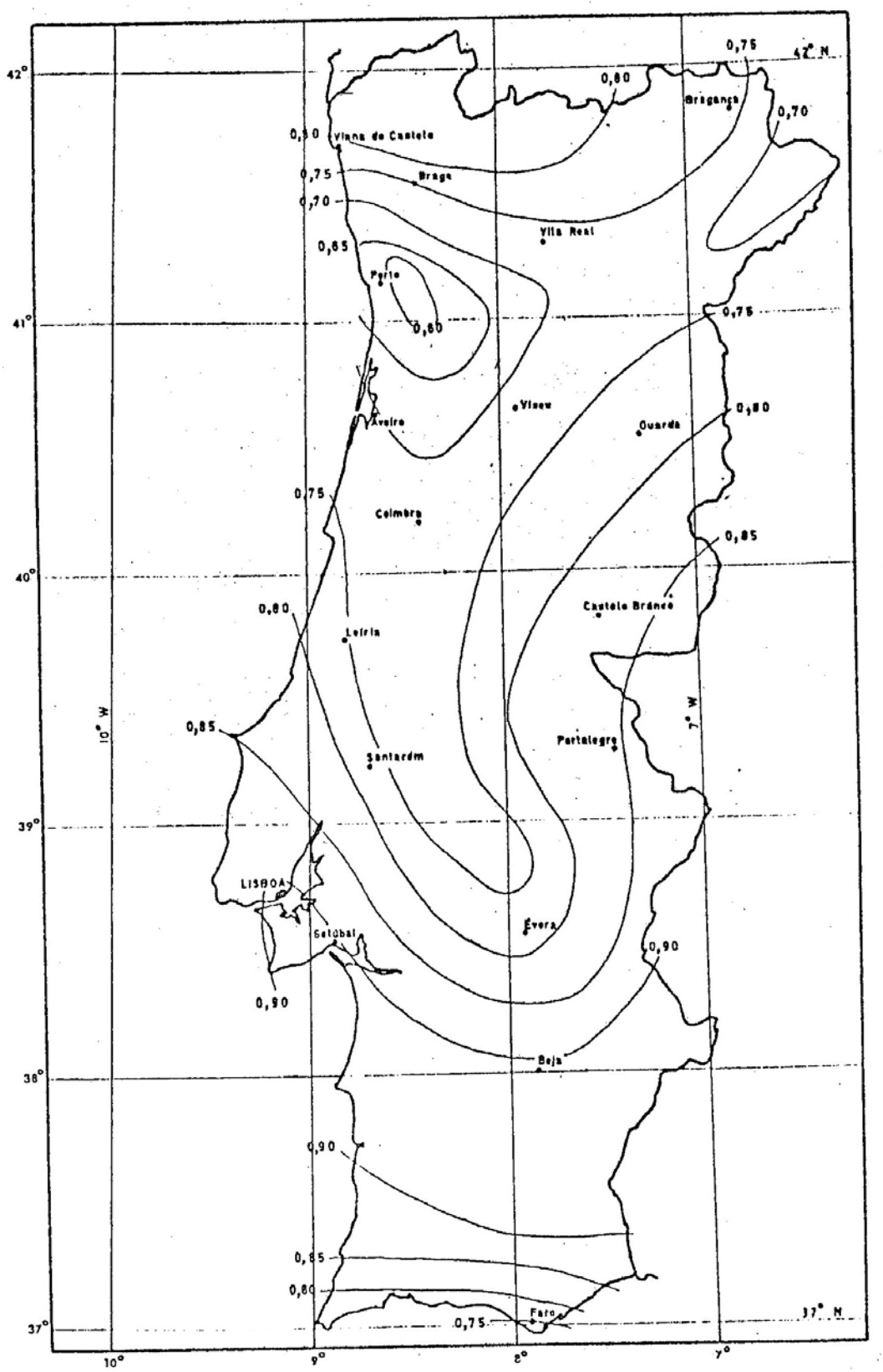


Fig. A5 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 12 horas e em 24 horas correspondentes à mesma frequência *(LNEC 1976)*, metodologia referida em 4.4.

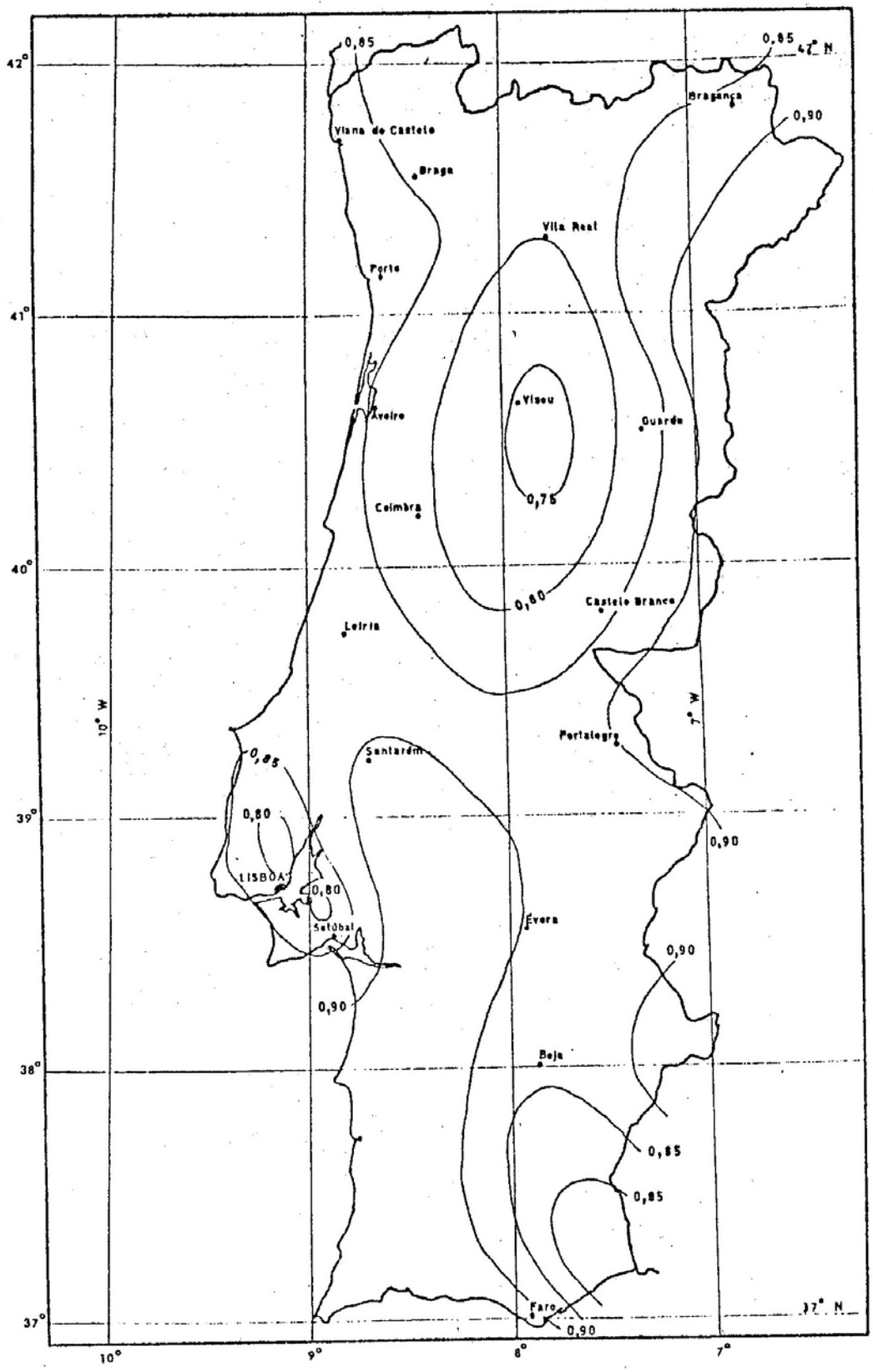


Fig. A6 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 6 horas e em 12 horas correspondentes à mesma frequência *(LNEC 1976)*, metodologia referida em 4.4.

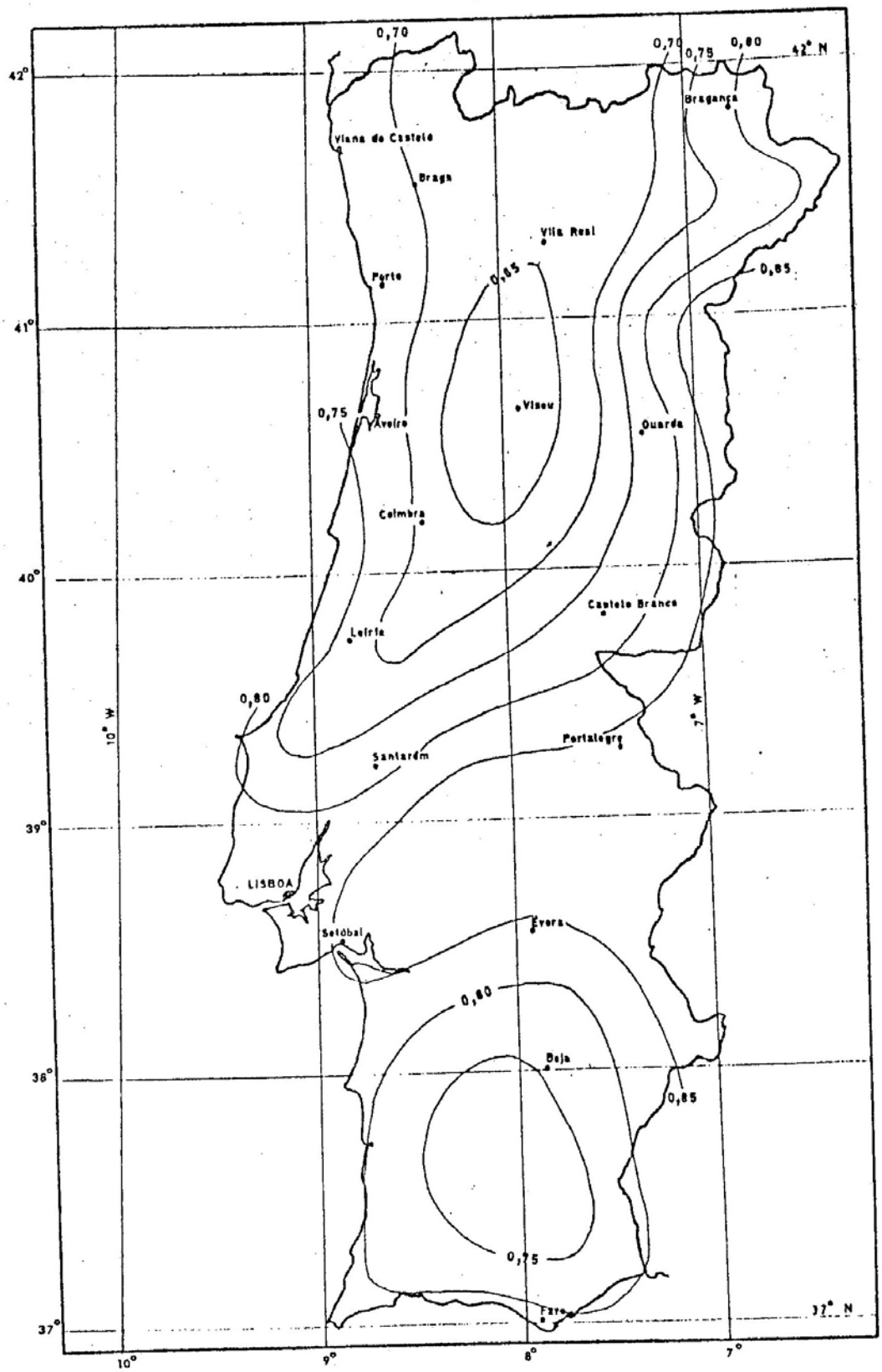


Fig. A7 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 3 horas e em 6 horas correspondentes à mesma frequência *(LNEC 1976)*, metodologia referida em 4.4.

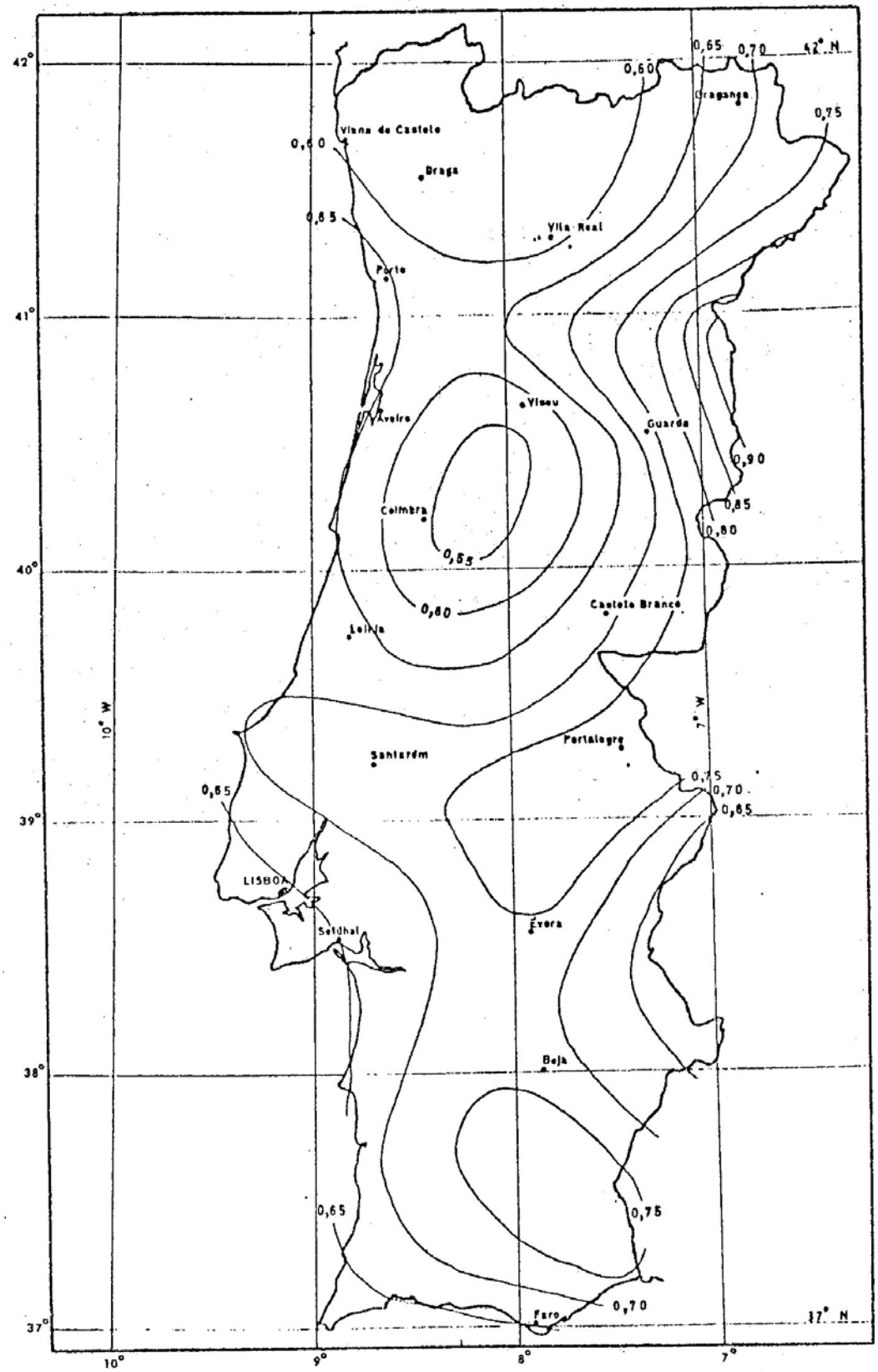


Fig. A8 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 1 hora e em 3 horas correspondentes à mesma frequência *(LNEC 1976)*, metodologia referida em 4.4.

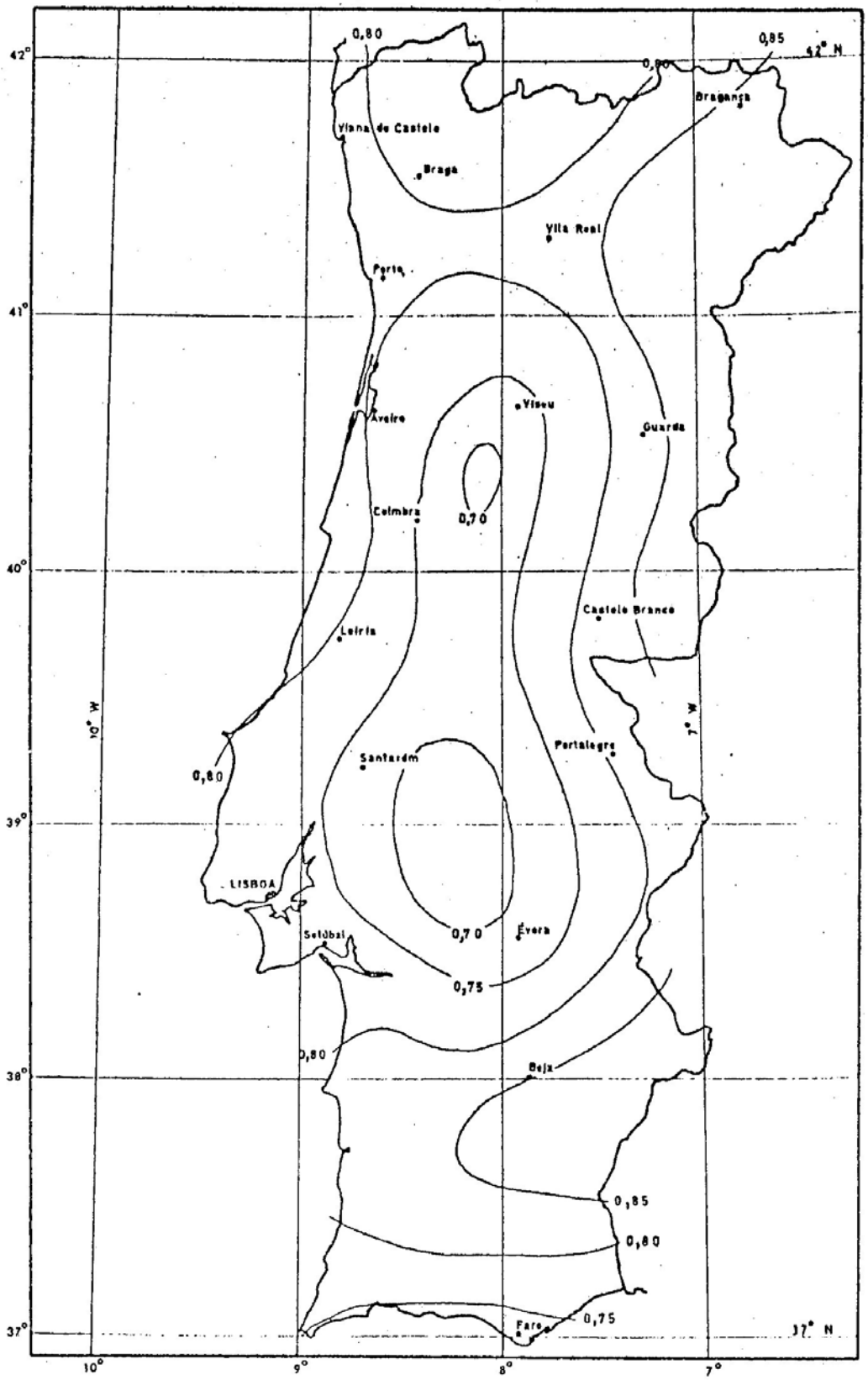


Fig. A9 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 30 minutos e em 1 hora correspondentes à mesma frequência *(LNEC 1976)*, metodologia referida em 4.4.

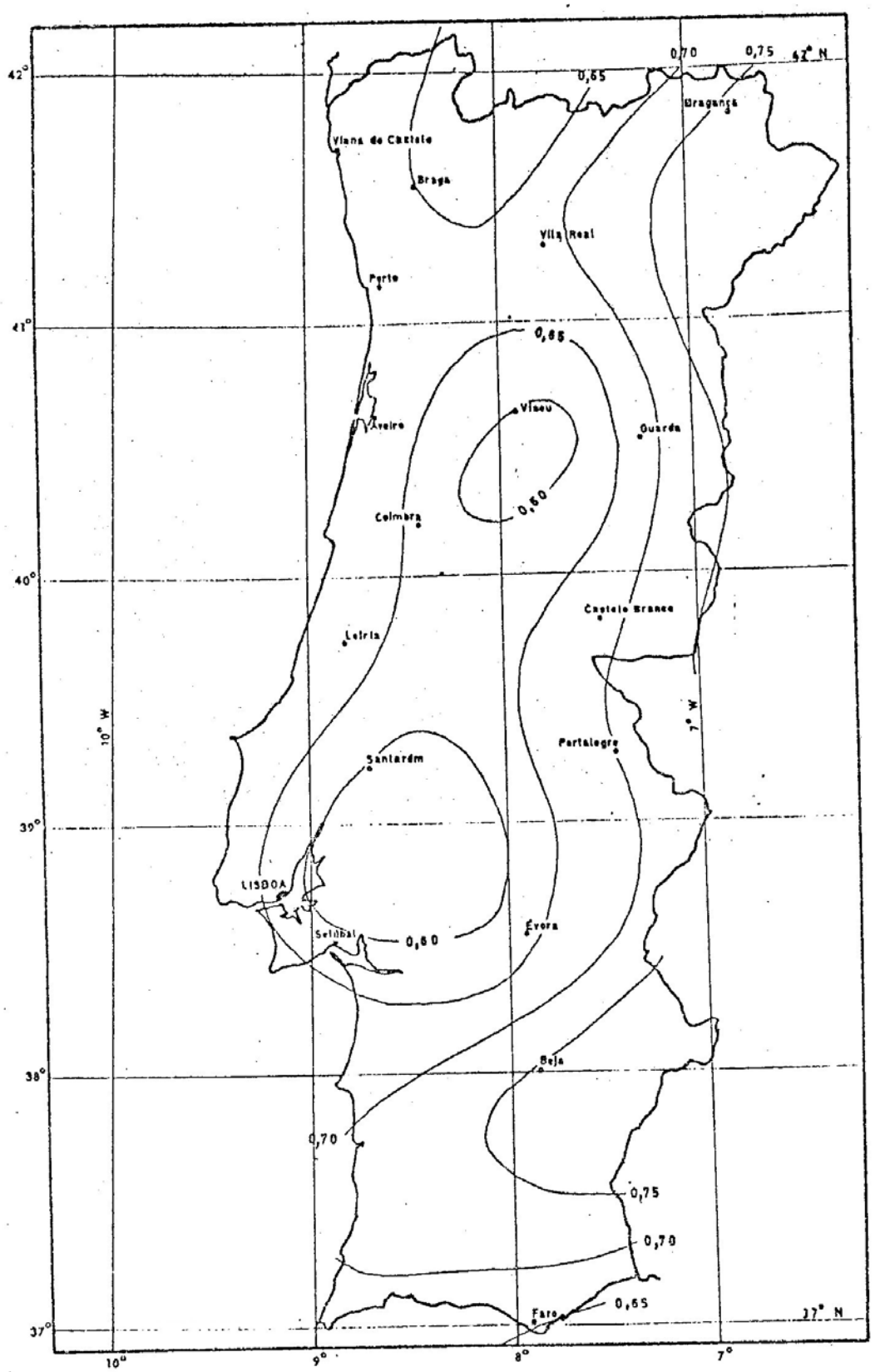


Fig. A10 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 20 minutos e em 1 hora correspondentes à mesma frequência *(LNEC 1976)*, metodologia referida em 4.4.

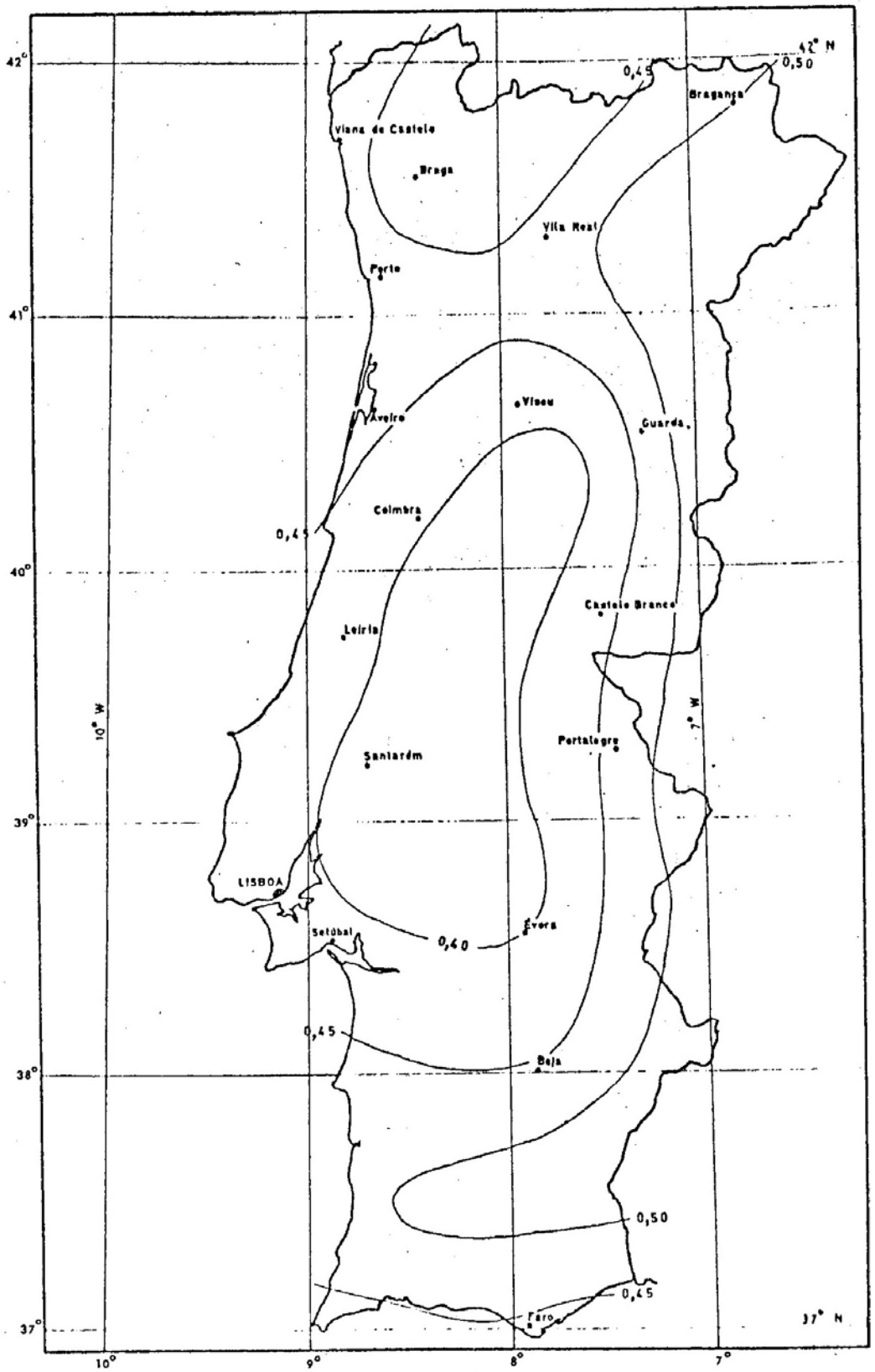


Fig. A11 – Isolinhas da relação entre as quantidades de precipitação caídas em 10 minutos e em 1 hora correspondentes à mesma frequência *(LNEC 1976)*, metodologia referida em 4.4.

ANEXO B

DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

ANEXO B – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

B1 - MÉTODO "HOLANDÊS"

Este método é baseado na análise estatística dos volumes. Considera todos os acontecimentos possíveis.

Para um período de retorno T, a intensidade de precipitação de duração t_r, é do tipo:

$$I = a(T) \times t_r^{b(T)} \qquad \text{(B1)}$$

Ou:

$$I = \frac{a(T)}{t_r + b(T)} \qquad \text{(B2)}$$

A intensidade de precipitação depende portanto do período de retorno, da duração da precipitação e do local (portanto do histórico pluviométrico de cada região).

$$I = f\,(T, t_r) \qquad \text{(B3)}$$

A altura de água precipitada no instante t, é portanto:

$$h(t) = f\,(T, t_r) \times t \qquad \text{(B4)}$$

Sendo C o coeficiente de escoamento e A a área da bacia hidrográfica, o volume de água afluente no instante t, é:

$$V(t) = f\,(T, t_r) \times C \times A \times t \qquad \text{(B5)}$$

Se o caudal efluente é constante e igual a q, o volume acumulado no instante t, é:

$$V_a(t) = [f(T, t_r) \times C \times A - q] \times t \qquad \text{(B6)}$$

Se f (T, tr) x C x A, é superior a q, o volume será máximo aproximadamente no final da chuvada e igual a:

$$V_a(t_r) = [f(T, t_r) \times C \times A - q] \times t_r \qquad \text{(B7)}$$

Este volume será máximo para uma chuvada de duração que anule a derivada de $V_a(t_r)$:

$$\frac{dV_a(t_r)}{dt_r} = 0$$

$$\frac{df(T, t_r)}{dt_r} \times C \times A \times t_r + f(T, t_r) \times C \times A - q = 0 \qquad \text{(B8)}$$

Substituindo (B3) em (B8), vem:

$$\frac{dI}{dt_r} \times C \times A \times t_r + I \times C \times A - q = 0 \qquad \text{(B9)}$$

Sendo: I – intensidade de precipitação

t_r – duração da precipitação útil

C – coeficiente de escoamento

A – área da bacia de drenagem

q – caudal efluente

V_a – volume de armazenamento da bacia de retenção

h(t) – altura de água precipitada no instante t

V(t) – volume de água afluente no instante t

$V_a(t)$ – volume acumulado no instante t

B1.1 - FUNÇÃO EXPONENCIAL

Para a função exponencial, substituímos (B1) em (B9):

$$\frac{d\left[a(T) \times t_r^{b(T)}\right]}{dt_r} \times C \times A \times t_r + a(T) \times t_r^{b(T)} \times C \times A - q = 0$$

$$a(T) \times b(T) \times t_r^{b(T)-1} \times C \times A \times t_r + a(T) \times t_r^{b(T)} \times C \times A - q = 0$$

$$t_r^{b(T)} \times C \times A \times a(T) \times (b(T) + 1) - q = 0$$

$$t_r = \left[\frac{q}{C \times A \times a(T) \times (1 + b(T))} \right]^{1/b(T)} \qquad \text{(B10)}$$

Substituindo (B1) em (B7), vem:

$$V_a = C \times A \times a(T) \times t_r^{1+b(T)} - q \times t_r \qquad \text{(B11)}$$

Substituindo (B10) em (B11), vem:

$$V_a = C \times A \times a(T) \times \left[\frac{q}{C \times A \times a(T) \times (1 + b(T))} \right]^{1+b(T)/b(T)} - q \times \left[\frac{q}{C \times A \times a(T) \times (1 + b(T))} \right]^{1/b(T)}$$

$$V_a = C \times A \times a(T) \times \left[\frac{q}{C \times A \times a(T) \times (1 + b(T))} \right] \times \left[\frac{q}{C \times A \times a(T) \times (1 + b(T))} \right]^{1/b(T)}$$
$$- q \times \left[\frac{q}{C \times A \times a(T) \times (1 + b(T))} \right]^{1/b(T)}$$

$$V_a = \left[\frac{q}{C \times A \times a(T) \times (1 + b(T))} \right]^{1/b(T)} \times \frac{q - q \times (1 + b(T))}{1 + b(T)}$$

$$V_a = -\frac{b(T) \times q}{1 + b(T)} \times \left[\frac{q}{C \times A \times a(T) \times (1 + b(T))} \right]^{1/b(T)} \qquad \text{(B12)}$$

B1.2 - FUNÇÃO HIPERBÓLICA

Para a função hiperbólica, substituímos (B2) em (B9):

$$\frac{d\left[\frac{a(T)}{t_r + b(T)}\right]}{dtr} \times C \times A \times t_r + \frac{a(T)}{t_r + b(T)} \times C \times A - q = 0$$

$$-\frac{a(T)}{\left[t_r + b(T)\right]^2} \times C \times A \times t_r + \frac{a(T)}{t_r + b(T)} \times C \times A - q = 0$$

$$-\frac{a(T) \times C \times A \times t_r}{\left[t_r + b(T)\right]^2} + \frac{a(T) \times C \times A}{t_r + b(T)} = q$$

Com b(T) + tr ≠ 0, virá:

$$a(T) \times C \times A \times \left[t_r + b(T)\right] - a(T) \times C \times A \times t_r = q \times \left[t_r + b(T)\right]^2$$

$$a(T) \times C \times A \times b(T) = q \times \left[t_r + b(T)\right]^2$$

$$\left[t_r + b(T)\right]^2 = \frac{a(T) \times C \times A \times b(T)}{q}$$

$$t_r = \left[\frac{a(T) \times C \times A \times b(T)}{q}\right]^{1/2} - b(T) \qquad \text{(B13)}$$

Substituindo (B2) em (B7), vem:

$$V_a = \left(\frac{a(T)}{t_r + b(T)} \times C \times A - q\right) \times t_r \qquad \text{(B14)}$$

Substituindo (B13) em (B14), vem:

$$V_a = \left[\frac{a(T) \times C \times A}{\left[\frac{a(T) \times C \times A \times b(T)}{q}\right]^{1/2} - b(T) + b(T)} - q\right] \times \left[\left[\frac{a(T) \times C \times A \times b(T)}{q}\right]^{1/2} - b(T)\right] \qquad \text{(B15)}$$

B2 - ESCOAMENTOS EM AQUEDUTOS

B2.1 - ALTURA CRÍTICA DO ESCOAMENTO

Em secções trapezoidais[1], a altura crítica do escoamento é traduzida por:

$$h_c = \left(\frac{Q_d^{\,2}}{g}\right)^{1/3} x \frac{(b + 2 x m x h_c)^{1/3}}{b + m x h_c} \qquad \text{(B16)}$$

Com: h_c – altura crítica [m]
b – largura correspondente à base do aqueduto [m]
m – parâmetro correspondente à inclinação das paredes do aqueduto (V:H)

B2.2 - PERDA DE CARGA

B2.2.1 - PERDA DE CARGA LOCALIZADA

As perdas de carga localizadas avaliam-se por uma expressão do tipo:

$$\Delta H_L = K_l \; x \frac{U^2}{2 x g} \qquad \text{(B17)}$$

Com: ΔH_L – perda de carga localizada [m]
U – velocidade média [m/s]
K_l – coeficiente de perda de carga localizada
g - aceleração da gravidade [m^2/s]

B2.2.2 - PERDA DE CARGA CONTÍNUA

O valor da perda de carga contínua ao longo do aqueduto pode ser calculada pela fórmula geral das perdas de carga:

$$\Delta H_C = L \; x \frac{f \; x \; U^2}{D \; x \; 2 \; x \; g} \qquad \text{(B18)}$$

[1] No capítulo 5 apresentamos a expressão para a altura critica do escoamento em secções circulares (expressão 5.32).

Com: ΔH_C – perda de carga contínua [m]

U – velocidade média [m/s]

D – diâmetro da secção transversal [m]

g - aceleração da gravidade [m^2/s]

f – factor de resistência ou factor de Darcy-Weisbach

O valor do factor de resistência pode ser obtido através do ábaco de Moody ou pela fórmula de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \times \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3{,}7 \times D} + \frac{2{,}51}{Re \times \sqrt{f}}\right) \qquad \text{(B19)}$$

Com: Re – número de Reynolds

D – diâmetro da secção transversal [m]

ε – rugosidade absoluta das paredes da conduta [mm] (Quadro B1)

f – factor de resistência ou factor de Darcy-Weisbach

Quadro B1 – Rugosidade absoluta de condutas de betão *(Martins 2000)*.

Acabamento da superfície	ε [mm]
Extraordinariamente rugoso: madeira de cofragem muito rugosa; betão pobre com desgaste de erosão; juntas mal alinhadas.	1,50
Rugoso: atacado por materiais angulosos, transportados; marcas de cofragem visíveis.	0,50
Granular: superfície alisada à talocha, em boas condições, juntas bem feitas.	0,30
Centrifugado: (em tubos).	0,30
Liso: de cofragem metálica, novo ou quase novo, acabamento médio com juntas cuidadas.	0,10
Muito liso: novo, extraordinariamente liso, de cofragens metálicas, acabamento muito bom e juntas cuidadas.	0,03

B2.2.3 - PERDA DE CARGA TOTAL

Assim, a perda de carga total, ΔH, no caso da perda de carga contínua ser calculada mediante a fórmula de Manning-Strickler, obtém-se por:

$$\Delta H = (1 + K_e + \frac{12{,}7 \times g \times L}{K^2 \times D^{4/3}}) \times \frac{U^2}{2 \times g} \qquad \text{(B20)}$$

Com: ΔH – perda de carga total [m]
U – velocidade média [m/s]

B3 - LEI DE VAZÃO DO ORIFICIO

Apresentamos a seguir em alternativa às fórmulas apresentadas no ponto 5.2.2 do capítulo 5, a lei de vazão do orifício, segundo diversos autores.

Segundo *Quintela (1981)*:

$$Q_d = C_D \times A \times \sqrt{2 \times g \times H} \qquad \text{(B21)}$$

Com: Q_d – caudal de dimensionamento [m^3/s]
g – aceleração da gravidade [m^2/s]
A – área da secção transversal da conduta [m^2]
H – diferença entre a cota da superfície livre e o centro de gravidade do orifício [m]
C_D = 0,51, quando o comprimento da conduta é igual a pelo menos 2,5 vezes o diâmetro do orifício

Lima (2003) utiliza a equação (B21), como lei de vazão do orifício com saída livre, no dimensionamento de bacias de retenção. Como também considera que H, é a diferença entre a cota da superfície livre e o centro de gravidade do orifício, apenas começa a sair água da bacia de retenção, quando o nível de água nesta, é superior ao centro da conduta.

Tassi (2002), na elaboração da dissertação, "Efeitos dos microreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana", utiliza a expressão (B22) para a vazão de saída do reservatório.
Apresenta para valores do coeficiente de vazão os apresentados no Quadro B2, (adaptado de *Mello Porto 2001*).

$$Q_d = C_D \times A \times \sqrt{2 \times g \times Hw} \qquad \text{(B22)}$$

Com: Q_d – caudal de dimensionamento [m^3/s]
C_D – coeficiente de vazão

A – área da secção transversal da conduta [m^2]

g – aceleração da gravidade [m^2/s]

Hw – altura de água acima da soleira na secção de montante [m]

Quadro B2 – Valores de coeficiente de descarga para orifícios circulares *(Mello Porto 2001)*.

Hw [m]	Diâmetro do orifício [cm]				
	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0
0,2	0,653	0,632	0,609	0,607	0,607
0,4	0,651	0,625	0,610	0,607	0,607
0,6	0,648	0,625	0,610	0,607	0,608
0,8	0,645	0,623	0,610	0,607	0,608
1,0	0,642	0,622	0,610	0,607	0,608
1,5	0,638	0,622	0,610	0,607	0,608
2,0	0,636	0,622	0,610	0,607	0,608

Lencastre (1996), também utiliza a equação (B20) para o caudal escoado através dos orifícios abertos no fundo ou em paredes de reservatórios. Quando se colocam tubos no prolongamento de orifícios (tubos adicionais), o valor do coeficiente de vazão modifica-se.

Nos aquedutos, o caudal escoado pode ser determinado, considerando o escoamento em pressão e tendo em conta as perdas de carga de entrada, contínuas e de saída.

Quadro B3 - Coeficientes de vazão em aquedutos constituídos por condutas circulares de betão, com entrada arredondada *(Lencastre 1996)*.

L \ D	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,05	1,20	1,50	1,80	2,10	2,40
3	0,77	0,86	0,89	0,91	0,92	0,92	0,93	0,93	0,94	0,94	0,94	0,94
6	66	79	84	87	89	90	91	91	92	93	93	94
9	59	73	80	83	86	87	89	89	90	91	92	93
12	54	68	76	80	83	85	87	88	89	90	91	92
15	49	65	73	77	81	83	85	86	88	89	90	91
18	0,46	0,61	0,70	0,75	0,79	0,81	0,83	0,85	0,87	0,88	0,89	0,90
21	44	59	67	73	77	79	81	83	85	87	88	89
24	41	56	65	71	75	78	80	82	84	86	88	89
27	39	54	63	69	73	76	78	80	83	85	87	88
30	98	52	61	67	71	74	77	79	82	84	86	87
33	0,36	0,50	0,59	0,65	0,70	0,73	0,76	0,78	0,81	0,83	0,85	0,87
36	35	49	58	64	68	71	74	77	80	82	84	86
39	34	47	56	62	67	70	73	76	79	82	84	85
42	33	46	55	61	66	69	72	75	78	81	83	85
45	32	45	53	60	65	68	71	74	77	80	82	84
48	0,31	0,44	0,52	0,59	0,63	0,67	0,70	0,73	0,77	0,79	0,81	0,83
51	30	43	51	58	62	66	69	72	76	79	81	83
54	29	42	50	57	61	65	68	71	75	78	80	82
57	28	41	49	56	60	64	67	70	74	77	80	81
60	28	40	48	55	59	63	67	69	73	77	79	81
L – Comprimento [m]; D – Diâmetro [m]												

Do ponto de vista prático, porém, é mais fácil continuar a considerar a fórmula (B20), traduzindo todas essas perdas pelo coeficiente de vazão, C_D, dado, para alguns casos pelo Quadro B3 e pelo Quadro B4.

O valor de H que *Lencastre (1996)* considera na formula (B20) é a diferença de cotas da superfície livre, a montante e a jusante.

Quadro B4 - Coeficientes de vazão em aquedutos constituídos por condutas circulares de betão, com entrada em aresta viva *(Lencastre 1996)*.

L \ D	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,05	1,20	1,50	1,80	2,10	2,40
3	0,74	0,80	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
6	64	74	77	78	78	77	76	75	74	73	72	72
9	58	69	73	75	76	76	76	75	74	74	73	72
12	53	65	70	73	74	74	74	74	74	73	72	71
15	49	62	68	71	72	73	73	73	73	72	72	71
18	0,46	0,59	0,65	0,69	0,71	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,71	0,71
21	43	57	63	67	69	70	71	71	71	71	71	70
24	41	54	61	65	68	69	70	70	71	71	70	70
27	39	52	60	64	66	68	69	70	70	70	70	70
30	37	51	58	62	65	67	68	69	70	70	69	69
33	0,36	0,49	0,56	0,61	0,64	0,66	0,67	0,68	0,69	0,69	0,69	0,69
36	35	48	55	60	63	65	66	67	68	69	69	69
39	33	46	54	59	62	64	65	66	68	68	68	68
42	32	45	53	58	61	63	65	66	67	68	68	68
45	31	44	51	56	60	62	64	65	67	67	67	67
48	0,30	0,43	0,50	0,56	0,59	0,61	0,63	0,64	0,66	0,67	0,67	0,67
51	30	42	49	55	58	61	62	64	65	66	67	67
54	29	41	48	54	57	60	62	63	65	66	66	66
57	28	40	48	53	56	59	61	63	64	65	66	66
60	28	39	47	52	56	58	60	62	64	65	66	66
L – Comprimento [m]; D – Diâmetro [m]												

B4 - DISPOSITIVOS DE REGULAÇÃO DE CAUDAIS

Fig. B1 - Bacia de retenção com regulador de caudal.

- O HydroRégul é um aparelho destinado a regular o caudal de saída da bacia de retenção; assegura um débito constante qualquer que seja a altura de água na bacia de retenção.

- O regulador de caudais permite evitar que os limites da capacidade de vazão do meio receptor sejam ultrapassados, transformando os caudais afluentes suplementares em variações de altura de água na bacia de retenção.

- O HydroRégul pode ser instalado directamente na bacia de retenção ou numa caixa de visita.

- Os métodos simplificados[2] pressupõem um caudal de saída constante tornando-se necessário equipar a bacia de retenção de um regulador de caudal, para tornar os seus resultados mais próximos da realidade.

B4.1 - FUNCIONAMENTO

O HydroRégul tem por objectivo regular o caudal de saída qualquer que seja a altura de água a montante. É constituído por uma guilhotina móvel ligada a um flutuador. A guilhotina vai obstruir mais ou menos o orifício de passagem consoante a altura de água. O deslocamento da guilhotina é arrastado por um orifício em forma de curva. A forma da curva é calculada para cada regulador, em função da altura do caudal e do diâmetro da tubagem.

[2] Capitulo 5: ponto 5.1 – Métodos Simplificados

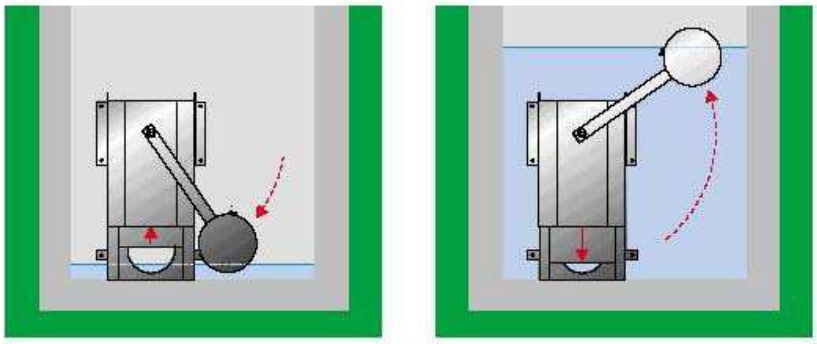


Fig. B2 - Esquema do funcionamento do regulador de caudal.

Cada regulador de caudal é um caso particular. Através de um programa informático desenvolvido pela Techneau, é possível definir com precisão a ocultação do orifício de forma a garantir um caudal de saída sempre constante, qualquer que seja a altura de água.

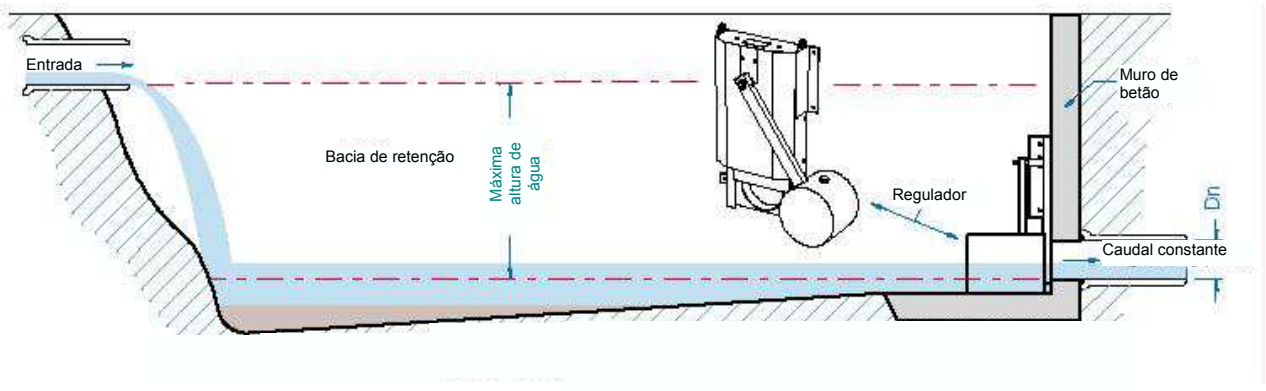


Fig. B3 - Esquema da instalação do regulador de caudal na bacia de retenção.

Quadro B1 – Selecção do regulador de caudal.

	4 a 9 l/s Dn 100	10 a 24 l/s Dn 150	25 a 39 l/s Dn 200	40 a 55 l/s Dn 250	56 a 90 l/s Dn 300	91 a 140 l/s Dn 350	141 a 200 l/s Dn 400
1,00 m	RDT1010	RDT1510	RDT2010	RDT2510	RDT3010	RDT3510	RDT4010
1,50 m	RDT1015	RDT1515	RDT2015	RDT2515	RDT3015	RDT3515	RDT4015
2,00 m	RDT1020	RDT1520	RDT2020	RDT2520	RDT3020	RDT3520	RDT4020

B4.2 - REGULADOR COM BRAÇO LATERAL (RDT)

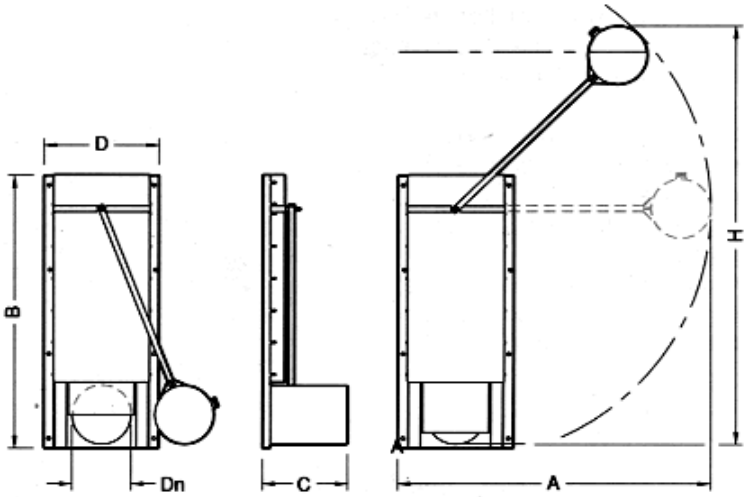


Fig. B4 - Regulador com braço lateral.

Quadro B2 – Gama RDT (regulador com braço lateral).

Referência	Dn	A	B	C	D	H	Peso (Kg)
RDT1010	100	817	740	250	360	1050	44
RDT1015	100	1150	1045	250	380	1550	59
RDT1020	100	1580	1380	250	600	2100	65
RDT1510	150	930	750	250	460	1100	63
RDT1515	150	1180	1060	250	450	1600	69
RDT1520	150	1580	1380	250	600	2100	83
RDT2010	200	970	750	300	480	1100	60
RDT2015	200	1160	1050	300	420	1600	81
RDT2020	200	1590	1380	300	620	2100	92
RDT2510	250	970	750	400	480	1100	67
RDT2515	250	1350	1150	400	510	1600	74
RDT250	250	1590	1380	400	615	2100	106
RDT3010	300	970	780	450	600	1100	78
RDT3015	300	1335	1120	450	570	1600	99
RDT3020	300	1665	1380	450	690	2100	129
RDT3510	350	970	780	550	610	1150	111
RDT3515	350	1150	1100	550	740	1650	113
RDT3520	350	1711	1380	550	710	2200	146
RDT4010	400	900	800	650	650	1150	95
RDT4015	400	1470	1100	650	750	1650	113
RDT4020	400	1990	1420	650	750	2200	145

B4.3 - REGULADOR COM BRAÇO FRONTAL (RDF)

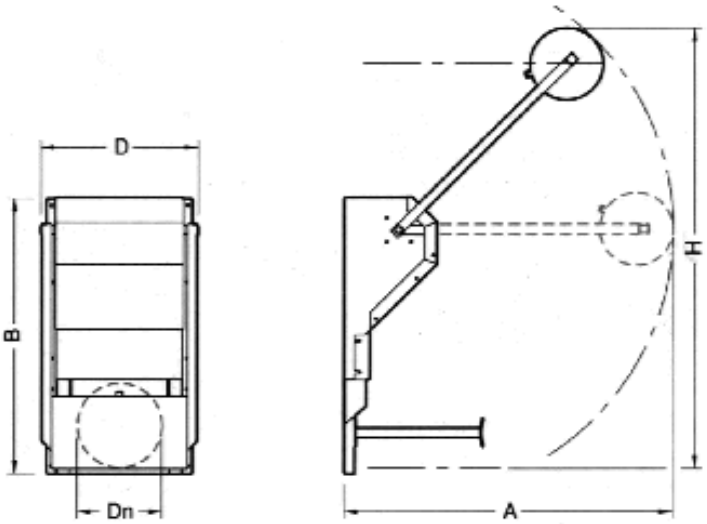


Fig. B5 - Regulador com braço frontal.

Quadro B3 – Gama RDF (regulador com braço frontal).

Referência	Dn	A	B	D	H	Peso (Kg)
RDF1010	100	840	720	430	1050	27
RDF1015	100	1300	1150	430	1550	37
RDF1020	100	1650	1450	430	2050	44
RDF1510	150	900	720	450	1070	40
RDF1515	150	1300	1150	450	1570	48
RDF1520	150	1650	1450	450	2070	75
RDF2010	200	900	750	500	1100	48
RDF2015	200	1300	1150	500	1600	57
RDF2020	200	1650	1450	500	2100	109
RDF2510	250	900	750	550	1100	56
RDF2515	250	1300	1150	600	1600	89
RDF250	250	1650	1500	600	2100	123
RDF3010	300	900	800	650	1120	99
RDF3015	300	1300	1150	650	1620	115
RDF3020	300	1650	1500	650	2120	135
RDF3510	350	1000	800	700	1140	108
RDF3515	350	1400	1150	700	1640	125
RDF3520	350	1750	1500	700	2140	162
RDF4010	400	1000	800	750	1150	117
RDF4015	400	1450	1150	750	1650	136
RDF4020	400	1750	1500	750	2150	159

ANEXO C

CASOS DE ESTUDO

ANEXO C – CASOS DE ESTUDO

LANÇO ER 1.18 – IC1/IP1
SUBLANÇO IC1 – IP1

Descrevem-se de seguida alguns dimensionamentos de bacias de retenção previstos na ER 1.18, recentemente inaugurada, e da autoria da respectiva empresa projectista.

DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO EFECTUADO PELO PROJECTISTA

C1 - PRINCIPIO DE FUNCIONAMENTO

Com a construção do sublanço em estudo, a área impermeabilizada aumentaria, crescendo consequentemente o coeficiente de escoamento. Assim, a actual zona da estrada correspondente a ocupações de terrenos com coeficientes de escoamento inferiores a 0,50. Foi substituída por pavimento e taludes cujo coeficiente de escoamento é de 1,00 e 0,70 respectivamente. Tendo por base esta mudança nos coeficientes de escoamento, gerar-se-ia um acréscimo de caudal.

Nestas circunstâncias, surgiu a necessidade de se prever um dispositivo de drenagem que facultasse o encaixe de acréscimo de caudal, minimizando-se assim, os riscos de cheia. O referido dispositivo é uma bacia de retenção de caudal.

Para controlar o caudal que sai da bacia foi implantado, a jusante da mesma, um descarregador do tipo Cipolletti. A equação que traduz o caudal que é possível descarregar neste dispositivo é a seguinte:

$$Q = 1{,}86 \times L \times H^{3/2}$$

Com:
Q – caudal [m^3/s]
L – largura do descarregador [m]
H – altura do descarregador [m]

C2 - DIMENSIONAMENTO DAS BACIAS DE RETENÇÃO DE CAUDAL

O cálculo dos caudais de ponta que serviram de base ao dimensionamento das bacias de retenção foi efectuado com base no Método Racional.

$$Q_p = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Com:
Q_p – caudal de ponta [m^3/s]
C – coeficiente de escoamento
I – intensidade média de precipitação máxima para um período de retorno de 100 anos [mm/h]
A – área a drenar [ha]

No dimensionamento das bacias de retenção referidas, considerou-se um desnível médio de 1,00 m entre a cota máxima de armazenamento e a cota mínima.

O cálculo do volume correspondente ao caudal de ponta a reter foi efectuado através de um hidrograma triangular, com tempo de base igual ao dobro do tempo de concentração e uma duração de chuvada igual ao tempo de concentração.

$$V = Q_p \times t_c$$

Com:
V – volume da bacia de retenção [m^3]
Q_p – caudal de ponta [m^3/s]
t_c – tempo de concentração [s]

C2.1 - BACIA DE RETENÇÃO 1

A bacia hidrográfica que aflui a este ponto perfaz um total de 26,60 ha.

- 1ª situação: sem auto-estrada

  26,60 ha com C = 0,50

- 2ª situação: com auto-estrada

  3,79 ha de área de pavimento com C = 1,00
  6,69 ha de área de taludes com C = 0,70

Quadro C1 – Cálculo do tempo de concentração para a bacia de retenção 1.

ÁREA (ha)	L (m)	COTAS		H (m)	t_c			
		max. (m)	min. (m)		VENTURA (min)	TEMEZ (min)	mínimo (min)	adoptado (min)
26,60	1260,00	185,00	107,70	77,30	15,80	36,46	15,80	15,80

Quadro C2 – Cálculo do volume da bacia de retenção 1.

	ÁREA (ha)	t_c (mm)	I (mm/h)	C	Q_p (m^3/s)	
SEM AUTO-ESTRADA	26,60	15,80	89,96	0,50	3,32	
COM AUTO-ESTRADA	3,79	15,80	89,96	1,00	0,95	
	6,69	15,80	89,96	0,70	1,17	VOLUME (m^3)
	16,12	15,80	89,96	0,50	2,01	
				Caudal a reter:	0,81	766,07

O desenho apresentado para a bacia de retenção 1 encaixa um volume de 1656 m^3.

C2.2 - BACIA DE RETENÇÃO 2

Esta bacia iria reter a diferença de caudal entre a capacidade de vazão de um colector de 1500 mm e outro de 600 mm e o caudal a mais gerado pela introdução da auto-estrada.

O caudal de dimensionamento do colector de 1500 mm é de 3,03 m^3/s e do colector de 600 mm é de 0,55 m^3/s. Neste caso seria necessário reter a diferença que é de 2,48 m^3/s.

A bacia hidrográfica que aflui a este ponto perfaz um total de 38,09 ha.

- 1ª situação: sem auto-estrada

  38,09 ha com C = 0,50

- 2ª situação: com auto-estrada

  3,57 ha de área de pavimento com C = 1,00
  2,16 ha de área de taludes com C = 0,70

Quadro C3 – Cálculo do tempo de concentração para a bacia de retenção 2.

ÁREA (ha)	L (m)	COTAS		H (m)	t_c			
		max. (m)	min. (m)		VENTURA (min)	TEMEZ (min)	mínimo (min)	adoptado (min)
38,09	895,00	118,50	65,81	52,69	19,30	28,34	19,30	19,30

Quadro C4 – Cálculo do volume da bacia de retenção 2.

	ÁREA (ha)	t_c (mm)	I (mm/h)	C	Q_p (m^3/s)	
SEM AUTO-ESTRADA	38,09	19,30	81,27	0,50	4,30	
COM AUTO-ESTRADA	3,57	19,30	81,27	1,00	0,81	
	2,16	19,30	81,27	0,70	0,34	VOLUME (m^3)
	32,36	19,30	81,27	0,50	3,65	
				Caudal a reter:	050 + 2,48	3452,23

O desenho apresentado para a bacia de retenção 1 encaixa um volume de 4875 m^3.

Esta bacia de retenção não foi construída.

C2.3 - BACIAS DE RETENÇÃO 3 E 4

Para além dos caudais a mais gerados pela introdução da auto-estrada, foi também considerado a reposição da bacia natural existente. Por dificuldades de expropriação do local, optou-se por subdividir a bacia em duas, embora o cálculo das mesmas seja apresentado em conjunto.

A bacia hidrográfica que aflui a este ponto perfaz um total de 102,20 ha.

- 1ª situação: sem auto-estrada

  102,20 ha com C = 0,50

- 2ª situação: com auto-estrada

  5,83 ha de área de pavimento com C = 1,00
  3,22 ha de área de taludes com C = 0,70

Quadro C5 – Cálculo do tempo de concentração para as bacias de retenção 3 e 4.

ÁREA (ha)	L (m)	COTAS		H (m)	t_c			
		max. (m)	min. (m)		VENTURA (min)	TEMEZ (min)	mínimo (min)	adoptado (min)
102,20	1260,00	185,00	107,70	77,30	30,98	36,46	30,98	30,98

Quadro C6 – Cálculo do volume das bacias de retenção 3 e 4.

	ÁREA (ha)	t_c (mm)	I (mm/h)	C	Q_p (m^3/s)	VOLUME (m^3)
SEM AUTO-ESTRADA	102,20	30,98	63,91	0,50	9,07	
COM AUTO-ESTRADA	5,83	30,98	63,91	1,00	1,04	
	3,22	30,98	63,91	0,70	0,40	
	93,15	30,98	63,91	0,50	8,27	1174,34 + 4572,00
				Caudal a reter:	0,63	

Por outro lado como já foi referido, pretendia-se repor a bacia de retenção natural existente, que encaixava naturalmente um volume de 4572 m^3.

O desenho apresentado para a bacia de retenção 3 encaixa um volume de 2410 m3 e para a bacia de retenção 4 um volume de 3450 m^3.

Fig. C1 - Fotografias da construção da bacia 1.
(tirada 27 / 01 / 2005)

Fig. C2 - Fotografias da bacia 1 concluída.
(tiradas 25 / 07 / 2005)

Fig. C3 - Fotografia da construção da bacia 3.
(tirada 27 / 01 / 2005)

Fig. C4 - Fotografia da bacia 3 concluída.
(tiradas 25 / 07 / 2005)

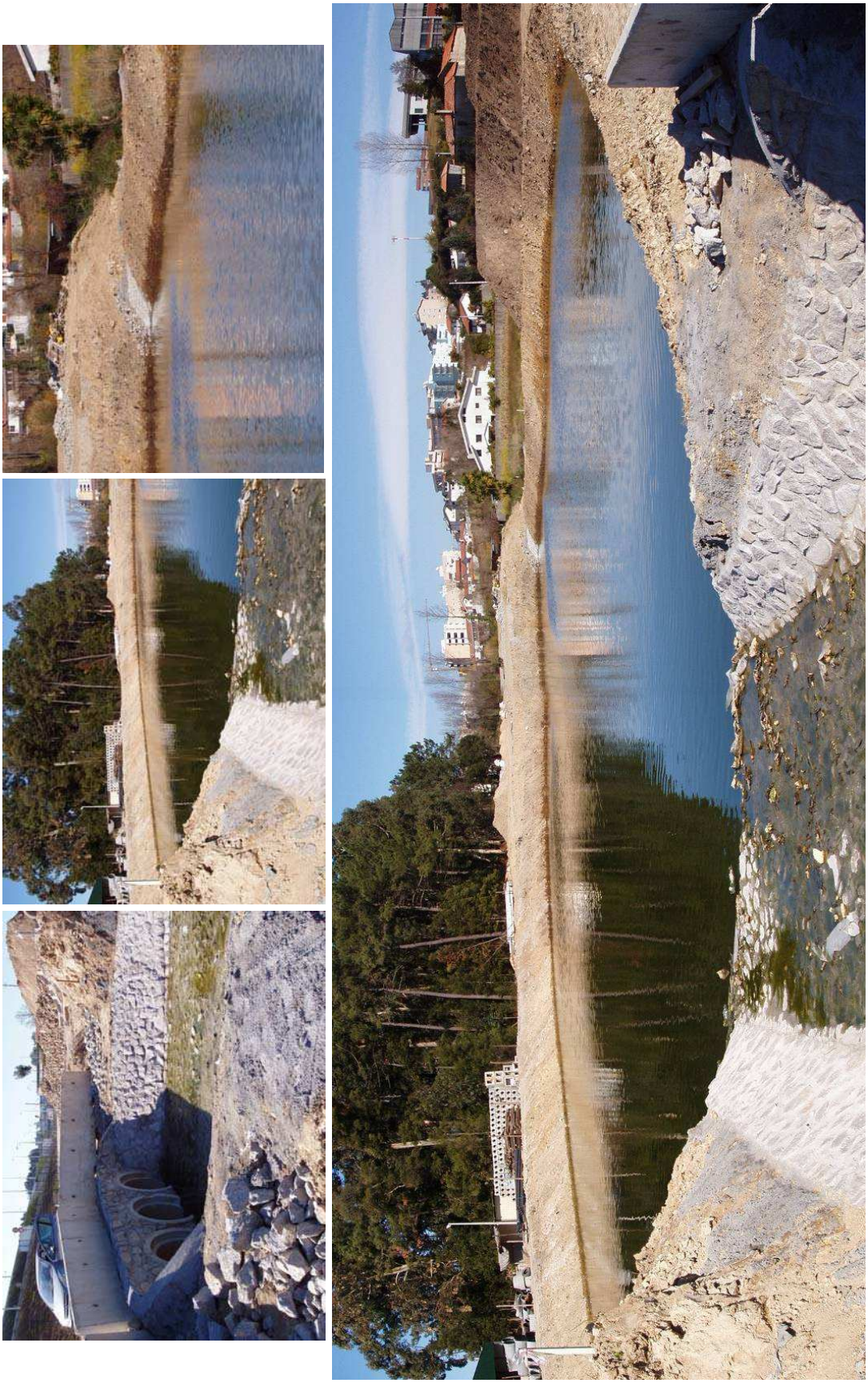
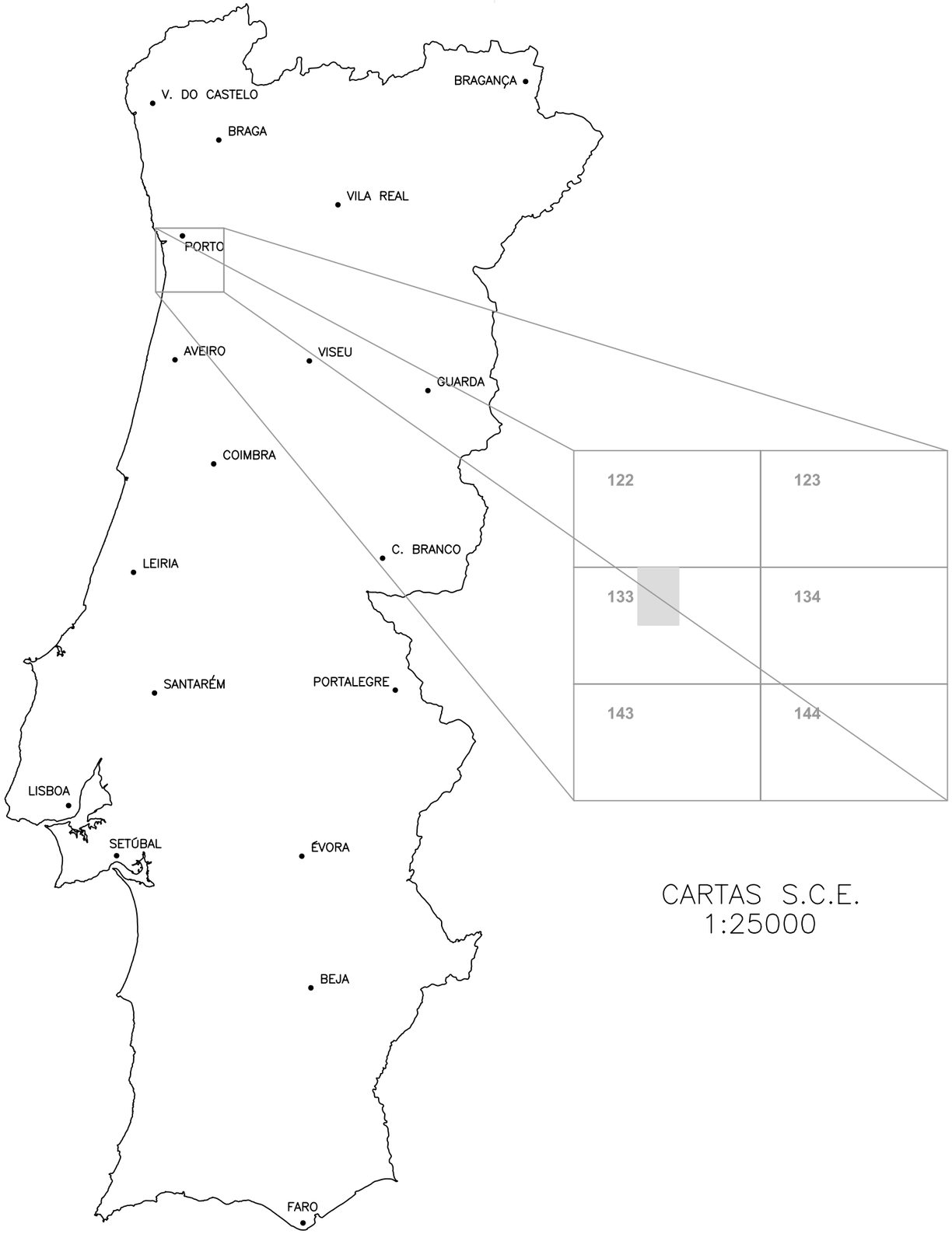


Fig. C5 - Fotografias da construção da bacia 4.
(tirada 27 / 01 / 2005)

Fig. C6 - Fotografias da bacia 4 concluída.
(tirada 25 / 07 / 2005)



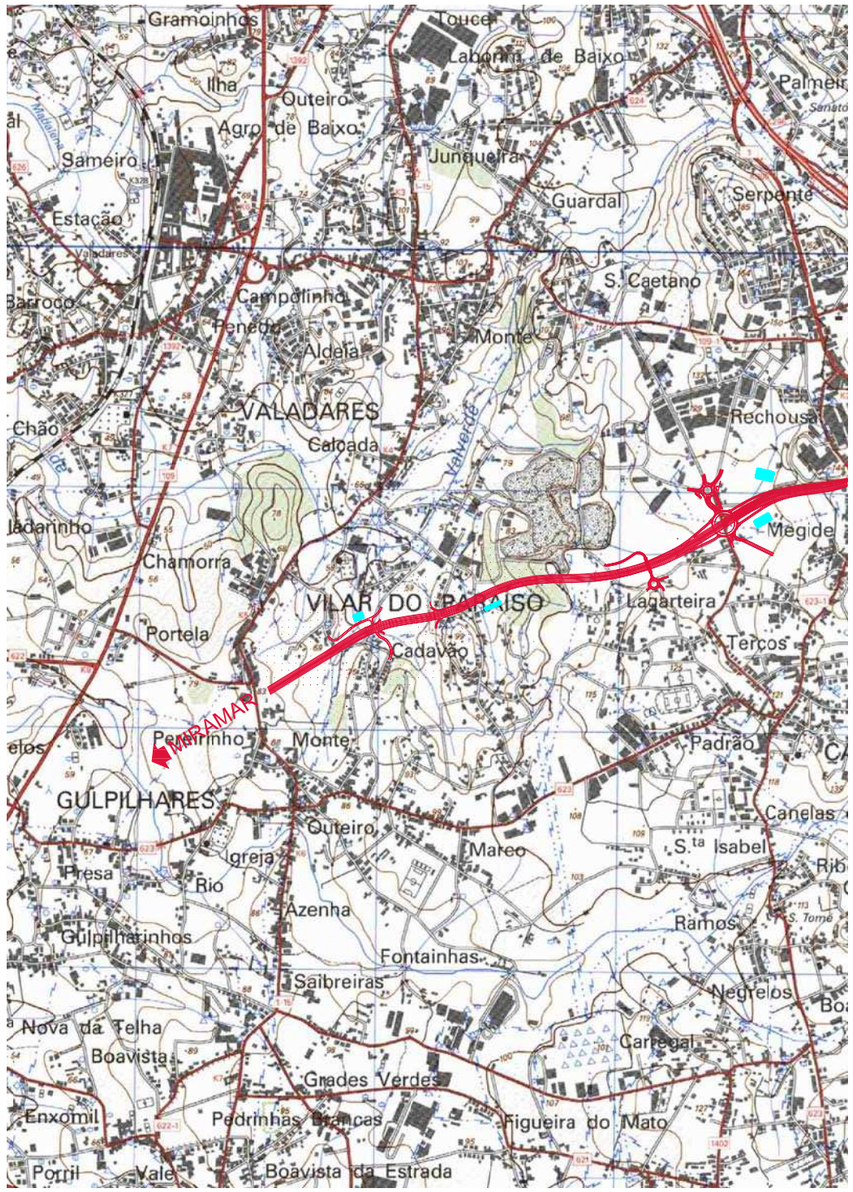


Fig. C7 - Planta de localização (Esc. 1/25000)

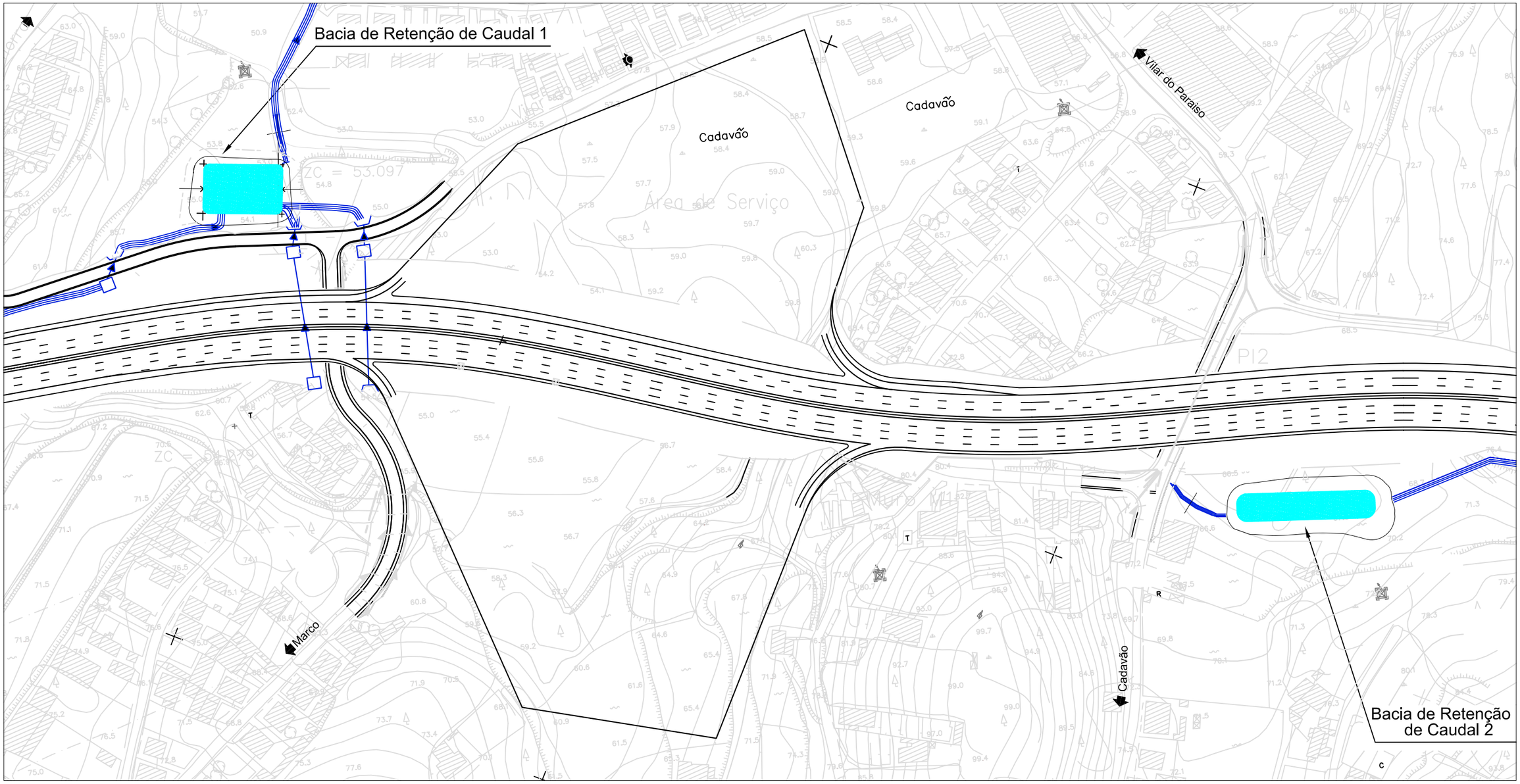


Fig. C8 - Planta das bacias 1 e 2 (Esc. 1/2000)

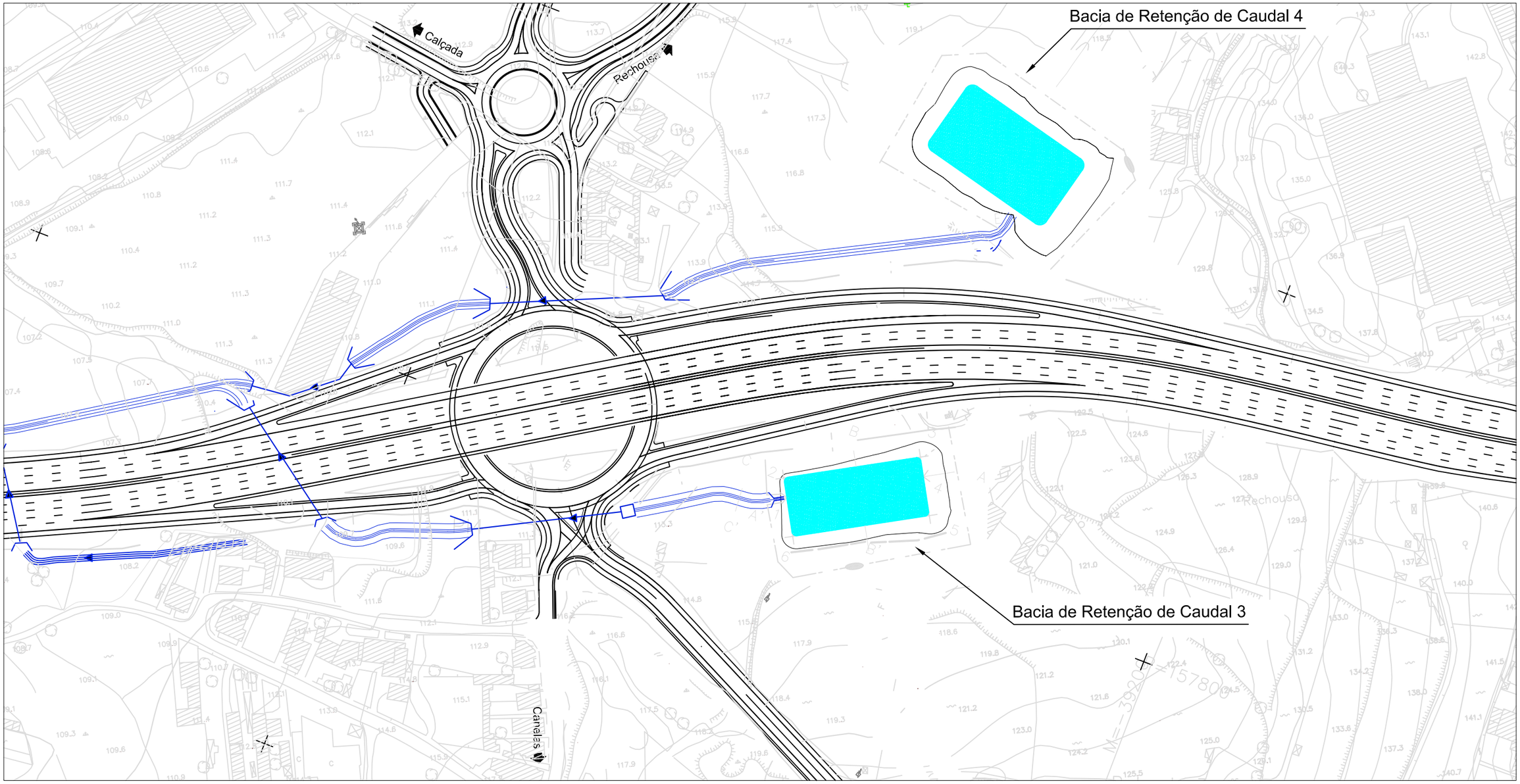
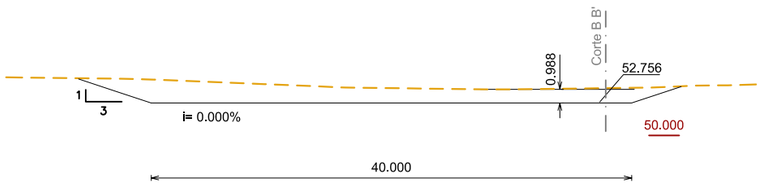


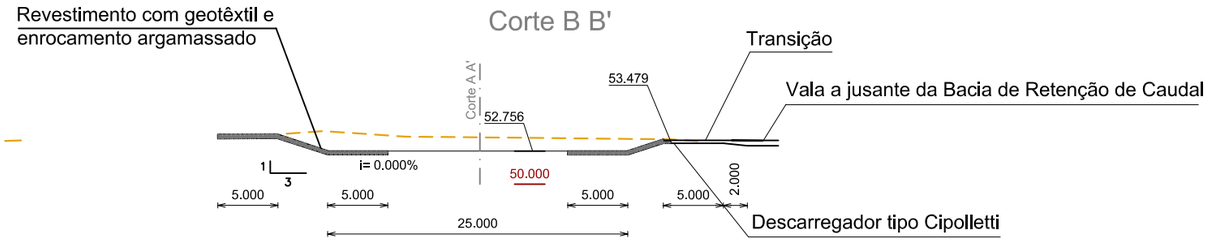
Fig. C9 - Planta das bacias 3 e 4 (Esc. 1/2000)

Bacia de Retenção de Caudal 1

Corte A A'



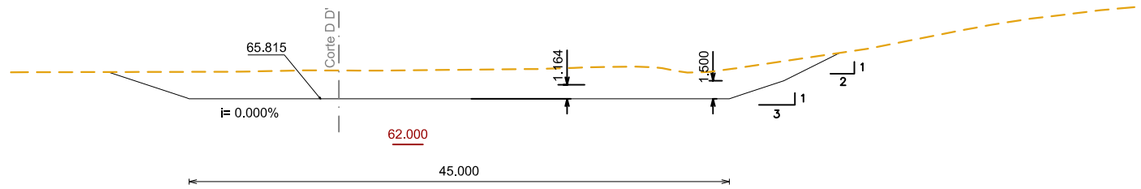
Corte B B'



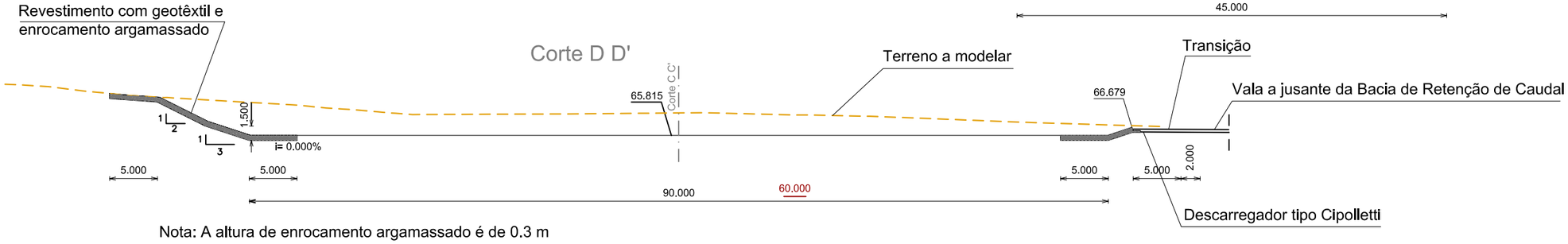
Nota: A altura de enrocamento argamassado é de 0.3 m

Bacia de Retenção de Caudal 2

Corte C C'



Corte D D'



Nota: A altura de enrocamento argamassado é de 0.3 m

Coordenadas de implantação das bacias

	M	P
	Bacia de Retenção de Caudal 1	
1	-41068.521	157416.910
2	-41072.812	157428.649
3	-41035.387	157442.776
4	-41031.096	157431.037
5	-41026.803	157419.289
6	-41064.230	157405.169

	M	P
	Bacia de Retenção de Caudal 2	
7	-40523.699	157451.245
8	-40528.529	157462.747
9	-40445.307	157497.015
10	-40440.475	157485.512
11	-40427.881	157455.524
12	-40511.105	157421.256

Descarregador do tipo Cipolletti

	Bacia de Reteção de Caudal	
	H	I
1	0.3	1.603
2	0.3	1.145

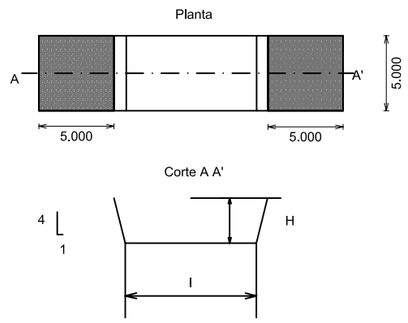
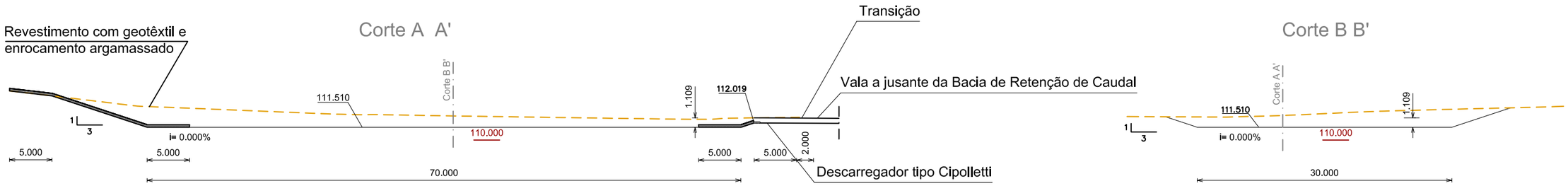


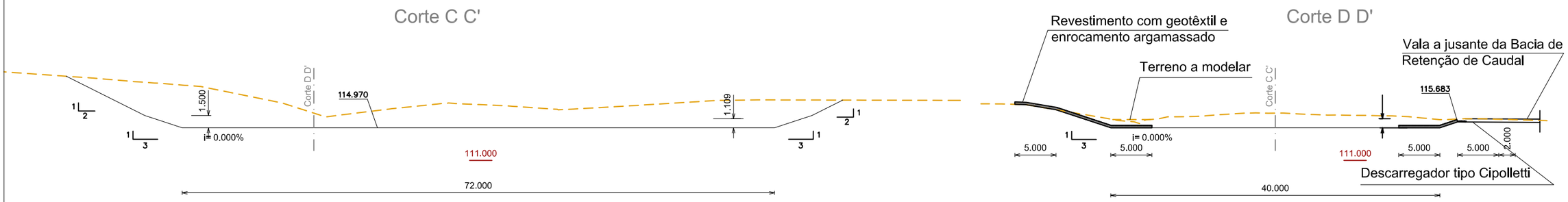
Fig. C10 - Cortes das bacias 1 e 2 (S/Esc.)

Bacia de Retenção de Caudal 3



Nota: A altura de enrocamento argamassado é de 0.3 m

Bacia de Retenção de Caudal 4



Nota: A altura de enrocamento argamassado é de 0.3 m

Coordenadas de implantação das bacias

	M	P
	Bacia de Retenção de Caudal 3	
1	-39398.660	157812.057
2	-39403.683	157820.793
3	-39342.996	157855.679
4	-39337.974	157846.943
5	-39328.044	157829.671
6	-39388.731	157794.784

	M	P
	Bacia de Retenção de Caudal 4	
7	-39327.753	157986.185
8	-39397.694	158003.274
9	-39392.955	158022.700
10	-39388.218	158042.131
11	-39318.277	158025.045
12	-39323.015	158005.614

Descarregador do tipo Cipolletti

	Bacia de Reteção de Caudal	
	H	I
3	0.5	1.000
4	0.3	0.500

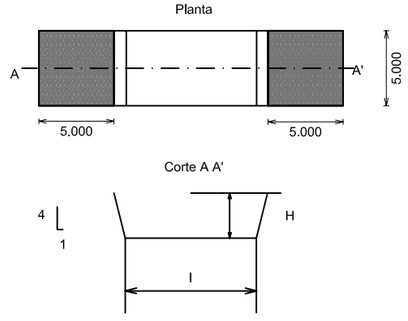


Fig. C11 - Cortes das bacias 3 e 4 (S/Esc.)