

MODELAÇÃO HIDROLÓGICA

Maria Manuela Portela

(Documento em actualização)

DECivil, SHRHA, 2005/2006, 2º Semestre

NOTA INTRODUTÓRIA

A matéria prevista para a disciplina de Modelação Hidrológica inclui as seguintes três partes fundamentais, para além de uma breve referência à aplicação de Sistemas de Informação Geográfica à modelação dos processos hidrológicos de superfície: <u>Parte 1</u> – Análise de cheias. Modelo do hidrograma unitário. Propagação de hidrogramas de cheia; <u>Parte 2</u> – Apresentação e utilização do programa HEC-HMS; <u>Parte 3 -</u> Modelação da superfície livre em regime permanente gradualmente variado em canais naturais ou artificiais. Apresentação e utilização do programa HEC-RAS.

Anualmente é indicada a bibliografia de apoio à disciplina. O presente documento complementa essa bibliografia no que respeita à **Parte 1**. Anota-se que tal documento tem vindo a ser progressivamente preparado pelo que normalmente a versão adoptada em cada ano lectivo difere da versão referente ao ano lectivo precedente. As **Partes 2** e **3** utilizam como elementos de estudo principais os apresentados nos manuais dos programas nelas tratados.

Para que a disciplina de Modelação Hidrológica atinja o objectivo de proporcionar formação complementar em Hidrologia e Recursos Hídricos, é vantajoso que sejam relembrados alguns dos conteúdos das disciplinas que a antecedem – designadamente das disciplinas de Hidráulica I e II e de Hidrologia e de Recursos Hídricos – de modo a encadeá-los no posterior desenvolvimento de matérias. Nesse sentido, o documento referente à **Parte 1** tem vindo a ser estruturado de modo: i) a identificar os assuntos antecedentes pertinentes para o aprofundamento de matérias; ii) a pormenorizar conceitos anteriormente adquiridos ou apresentar novos conceitos que intervêm nos modelos hidrológicos a tratar e iii) a apresentar tais modelos.

Pretendeu-se, ainda, reunir no documento relativo à **Parte 1** informação que permitisse uma visão mais abrangente da modelação hidrológica e dos processos nela intervenientes, com destaque, sempre que possível, para resultados ou procedimentos específicos para Portugal Continental. Não obstante o conteúdo que assim resultou para alguns dos assuntos ser mais amplo do que o estritamente necessário para a apresentação sequente de matérias, julgou se de interesse mantê-lo como tal, de modo a que o documento pudesse permanecer como um elemento de consulta posterior, nomeadamente, no desempenho da actividade profissional.

PARTE 1 – ANÁLISE DE CHEIAS. MODELO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO. PROPAGAÇÃO DE HIDROGRAMAS DE CHEIA

ÍNDICE DO TEXTO

			pág.
1.	CON CON	CEITOS GERAIS. CHEIAS NATURAIS E ARTIFICIAIS. CEITO DE HIDROGRAMA UNITÁRIO	1.1
2.	COM SECO ESCO	IPONENTES DO HIDROGRAMA DE CHEIA OBSERVADO NUMA ÇÃO DA REDE HIDROGRÁFICA: ESCOAMENTO DIRECTO E OAMENTO DE BASE	2.1
3.	MOE ESCO	DELOS PARA SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO DIRECTO E DO DAMENTO DE BASE	3.1
4.	PRE	CIPITAÇÃO CRÍTICA E PRECIPITAÇÃO DE PROJECTO	4.1
	4.1.	Introdução. Elementos referentes ao estabelecimento de precipitações crítica e de projecto em Portugal	
		CONTINENTAL	4.1
	4.2.	HIETOGRAMAS DA PRECIPITAÇÃO CRÍTICA OU DE PROJECTO	4.10
		4.2.1. Breves considerações prévias	4.10
		4.2.2. Construção de hietogramas	4.13
		4.2.2.1. Critérios de base	4.13
		4.2.3.2. Hietogramas	4.21
	4.3.	PRECIPITAÇÃO EFECTIVA. PROCESSOS ENVOLVIDOS. PERDA INICIAL E PERDA CONTÍNUA	4.28
	4.4.	Modelos de perdas de precipitação	4.35
		4.4.1. Método do índice \$	4.35
		4.4.2. Método do SCS (Soil Conservation Service)	4.36
	4.5.	Modelos de infiltração	4.54
		4.5.1. Introdução	4.54
		4.5.2. Modelo de Horton	4.57
		4.5.3. Modelo de Green e Ampt	4.60
		4.5.4. Considerações finais sobre os modelos de infiltração de Horton e de Green e Ampt	4.63
5.	RESU OBSI	UMO DAS COMPONENTES DO HIDROGRAMA DA CHEIA ERVADO E DO CORRESPONDENTE HIETOGRAMA DA	
	PRE	CIPITAÇAO TOTAL	5.1

6.	DET	ERMINA	ĄÇÃC	DO HIDROGRAMA UNITÁRIO	6.2		
	6.1. Conceitos gerais. Princípios, pressupostos e limitações						
	6.2.	ESTABE	LECI	MENTO DE HIDROGRAMAS UNITÁRIOS	6.7		
		6.2.1.	Intro	dução	6.7		
		6.2.2.	Méto prog	dos directos: método dos mínimos quadrados e da ramação linear	6.8		
		6.2.3.	Méto	dos indirectos: síntese do hidrograma unitário	6.18		
		6.2.	3.1.	Modelos	6.18		
		6.2.	3.2.	Hidrograma unitário sintético de Snyder	6.19		
		6.2.	3.3.	Hidrograma unitário sintético do <i>Soil Conservation</i> <i>Service (SCS)</i>	6.26		
		6.2.	3.4.	Hidrograma unitário instantâneo de Clark	6.30		
7.	MOI	DELOS D	E PR	OPAGAÇÃO DE CHEIAS	7.1		
	7.1.	INTROD	UÇÃ()	7.1		
	7.2.	Model	OS AG	GREGADOS. CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS	7.1		
	7.3.	Métod	O DE	MUSKINGUM	7.3		
	7.4.	Métod	O DE	Muskingum-Cunge. Breve menção	7.11		

ÍNDICE DE FIGURAS

- **1.1** Hidrograma de cheia e caudal de ponta de cheia
- 1.2 Hidrogramas de cheia afluente e efluente de uma albufeira destinada ao amortecimento de ondas de cheia, dotada de descarregador de cheias com descarga livre.
- 1.3 Hidrograma unitário com duração D, HUD (adaptada de PONCE, 1989, p. 168).
- 3.1 Drenagem dos aquíferos de uma bacia hidrográfica. Escoamento de base (reproduzida de HIPÓLITO, 1996, p. 8.21).
- **3.2** Curvas de esgotamento em cursos de água (reproduzida de QUINTELA, 1967, p. 71).
- **3.3** Instantes correspondentes ao início (A) e ao fim (B) do escoamento directo.
- **3.4** Procedimento 1 para separação dos escoamentos directo e de base.

- **3.5** Procedimento 2 para separação dos escoamentos directo e de base.
- **3.6** Procedimento 3 para separação dos escoamentos directo e de base.
- **3.7** Procedimentos 4 e 5 para separação dos escoamentos directo e de base.
- 3.8 Modelo do escoamento de base implementado no programa HEC-HMS.
- 4.1 Isolinhas da relação entre precipitações com o mesmo período de retorno e durações de a) 12.0 e 24.0 h, b) 3.0 e 6.0 h e c) 0.5 e 1.0 h (adaptada de LNEC, 1976).
- 4.2 Mapa de isolinhas dos valores máximas da precipitação em a) 60 min e em b) 6 h expressos em percentagem dos valores em 24 h. Período de retorno de 100 anos (adaptada de GODINHO, INMG, 1984 e 1987, actualizada em 1991).
- 4.3 Regiões pluviométricas e parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência (adaptada de MATOS e SILVA, 1986).
- 4.4 Postos udográficos de Casal Soeiro (02G/09), Miranda do Douro (05T/01), Santa Comba Dão (11I/01), Portalegre (18M/01), Lisboa (Portela) (21C/02), Évora-Cemitério (22J/02), Sines (26D/01) e Vila Real de Santo António (30M/02). Variação, em função do período de retorno, T, do quociente entre a precipitação com duração t, compreendida entre 0.5 e 48.0 h, e a precipitação em 24.0 h (adaptada de PORTELA, 2006).
- 4.5 a) Hietograma da precipitação e b) distribuição temporal adimensional da precipitação (adaptada de PONCE, 1989, p. 15).
- 4.6 Superfícies de valores do quociente Pt/P24 (%) entre duas precipitações com o mesmo período de retorno T, uma com a duração t, Pt, e outra com a duração de 24 h, P24 (valores de t de 1, 2, 3, 4, 5, 6, 12 e 48 h) (retirada de PORTELA, 2006).
- 4.7 Polígonos de Thiessen para os 27 postos udográficos analisados por BRANDÃO *et al.*, 2001 (retirada de PORTELA, 2005 e 2006).
- 4.8 Representação da equação (4.8) tendo por base os valores do expoente β indicados na Tabela 4.2.
- **4.9** Hietogramas da precipitação de blocos a) decrescentes, b) crescentes e c) alternados.

- 4.10 Secção da barragem de Toulica. Hidrogramas das cheias afluentes para precipitações com duração igual e tripla do tempo de concentração e com intensidade uniforme e não uniforme (nota: a legenda é completada pela indicação do número de blocos do hietograma da precipitação e, entre parêntesis, da duração de cada bloco) (adaptada de PORTELA *et al.*, 2000 a))
- 4.11 Secção da barragem de Toulica. Hidrogramas das cheias afluentes para a precipitação com duração igual ao tempo de concentração e intensidade uniforme e para a precipitação com duração tripla do tempo de concentração e intensidade uniforme ou não. Efeito do número de blocos do hietograma da precipitação (nota: a legenda é completada pela indicação do número de blocos do hietograma da precipitação e, entre parêntesis, da duração de cada bloco) (adaptada de PORTELA *et al.*, 2000 a)).
- 4.12 Bacia hidrográfica da barragem da Cova do Viriato. Hietogramas de blocos alternados para a precipitação com duração igual ao tempo de concentração de 1.5 h (precipitação de 57.7 mm em 1.5 h) (reproduzida de PORTELA *et al.*, 2000 a)).
- 4.13 Bacia hidrográfica da ribeira de Lavre na secção de Lavre. Hietogramas de blocos decrescentes para a precipitação com duração tripla do tempo de concentração (precipitação de 149.1 mm em 30 h) (reproduzida de PORTELA *et al.*, 2000 a)).
- 4.14 Secção da barragem da Cova do Viriato. Hidrogramas de cheia para a precipitação com duração igual ao tempo de concentração (57.7 mm em 1.5 h) e diferentes tipos de hietogramas de projecto (nota: a legenda é completada pela indicação do número de blocos do hietograma da precipitação e, entre parêntesis, da duração de cada bloco) (reproduzida de PORTELA *et al.*, 2000 a)).
- 4.15 Ribeira de Lavre na secção com o mesmo nome. Hidrogramas de cheia para a precipitação com duração, quer igual ao tempo de concentração e intensidade uniforme (precipitação de 115.6 mm em 10.0 h), quer tripla do tempo de concentração e diferente tipos de hietogramas de projecto (precipitação de 149.1 mm em 30 h) (nota: a legenda é completada pela indicação do número de blocos do hietograma da precipitação e, entre parêntesis, da duração de cada bloco) (reproduzida de PORTELA *et al.*, 2000 a)).

- 4.16 Precipitação, infiltração e escoamento superficial para intensidade da precipitação igualando ou excedendo a taxa de infiltração (reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, 1984, p. 177).
- 4.17 Perspectiva Hortoniana do escoamento superficial.
- 4.18 Fase terrestre do ciclo hidrológico (reproduzida de PILGRIN e CORDERY, 1992, p. 9.4).
- **4.19** Representação esquemática das perdas de precipitação e da precipitação efectiva (reproduzida de RAWLS *et al.*, 1992, p. 5.24).
- **4.20** Modelos de perda da precipitação utilizados na estimativa da precipitação efectiva (adaptada de PILGRIN e CORDERY, 1992, p. 9.8).
- **4.21** Método do índice ϕ .
- 4.22 Variáveis e funções do método do SCS para determinação das perdas de precipitação (adaptada de CHOW *et al.*, 1988, p. 147, e de TUCCI, 1993, p. 404).
- **4.23** Classificação dos solos quanto à textura proposta por USDA (U.S. Department of Agriculture, 1951) (reproduzida RAWLS et al. 1993, in MAIDMENT 1993).
- 4.24 Grupos hidrológicos correspondentes às classes de solo representadas na Figura 4.23.
- 4.25 Classificação dos solos quanto à textura em conformidade com LNEC, 1968.
- 4.26 Grupos hidrológicos correspondentes às classes de solo representadas na Figura 4.25.
- 4.27 Curvas relacionando o número de escoamento, a precipitação total e a precipitação efectiva (reproduzida de PONCE, 1989, p. 158).
- 4.28 Carta do número de escoamento na parte portuguesa da bacia hidrográfica do rio Tejo.
- 4.29 Taxas de infiltração para solos com diferentes: a) texturas; b) coberturas vegetal e
 c) utilizações (reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, p. 180).
- **4.30** Influência do teor volúmico de humidade do solo, θ , na taxa de infiltração (reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, 1984, p. 181).
- 4.31 Infiltração de acordo com o modelo de Horton.

- 4.32 Efeito da constante k da equação de Horton na variação da taxa de infiltração (reproduzida de CHOW *et al.*, 1988, p.109).
- **4.33** Modelo de Green e Ampt.
- 4.34 Taxa de infiltração e infiltração acumulada condicionadas por uma precipitação com intensidade constante (adaptada de CHOW *et al.*, 1988, p. 119).
- 5.1 Componentes do hidrograma de cheia observado e do correspondente hietograma da precipitação.
- 6.1 Princípios da aplicação do modelo do hidrograma unitário (reproduzida de LENCASTRE e MELO, 1984, p. 307).
- 6.2 Etapas de aplicação do modelo do modelo do hidrograma unitário.
- **6.3** Aplicação do modelo do hidrograma unitário à obtenção de hidrogramas de cheia.
- 6.4 Aplicação do modelo do hidrograma unitário.
- 6.5 Aplicação do hidrograma unitário a uma precipitação efectiva com intensidade constante e duração indefinida.
- 6.6 Precipitação efectiva com intensidade uniforme e duração indefinida. Hidrogramas correspondentes ao escoamento directo para a) precipitação efectiva com valor P1 em cada duração D e b) uma precipitação efectiva igual à unitária associada à definição do HUD.
- 6.7 Ordenadas do hidrograma unitário.
- 6.8 Dados para estabelecimento do HUD por um método directo.
- **6.9** Método da programação linear (reproduzida de CHOW, 1988, p. 223).
- 6.10 Hidrograma unitário padrão de Snyder (adaptada de CHOW et al., p. 224).
- 6.11 Aproximação do hidrograma unitário de Snyder por um hidrograma triangular.
- 6.12 Larguras do hidrograma unitário de Snyder (reproduzida de VIESSMAN e LEWIS, 1996, p. 210).
- 6.13 Hidrograma unitário de Snyder.
- 6.14 Exemplo de aplicação do HUS de Snyder.

- **6.15** Hidrograma unitário sintético do *Soil Conservation Service*, SCS, e correspondente hidrograma triangular.
- 6.16 Isócronas e diagrama tempo-área.
- 7.1 Representação esquemática de um modelo de propagação agregado e distribuído (adaptada de MAIDMENT, 1993, p. 10.2)
- 7.2 Método de Muskingum. Armazenamentos prismático e em cunha (nota: I representa o caudal afluente ao trecho de canal e O, o caudal efluente desse trecho).
- 7.3 Método de Muskingum. Efeito do parâmetro X na atenuação da onda de cheia ao propagar-se num trecho de canal.
- 7.4 Método de Muskingum. Pesquisa do valor do parâmetro X na disponibilidade de hidrogramas correspondentes ao escoamento directo afluente na secção de montante do trecho de canal e efluente na secção de jusante de tal trecho.
- 7.5 Método de Muskingum-Cunge. Discretização temporal e espacial.

ÍNDICE DE TABELAS

- 4.1 Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas em postos udográficos do Continente.
- **4.2** Expoente β da equação $P_t/P_{24} = (t/t_{24})^{\beta}$.
- **4.3** Propriedades hidrológicas dos solos consoante a respectiva textura.
- 4.4 Valores do número de escoamento para zonas urbanas e sub-urbanas (bibliografia Americana).
- 4.5 Valores do número de escoamento para zonas rurais (bibliografia Americana).
- **4.6** Valores do número de escoamento para zonas urbanas e sub-urbanas (bibliografia Portuguesa).
- **4.7** Valores do número de escoamento para zonas rurais (bibliografia Portuguesa).
- 4.8 Caudais de ponta de cheia na bacia hidrográfica do rio Maior na situação actual e em dois cenários de expansão da área urbana.

- 4.9 Classificação dos solos em função dos respectivos valores mínimos da taxa de infiltração, atingidos após longos períodos de humedecimento e quando cultivados em linhas (reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, 1984, p. 180).
- **4.10** Variação da taxa de infiltração com o revestimento vegetal (reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, 1984, p. 182).
- **4.11** Valores característicos da taxa de infiltração ao fim de 1 hora, f1 (reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, 1984).
- **4.12** Estimativas dos parâmetros do modelo de Green e Ampt (adaptada de RAWLS *et al.,* 1992, p. 5.34).
- 6.1 Hidrograma unitário sintético do Soil Conservation Service, SCS.

ÍNDICE DOS EXERCÍCIOS DE EXEMPLIFICAÇÃO

- Pág. 3.7 Escoamento de base e escoamento directo.
- Pág. 4.28 Estabelecimento de hietogramas de projecto.
- Pág. 4.53 Perdas de precipitação para o escoamento: método do índice f. Modelo de perdas do SCS.
- Pág. 4.59 . Modelo de Horton.
- Pág. 6.17 Modelo do hidrograma unitário.
- Pág. 6.25 Modelo do hidrograma unitário sintético de Snyder.
- Pág. 6.29 Modelo do hidrograma unitário sintético do SCS.
- Pág. 6.34 Modelo do hidrograma unitário instantâneo de Clark.
- Pág. 7.8 Propagação e hidrogramas de cheia em trechos de canal. Método de Muskingum.
- Pág. 7.12 Propagação e hidrogramas de cheia em trechos de canal. Métodos de Muskingum e de Muskingum-Cunge.

PARTE 1 – ANÁLISE DE CHEIAS. MODELO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

1. CONCEITOS GERAIS. CHEIAS NATURAIS E ARTIFICIAIS. CONCEITO DE HIDROGRAMA UNITÁRIO

A análise de cheias, em particular quando apoiada no **modelo do hidrograma unitário**, visa a obtenção de hidrogramas de cheia em condições naturais em secções de cursos de água.

Tal **objectivo**, embora simples e muito geral, faz intervir os seguintes conceitos cuja definição e enquadramento devem anteceder a apresentação do modelo do hidrograma unitário: **cheia**, **hidrograma de cheia** e **hidrograma de cheia em condições naturais**.

O conceito de **cheia**, embora de utilização generalizada, não tem uma definição precisa. De um modo geral, as cheias apresentam-se como intumescências graduais e progressivas da superfície livre de cursos de água a que correspondem alturas máximas do escoamento que se propagam para jusante. A noção de cheia está, assim, associada à ocorrência de elevados níveis de água em cursos de água e, portanto, à ocorrência de elevados caudais (LARRAS, 1972, p. 59).

Do ponto de vista hidrológico, verifica-se a ocorrência de uma cheia quando a bacia hidrográfica é alimentada por água de um modo intenso e prolongado tal que o caudal que daí advém e que aflui à rede hidrográfica excede a capacidade normal de transporte ao longo daquela rede, transbordando as margens naturais ou artificias e alagando as zonas contíguas.

As cheias podem ser consequência de **causas artificias** ou **naturais**, isoladas ou combinadas. Exemplificam causas artificias as associadas à ruptura de barragens. De entre as causas naturais referem-se as precipitações intensas e a fusão da neve.

Julga-se de interesse anotar que, sensivelmente a partir de 1999, um número significativo de barragens portuguesas foi objecto de estudos de segurança hidráulica e operacional. Tais estudos destinaram-se, entre outras finalidades, a averiguar se as condições de cheia pressupostas no dimensionamento dos órgãos de descarga se mantêm válidas (em face da maior quantidade de informação hidrológica actualmente disponível, quer relativa a registos

de variáveis hidrológicas, quer resultante da exploração dos aproveitamentos) e se adequam à legislação em vigor. Incluem, também, a análise de cenários de ruptura das barragens com vista ao estabelecimento de **planos de emergência externos**, aplicáveis ao vale a jusante, e **internos**, destinados " ... *a manter ou diminuir o nível de risco associado a cada barragem, mediante acções concertadas que diminuam a probabilidade de ocorrer um acidente na estrutura da barragem*" (ALMEIDA, 2000).

De entre as cheias naturais, merecem referência especial na bibliografia as **cheias repentinas** (da literatura inglesa, *flah floods*) caracterizadas pelo curto intervalo de tempo que decorre entre o acontecimento pluvioso e a cheia que o mesmo origina. Consideram-se sujeitas a cheias repentinas as bacias hidrográficas a que correspondem tempos de concentração até 6 h, segundo alguns autores, ou 12 h, segundo outros (PORTELA, 2000). As cheias repentinas assumem particular importância se afectam zonas urbanas ou edificadas, devido à rapidez com que o fenómeno ocorre e aos elevados caudais de ponta de cheia lhe podem corresponder.

Apenas as **cheias resultantes de causas naturais**, designadamente de acontecimentos pluviosos excepcionais de curta duração, que recebem normalmente a designação de **precipitações intensas**, serão abordadas nesta disciplina.

A caracterização de cheias que ocorrem numa dada secção de um curso de água na sequência de acontecimentos pluviosos excepcionais sobre a respectiva bacia hidrográfica pode requerer o estabelecimento de hidrogramas de cheia, ou seja, de diagramas cronológicos de caudais instantâneos, ou somente a estimação de caudais de ponta de cheia (Figura 1.1). A necessidade de proceder a uma ou outra caracterização depende do objectivo a que se destina a análise de cheias.

Assim, se tal objectivo envolver um projecto de regularização fluvial, o posicionamento altimétrico do tabuleiro de uma ponte ou a definição do respectivo vão, a delimitação de leitos de cheia ao longo de um curso de água ou, ainda, por exemplo, o dimensionamento do descarregador de cheias de uma albufeira que não promova o amortecimento de cheias, será suficiente caracterizar as cheias apenas em termos de caudais de ponta associados a dados períodos de retorno. Com base em tais caudais é possível estabelecer velocidades do escoamento, correspondentes cotas da superfície livre no trecho considerado do curso de

água ou cargas sobre a crista da soleira do descarregador de cheias e efectuar os estudos que permitem o dimensionamento em causa.



Figura 1.1 – Hidrograma de cheia e caudal de ponta de cheia.

Se o objectivo da análise de cheias for a concepção do descarregador de cheias de uma albufeira que promova o amortecimento de ondas de cheias, será necessário conhecer, não só o caudal de ponta da cheia afluente, mas também o volume da respectiva onda de cheia. De facto, o amortecimento de ondas de cheia numa albufeira tem por objectivo diminuir o máximo caudal efluente através do descarregador de cheias relativamente ao máximo caudal afluente à albufeira. Tal diminuição só é possível se parte do volume afluente à albufeira for armazenado nesta e descarregado para jusante de um modo mais gradual do que aquele como aflui, ou seja, com diferimento no tempo.

No caso de uma barragem munida de um descarregador de superfície com descarga livre, isto é, não controlada por comportas, o amortecimento de ondas de cheia conduz a hidrogramas afluentes e efluentes do tipo esquematizado na **Figura 1.2**.

Figura 1.2 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente de uma albufeira destinada ao amortecimento de ondas de cheia, dotada de descarregador de cheias com descarga livre.



Observa-se que o dimensionamento do descarregador de cheias de uma barragem no caso de não existir amortecimento de ondas de cheia, é efectuado para o máximo caudal que se admite afluir à albufeira. Tanto nestas condições de dimensionamento, como para cheias afluentes de com menores caudais de ponta, coincidem sempre os hidrogramas afluentes e os correspondentes efluentes.

Por fim e como assinalado no início deste **item 1**, realça-se que o modelo do hidrograma unitário apenas permitir obter **hidrogramas de cheias em condições naturais**, entendendo-se por tal hidrogramas de cheias resultantes de acontecimentos pluviosos, em secções da rede hidrográfica a que correspondam bacias hidrográficas em que não existam intervenções tendo em vista a modelação de cheias, designadamente, aproveitamentos hidráulicos que procedam ao controlo (amortecimento) de ondas de cheia, nem tão pouco transvazes significativos que resultem em alterações do comportamento hidrológico das bacias em condições de cheia.

O modelo do hidrograma unitário tem particular interesse quando é determinante a obtenção de hidrogramas de cheia, pois a estimação somente de caudais de ponta de cheia pode utilizar outros métodos, amplamente divulgados, de aplicação mais expedita e com resultados de algum modo aceites.

De entre tais métodos, recorda-se a fórmula racional, aplicável à obtenção de caudais de ponta de cheia em pequenas e médias bacias hidrográficas associados a precipitações excepcionais com intensidade sensivelmente uniforme, com durações iguais aos tempos de concentração daquelas bacias e períodos de retorno fixados em conformidade com o objectivo a que se destina a análise de cheias. Anota-se que, não obstante o conceito de pequenas a médias bacias hidrográficas se revestir de alguma arbitrariedade, poderá aceitar-se que, do ponto de vista hidrológico, estão nesses condições bacias hidrográficas com áreas não excessivas para que seja possível válido admitir que (PORTELA e HORA, 2002):

 as precipitações determinantes em termos de génese de cheias são uniformes no tempo (por se referirem a durações que, por igualarem os tempos de concentração das bacias, são pequenas) e no espaço (devido às reduzidas áreas de bacia hidrográfica);

- o escoamento ocorre essencialmente sob a forma de escoamento à superfície do terreno;
- o armazenamento de água na rede de drenagem é negligenciável.

De entre outros procedimentos para estimar caudais de ponta de cheia com dados períodos de retorno em secções da rede hidrográfica mencionam-se ainda os apoiados na análise estatística de séries de registos de caudais instantâneos máximos anuais. Se as secções da rede hidrográfica em que tais séries foram obtidas não coincidirem com as secções onde se pretendem obter estimativas de caudais de ponta de cheia, haverá que recorrer a procedimentos adicionais que permitam transpor para as secções de cálculo os caudais de ponta de cheia fornecidos pela análise estatística.

Especialmente em fases preliminares de estudo, poder-se-á ainda recorrer à estimação de caudais de ponta de cheia apoiada em modelos de regionalização de cheias. No presente documento inclui-se uma breve menção a um destes modelos e apresentam-se os resultados que forneceu para Portugal Continental.

Uma vez delineado o objectivo do modelo do hidrograma unitário e antecedendo a apresentação dos demais conceitos relacionados com a aplicação de tal modelo, recorda-se a noção de hidrograma unitário, esquematicamente elucidada pela Figura 1.3: o hidrograma unitário com duração D, (HUD), é o hidrograma do escoamento directo provocado numa secção de um curso de água por uma precipitação efectiva ou útil, considerada unitária, com intensidade constante no tempo e aproximadamente uniforme sobre a bacia hidrográfica e com duração D.

Na **Figura 1.3** a precipitação efectiva unitária com duração D foi designada por P, podendo igualar 1 mm, 1 cm ou 1 polegada.

Nos itens seguintes analisam-se os **conceitos subjacentes** à anterior definição: **hidrograma do escoamento directo** e **precipitação efectiva**.



Tempo

Figura 1.3 – Hidrograma unitário com duração D, HUD (adaptada de PONCE, 1989, p. 168).

2. COMPONENTES DO HIDROGRAMA DE CHEIA OBSERVADO NUMA SECÇÃO DA REDE HIDROGRÁFICA: ESCOAMENTO DIRECTO E ESCOAMENTO DE BASE

De um modo geral, o caudal que atravessa a secção transversal de um curso de água na sequência de um dado acontecimento pluvioso intenso não provém, na totalidade, da precipitação que atingiu a bacia hidrográfica, tanto mais que normalmente existe escoamento no curso de água antecedendo a ocorrência da precipitação e que tal escoamento se mantém após o termo da precipitação.

Distinguem-se, assim, **duas componentes fundamentais** no hidrograma de cheia associado àquele acontecimento pluvioso: o **escoamento de base** e o **escoamento directo**.

Considere-se a ocorrência de uma precipitação significativa após um intervalo considerável de tempo sem chuva, de modo a que já não exista água em trânsito sobre o terreno e na rede hidrográfica decorrente de chuvadas anteriores (detenção superficial nula).

No início daquela precipitação, o nível da superfície livre numa secção do curso de água encontra-se a uma dada cota (a que corresponderá um dado caudal) decorrendo algum tempo até que tal nível se eleve, em consequência do aumento do caudal escoado. O facto de não ocorrer elevação do nível da superfície livre durante aquele período inicial significa que a precipitação caída sobre a bacia hidrográfica não está a contribuir para o aumento do caudal que se escoa na secção considerada do curso de água, fundamentalmente, por ser **interceptada** por obstáculos (vegetação e outros), por ficar **armazenada** nas depressões e irregularidades da superfície e por se **infiltrar** no solo, aumentando o teor de humidade deste último.

O intervalo de tempo que decorre entre os instante em que se inicia a precipitação e em que o nível da superfície no curso de água começa a subir depende, entre outros factores, do "*défice de humidade*" na bacia hidrográfica em relação às condições de saturação, ou seja, do estado da bacia hidrográfica, anteriormente à ocorrência da chuvada – *condições antecedentes de humidade* e *de armazenamento de água na bacia*, incluindo na zona não permanentemente saturada – e da própria intensidade da precipitação (SHAW, 1984, p. 325). Admite-se que aquele "*défice*" seja tanto menor quanto maior for a excepcionalidade

V

do acontecimento pluvioso por, normalmente, acontecimentos pluviosos muito excepcionais serem antecedidos por períodos com elevada precipitação

A contribuição da precipitação para o aumento do caudal escoado no curso de água inicia-se quando o *"défice de humidade"* na bacia hidrográfica está preenchido, ou seja, quando a camada de solo imediatamente junto à superfície fica saturada.

Nas condições pressupostas de ocorrência da precipitação (intervalo de tempo significativo sem chuva, com anulação da detenção superficial), o caudal que, antecedendo aquela precipitação, se escoa no curso de água representa o **escoamento de base** e o acréscimo de caudal que se verifica no curso de água como resultado da precipitação, o **escoamento directo.**

O escoamento de base resulta da contribuição para o hidrograma observado das reservas subterrâneas. O escoamento de base, que provém, portanto, do esgotamento das reservas subterrâneas, depende do armazenamento disponível nestas reservas que, por sua vez, depende das condições antecedentes de ocorrência de precipitação e das características morfológicas, fisiográficas, geológicas e geotécnicas da bacia hidrográfica que favorecem ou determinam a alimentação subterrânea e a própria existência de reservas subterrâneas.

O escoamento directo representa a contribuição da precipitação caída sobre a bacia hidrográfica para o acréscimo, relativamente ao escoamento de base, do caudal que se escoa na secção do curso de água que define a bacia hidrográfica em consideração.

Em rigor, para além dos escoamentos directo e de base, podem distinguir-se outras componentes no hidrograma observado numa secção de um curso de água em consequência de uma precipitação intensa sobre a respectiva bacia. Uma dessas componentes diz respeito à água que se infiltra mas que se escoa a pouca profundidade (devido, por exemplo, à existência de substratos impermeáveis), voltando a aparecer à superfície sem que tenha atingido um aquífero (escoamento hipódermico ou subsuperficial). Uma outra componente envolve a água directamente precipitada na rede hidrográfica. Tais componentes não são normalmente consideradas pois a sua contribuição para o hidrograma de cheia é geralmente desprezável.

Realça-se que a contribuição do escoamento de base para o hidrograma de cheia observado como resultado de uma precipitação excepcional é, em termos relativos e em geral, também

2.2

pouco significativa, embora passe a representar a totalidade do escoamento observado após longos períodos com ausência de precipitação.

As formulações para análise e previsão de cheias a partir das precipitações às mesmas associadas apenas permitem modelar o escoamento directo, em termos dos correspondentes caudais de ponta de cheia e/ou hidrogramas de cheia.

Deste modo, em face de um hidrograma de cheia observado, é necessário proceder à separação dos escoamentos directo e de base, ou seja, à identificação das parcelas representativas daquelas escoamentos, tendo em vista, por exemplo, estimar parâmetros do modelo de análise de cheias ou adicionar aos resultados de tal modelo a contribuição do escoamento de base para a cheia de projecto.

3. MODELOS PARA SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO DIRECTO E DO ESCOAMENTO DE BASE

Existem diversos procedimentos para proceder à separação dos escoamentos directo e de base. Alguns desses procedimentos recorrem à **curva de recessão do escoamento de base** descrita por Horton (CHOW *et al.*, 1988, p. 134). Tal curva é frequentemente apresentada sob a forma de uma exponencial negativa

$$Q(t) = Q_0 e^{-(t-t_0)/k}$$
(3.1)

em que Q_0 é o caudal proveniente do esgotamento dos aquíferos no instante t_0 , Q(t) representa o caudal no tempo $(t-t_0)$ após Q_0 ter ocorrido e k é a **constante de recessão** ou **de esgotamento** que se exprime em unidades de tempo. Por aplicação de logaritmos à anterior equação, obtém-se a seguinte equação:

$$\ln Q(t) = \ln Q_0 - \frac{t - t_0}{k}$$
(3.2)

que pressupõe que a variação de caudal com o tempo num gráfico semi-logarítmico, (t, lnQ) é aproximadamente linear.

Regista-se que a **equação** (3.1) admite que o caudal proveniente da contribuição das reservas subterrâneas pode ser aproximado pela descarga de um conjunto de sucessivos reservatórios lineares (HIPÓLITO, 1996, p. 8.20). Um reservatório diz-se linear quando, no instante t, o caudal efluente do reservatório, Q(t), é proporcional ao volume armazenado no mesmo, \forall (t) = κ O(t), sendo κ a constante de armazenamento (CHOW *et al.* 1988, p. 260).

A constante de recessão numa dada secção de um curso de água, k, pode ser estimada com base em hidrogramas de cheia observados. De facto, a representação num gráfico semi-logarítmico (t, lnQ) de cada hidrograma observado – Figura 3.1 – "revela um andamento em forma de segmento de recta nos períodos com ausência de precipitação e afastados da ocorrência anterior de escoamento superficial, ou seja, em período de esgotamento dos aquíferos da bacia hidrográfica" (HIPÓLITO, 1996, p. 8.21).

Com base em hidrogramas de cheia relativos a diferentes cursos de água portugueses e correspondentes a acontecimentos pluviosos suficientemente espaçados, entre os quais os escoamentos directos se anulavam, QUINTELA, 1967, p. 73, agrupou, para cada curso de

água, os segmentos de recta que traduziam a recessão dos aquíferos e obteve a recta cujo coeficiente angular era sensivelmente igual à média dos coeficientes angulares das rectas a que pertencem aqueles segmentos, tendo, assim, deduzido a correspondente constante de esgotamento – **Figura 3.2**.



Figura 3.1 – Drenagem dos aquíferos de uma bacia hidrográfica. Escoamento de base (reproduzida de HIPÓLITO, 1996, p. 8.21).



(reproduzida de QUINTELA, 1967, p. 71).

A partir dos valores das constantes de esgotamento, QUINTELA, 1967, pp. 70-74, determinou os números de dias em que os caudais provenientes das reservas subterrâneas se reduziam na proporção de 1/10. Para os cursos de água que constam da **Figura 3.2**, obteve valores máximos e mínimos de tais números de dias de, respectivamente, 57, no rio Paiva, e 20, no rio Arade, o que está de acordo com as formações geológicas ocorrentes naquelas bacias hidrográficas.

Com base no conhecimento, ainda que aproximado, da variação ao longo do tempo das contribuições das reservas subterrâneas para os escoamentos que se verificam numa secção de um curso de água nos períodos que intercalam as ocorrências de precipitação sobre a respectiva bacia hidrográfica, é possível identificar os pontos dos hidrogramas de cheia observados correspondentes ao início e ao fim do escoamento directo – pontos A e B da **Figura 3.3**. Por utilização de tais pontos (ou de um deles), exemplificam-se, seguidamente, alguns procedimentos para separação dos escoamentos de base e directo, de acordo com SHAW, 1984, p. 332, LINSLEY *et al.*, 1985, p. 210 e CHOW *et al.*, 1988, p. 135.



Figura 3.3 – Instantes correspondentes ao início (A) e ao fim (B) do escoamento directo.

a) **Procedimento 1** – **Figura 3.4.** A partir do ponto representativo do menor caudal que antecede o ramo ascendente do hidrograma de cheia observado, ponto B, traça-se um segmento de recta horizontal até intersectar o ramo descendente do hidrograma de cheia, ponto D ($Q_B=Q_D$).





Os pontos A, B, D e E definem o hidrograma correspondente ao escoamento de base e os pontos B, C e D, o hidrograma do escoamento directo.

Este procedimento pressupõe que a precipitação que está na origem da cheia não tem qualquer efeito no comportamento das reservas subterrâneas, pressuposto que, pelo menos nalgumas situações, será pouco realista. De facto, na sequência daquela precipitação poderá ocorrer recarga dos aquíferos com consequente aumento do caudal correspondente ao escoamento de base, embora mais tardiamente do que o aumento do caudal relativo ao escoamento directo.

b) Procedimento 2 – Figura 3.5. Com base num gráfico semi-logarítmico (t, ln Q), determina-se o ponto D a partir do qual a variação do logaritmo do caudal com o tempo é linear (ponto B na Figura 3.3). O ponto D, corresponde, assim, ao fim do escoamento directo.



Figura 3.5 – Procedimento 2 para separação dos escoamentos directo e de base. Une-se o ponto D com o ponto B, representativo do menor caudal antecedendo o ramo ascendente do hidrograma observado. Os pontos A, B D e E definem o hidrograma correspondente ao escoamento de base e os pontos B, C e D, o hidrograma correspondente ao escoamento directo.

Em princípio, este procedimento deverá exprimir mais adequadamente o comportamento dos aquíferos do que o **procedimento 1** pois permite considerar o reforço das reservas subterrâneas em consequência da precipitação intensa que determina a cheia, com consequente aumento dos caudais provenientes do esgotamento de tais reservas.

c) Procedimento 3 – Figura 3.6. Este procedimento traduz a possibilidade de, em consequência da precipitação, o esgotamento das reservas subterrâneas também apresentar um caudal de ponta que, contudo, deverá ocorrer num instante posterior ao correspondente ao caudal de ponta de cheia do escoamento directo (e, como tal, após o caudal de ponta do escoamento total).

Em comparação com o **procedimento 2**, o **procedimento 3** afigura-se, em certa medida, mais adequado pois nada faz esperar que caudal de ponta do escoamento de base se situe necessariamente sobre o ramo descendente do hidrograma observado.



Tempo

d) Procedimentos 4 e 5 – Figuras 3.7. Na medida em que as reservas subterrâneas poderão responder à ocorrência da precipitação, embora só posteriormente ao efeito de tal precipitação se fazer sentir em termos de escoamento directo (e, consequentemente, de escoamento total), estes procedimentos introduzem um intervalo de tempo inicial (que se admite durar até à ocorrência do caudal de ponta de cheia) em que se continua o esgotamento dos aquíferos, de acordo com a curva de recessão.

Após tal intervalo, existe acréscimo do caudal correspondente ao escoamento de base até um máximo que se poderá localizar sobre o ramo descendente (ponto D, referente ao fim do escoamento directo) ou um pouco antes – **procedimentos 4 e 5**, respectivamente.



Figura 3.7 – Procedimentos 4 e 5 para separação dos escoamentos directo e de base.

O procedimento que será utilizado no primeiro trabalho prático tem semelhanças com o **procedimento 4**.

Dada a sua intervenção posterior, no âmbito da utilização do programa HEC-HMS, regista-se que este programa tem implementado o seguinte modelo de recessão exponencial do escoamento de base

$$Q(t) = Q_0 k_{\text{HEC}}^{t}$$
(3.3)

em que Q_0 é o caudal a partir do qual se inicia a recessão, Q(t), o caudal do escoamento de base no instante t e k_{HEC} a constante de decaimento exponencial.

De acordo com o algoritmo de resolução da **equação** (3.3) implementado no programa HEC-HMS, para definir a constante k_{HEC} é solicitada a razão entre o escoamento de base no instante t e o escoamento de base 24 h antes, razão que, portanto, varia entre 0 e 1.

Em cada utilização, o programa exige a indicação explícita do caudal Q_0 , bem como a de um outro caudal, no ramo descendente do hidrograma de cheia e a que atribui a designação de limiar (*treshold*). A recessão do escoamento de base tem lugar a partir de Q_0 até ao instante de ocorrência daquele caudal limiar. Para instantes posteriores, o programa considera que a forma do hidrograma total é dada pela curva de recessão que, para o efeito é aplicada a partir do caudal limiar. O correspondente escoamento de base é então avaliado de modo indirecto, subtraindo ao escoamento total definido pela curva de recessão o escoamento directo que o programa vai sucessivamente obtendo, mediante a aplicação dos modelos que, para o efeito, lhe tenham sido previamente indicados – **Figura 3.8**.



Figura 3.8 – Modelo do escoamento de base implementado no programa HEC-HMS.

Exercício de exemplificação Escoamento de base e escoamento directo

Na tabela incluída na página seguinte apresenta-se o hidrograma de cheia registado na secção de referência de uma bacia hidrográfica com a área de 61 km² após um período razoavelmente longo sem precipitação.

- a) Estime o tempo em que termina o escoamento directo, bem como o valor da constante de recessão.
- b) Admitindo que o caudal correspondente ao escoamento de base varia linearmente entre os instantes de ocorrência do menor caudal que antecede o ramo ascendente do hidrograma registado e o fim do escoamento directo, determine o volume do escoamento directo e a respectiva precipitação efectiva.

Resolução

	Tempo, t	Caudal, Q	In Q	Tempo, t	Caudal, Q	ln Q	Tempo, t	Caudal, Q	In Q
	(min)	(m ³ /s)		(min)	(m ³ /s)		(min)	(m ³ /s)	
2)	0	5.1	1.6292	180	112.5	4.7230	360	22.3	3.1046
a)	10	5.0	1.6094	190	110.8	4.7077	370	21.3	3.0587
	20	4.3	1.4586	200	108.3	4.6849	380	20.5	3.0204
	30	4.3	1.4586	210	106.0	4.6634	390	20.0	2.9957
	40	4.8	1.5686	220	99.7	4.6022	400	19.6	2.9755
	50	5.5	1.7047	230	89.1	4.4898	410	19.0	2.9444
	60	6.1	1.8083	240	80.7	4.3907	420	18.6	2.9232
	70	6.9	1.9315	250	75.3	4.3215	430	18.2	2.9014
	80	7.2	1.9741	260	69.0	4.2341	440	17.8	2.8792
	90	10.0	2.3026	270	57.7	4.0553	450	17.3	2.8507
	100	17.6	2.8679	280	49.0	3.8918	460	16.9	2.8273
	110	23.5	3.1570	290	45.2	3.8111	470	16.4	2.7973
	120	39.1	3.6661	300	35.8	3.5779	480	16.1	2.7788
	130	48.4	3.8795	310	32.2	3.4720	490	15.8	2.7600
	140	68.0	4.2195	320	29.0	3.3673	500	15.5	2.7408
	150	83.7	4.4272	330	26.1	3.2619	510	15.2	2.7213
	160	101.7	4.6220	340	23.9	3.1739	520	14.8	2.6946
	170	109.2	4.6932	350	23.2	3.1442			





Instante correspondente ao fim do escoamento de base: aprox. 370 min=6.2 h Constante de recessão (entre 370 e 520 s): k=412 min=6.9 h

Tempo, t	Caudal, Q	Caudal corr	respondente	Tempo, t	Caudal, Q	Caudal correspondente		Caudal correspondente		Caudal correspondente		Tempo, t	Caudal, Q	Caudal corr	respondente
		ao esco	amento			ao escoamento		ao escoamento		ao escoamento		ao escoamento			
		De base	Directo			De base	Directo			De base	Directo				
(min)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(min)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(min)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)				
0	5.1	5.1	0.0	180	112.5	11.8	100.7	360	22.3	20.8	1.5				
10	5.0	5.0	0.0	190	110.8	12.3	98.5	370	21.3	21.3	0.0				
20	4.3	4.3	0.0	200	108.3	12.8	95.5	380	20.5	20.5	0.0				
30	4.3	4.3	0.0	210	106.0	13.3	92.7	390	20.0	20.0	0.0				
40	4.8	4.8	0.0	220	99.7	13.8	85.9	400	19.6	19.6	0.0				
50	5.5	5.3	0.2	230	89.1	14.3	74.8	410	19.0	19.0	0.0				
60	6.1	5.8	0.3	240	80.7	14.8	65.9	420	18.6	18.6	0.0				
70	6.9	6.3	0.6	250	75.3	15.3	60.0	430	18.2	18.2	0.0				
80	7.2	6.8	0.4	260	69.0	15.8	53.2	440	17.8	17.8	0.0				
90	10.0	7.3	2.7	270	57.7	16.3	41.4	450	17.3	17.3	0.0				
100	17.6	7.8	9.8	280	49.0	16.8	32.2	460	16.9	16.9	0.0				
110	23.5	8.3	15.2	290	45.2	17.3	27.9	470	16.4	16.4	0.0				
120	39.1	8.8	30.3	300	35.8	17.8	18.0	480	16.1	16.1	0.0				
130	48.4	9.3	39.1	310	32.2	18.3	13.9	490	15.8	15.8	0.0				
140	68.0	9.8	58.2	320	29.0	18.8	10.2	500	15.5	15.5	0.0				
150	83.7	10.3	73.4	330	26.1	19.3	6.8	510	15.2	15.2	0.0				
160	101.7	10.8	90.9	340	23.9	19.8	4.1	520	14.8	14.8	0.0				
170	109.2	11.3	97.9	350	23.2	20.3	2.9								



Volume (m ³):	
Total	1217520
Correspondente ao escoamento de base	434460
Correspondente ao escoamento directo	783060
Precipitação efectiva (mm):	12.8

b)

4. PRECIPITAÇÃO CRÍTICA E PRECIPITAÇÃO DE PROJECTO

4.1. INTRODUÇÃO. ELEMENTOS REFERENTES AO ESTABELECIMENTO DE PRECIPITAÇÕES CRÍTICA E DE PROJECTO EM PORTUGAL CONTINENTAL

Por **acontecimento pluvioso** designa-se a ocorrência de uma quantidade significativa de precipitação sobre a bacia hidrográfica, ocorrência aquela antecedida e seguida por intervalos de tempo sem precipitação mensurável. Por **duração dessa precipitação** entende-se o período de tempo que decorre do início ao fim da mesma (PONCE, 1989, p. 13).

A duração da precipitação intensa a considerar na análise de cheias numa secção da rede hidrográfica deve igualar o tempo de concentração da correspondente bacia hidrográfica – **duração crítica** – por forma a fazer intervir naquela análise a mais elevada intensidade da precipitação que assegura a contribuição de toda a área da bacia hidrográfica para o escoamento naquela secção – **precipitação crítica** – e consequentemente, a originar o mais elevado caudal de ponta de cheia, para o período de retorno em consideração.

As redes udométricas da responsabilidade do Instituto da Água (INAG) fornecem registos de precipitações diárias máximas anuais actualmente de obtenção muito expedita, por consulta, via Internet, do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (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.

O facto de não se poder obter expeditamente precipitações intensas com duração inferior ao dia levou alguns autores a proporem relações de carácter quer local, quer nacional, as quais possibilitam a obtenção dos dados imprescindíveis para a caracterização das cheias, na ausência de informação específica.

V

Apresentam-se, seguidamente, alguns trabalhos antecedentes, relativos a Portugal Continental, em que são propostas relações entre a precipitação associada à génese de cheias e a respectiva duração e frequência, esta última expressa por meio do período de retorno.

Recorda-se que, no âmbito das precipitações intensas (precipitações de forte intensidade e curta duração), a relação entre aquelas três variáveis pode ser expressa pela linha de possibilidade udométrica ou pela curva intensidade-duração-frequência, distinguindo-se aquela linha desta curva pela primeira fazer intervir a precipitação com dada duração e, a segunda, a intensidade média dessa precipitação.

As expressões gerais da linha de possibilidade udométrica e da curva intensidade-duração-frequência são, respectivamente, dadas por:

$$P = \alpha t^{m}$$
(4.1)

$$i = \beta t^{n}$$
(4.2)

em que P representa a precipitação com dado período de retorno, t, a correspondente duração e i, a intensidade média da precipitação. Os coeficientes α e β e os expoentes m e n são função do período de retorno, T. Tendo por base os registos num dado posto, para um mesmo período de retorno, ter-se-á n=m-1.

O expoente m apresenta valores inferiores à unidade, frequentemente compreendidos entre 0.3 e 0.6 quando P se exprime em milímetros e t, em horas ou dias (QUINTELA, 1996, p. 5.23). As anteriores expressões traduzem o **acréscimo da precipitação** com o **aumento** da correspondente **duração**, não obstante a **intensidade média** dessa precipitação **diminuir** com o aumento da **duração**.

LNEC, 1976, embora sem indicar a proveniência, apresenta diversos mapas de Portugal Continental, exemplificados na **Figura 4.1**, cada um contendo a representação de isolinhas da relação entre precipitações com o mesmo período de retorno e com duas durações distintas.

de acordo com a **Figura 4.1**, admite-se 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.



Figura 4.1 – Isolinhas da relação entre precipitações com o mesmo período de retorno e durações de a) 12.0 e 24.0 h, b) 3.0 e 6.0 h e c) 0.5 e 1.0 h (adaptada de LNEC, 1976).

Na **Figura 4.2** exemplificam-se os elementos obtidos por GODINHO, 1984, 1989 e 1991. Anota-se que, relativamente a tais elementos, os de LNEC, 1976, têm a particularidade de apenas imporem que as precipitações a que se refere cada mapa respeitam a um mesmo período de retorno, que poderá ser qualquer.

Importa assinalar que as **Figuras 4.1** e **4.2** mostram que a variação dos **quocientes** nelas representados é, em **termos espaciais**, bastante **gradual**, ou seja, existe uma certa uniformidade espacial no que respeita ao modo como a precipitação com uma dada duração (e, eventualmente, um dado período de retorno) se reparte para durações inferiores.

A generalidade dos autores consultados sintetiza os seus estudos no domínio das precipitações intensas, não estritamente sob a forma gráfica, como no caso dos autores a que se referem as **Figuras 4.1** e **4.2**, mas mediante a apresentação de valores para os parâmetros que intervêm nas linhas de possibilidade udométrica – **equação (4.1)** – ou nas curvas

intensidade duração frequência – **equação** (4.2) – ou ainda por estabelecimento de expressões aplicáveis ao cálculo daquelas precipitações.



Figura 4.2 – Mapa de isolinhas dos valores máximas da precipitação em a) 60 min e em
b) 6 h expressos em percentagem dos valores em 24 h. Período de retorno de 100 anos (adaptada de GODINHO, INMG, 1984 e 1987, actualizada em 1991).

LENCASTRE e FRANCO, 1984, p. 63, apresenta as seguintes linhas de possibilidade udométrica, definidas com base nos registos de precipitações máximas anuais obtidos em postos udográficos explorados pela então Direcção-Geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos (DGRAH):

Barcelos	T=5 anos: P = 29.0 $t^{0.365}$	T=10 anos: P = 30.5 t ^{0.335}	(4.3)
Penhas Douradas	T=5 anos: P = 29.4 $t^{0.420}$	T=10 anos: P = 30.4 t ^{0.380}	(4.4)
Évora	T=5 anos: P = 23.2 $t^{0.216}$	T=10 anos: P = 37.6 $t^{0.212}$	(4.5)

Nas equações (4.3) a (4.5) P vem expresso em milímetros e t, em horas.

A partir dos valores máximos da precipitação com durações de 10 a 120 min, determinados na região de Lisboa com base no período de 108 anos de registos, entre 1860 e 1967, LENCASTRE, 1984, p. 65, estabeleceu a seguinte linha de possibilidade udométrica para o período de retorno de 100 anos aplicável àquela região:

$$P = 52.0 t^{0.62}$$
(4.6)

MATOS e SILVA, 1986, propuseram a utilização a nível nacional das curvas intensidade-duração-frequência (curvas I-D-F) que estabeleceram para Lisboa¹. 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 **Figura 4.3** 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**.



			Região plu	wiométrica		
Período de retorno, T	P Curva IE	A DF Lisboa	Curva IDF I	Lisboa - 20%	Curva IDF L	E .isboa + 20%
(ano)	a'	n'	a'	n'	a'	n'
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	292,5	-0,508	438,75	-0,508

Figura 4.3 – Regiões pluviométricas e parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência (adaptada de MATOS e SILVA, 1986).

¹ Com base em registos de precipitações de curtas durações obtidos nos postos udográficos do Observatório Infante D. Luís (1960-1939), do Instituto Geofísico (1940-1967) e no Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica (1968-1983).

BRANDÃO e HIPÓLITO, 1997, mediante a aplicação da lei de Gumbel às precipitações diárias máximas anuais em postos udográficos do Continente possuindo pelo menos 30 anos de registos, propuseram a seguinte relação média global entre as precipitações $P_d e P_D$ com durações respectivamente de d e D e com o mesmo período de retorno, T:

$$\frac{P_{d}}{P_{D}} = \left(\frac{d}{D}\right)^{0.367}$$
(4.7)

em que as duas variáveis intervenientes em cada quociente são expressas nas mesmas unidades. À semelhança de LNEC, 1976, a anterior relação pressupõe 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.

Por fim, na **Tabela 4.1**, incluída 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 (4.2)** 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).
			Períodos de retorno (anos)														
		4	2	Ę	5	1	0	2	0	5	0	1(00	50	00	10	00
				Parâme	etros das	curvas in	tensidade	-duração	-frequênc	ia para di	urações d	a precipit	ação entr	re 5 e 30 i	minutos		
	Posto udográfico	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b
02G/09	Casal Soeiro	368.70	-0.690	487.77	-0.674	567.07	-0.665	643.30	-0.659	742.13	-0.652	816.26	-0.649	987.73	-0.643	1061.50	-0.641
05T/01	Miranda do Douro	146.70	-0.539	179.44	-0.483	202.44	-0.461	224.96	-0.446	254.50	-0.431	276.82	-0.423	328.76	-0.409	351.19	-0.405
03M/01	Chaves	148.96	-0.585	217.29	-0.596	262.48	-0.600	305.82	-0.603	361.90	-0.605	403.91	-0.607	500.99	-0.609	542.72	-0.610
03E/03	Viana do Castelo	202.49	-0.525	286.54	-0.512	342.32	-0.508	395.86	-0.504	465.21	-0.502	517.19	-0.500	637.36	-0.497	689.03	-0.496
10F/01	Aveiro (Universidade)	168.74	-0.529	213.70	-0.530	243.44	-0.531	271.90	-0.531	308.88	-0.531	336.53	-0.531	400.43	-0.532	427.90	-0.532
10H/01	Caramulo	142.94	-0.457	179.08	-0.445	203.10	-0.439	226.18	-0.435	256.08	-0.431	278.50	-0.429	330.37	-0.425	352.67	-0.423
111/01	Santa Comba Dão	178.77	-0.549	272.05	-0.575	333.98	-0.585	393.45	-0.592	470.50	-0.599	528.26	-0.602	661.80	-0.609	719.22	-0.611
11L/05	Penhas Douradas	163.11	-0.514	242.78	-0.518	295.51	-0.519	346.09	-0.520	411.56	-0.521	460.62	-0.522	573.97	-0.522	622.71	-0.523
12L/03	Covilhã	159.10	-0.527	215.00	-0.540	252.06	-0.546	287.63	-0.550	333.69	-0.554	368.22	-0.556	448.04	-0.561	482.36	-0.562
12G/01	Coimbra (IG)																
13L/02	Gralhas	219.65	-0.530	282.71	-0.514	324.65	-0.507	364.95	-0.503	417.19	-0.498	456.36	-0.495	546.97	-0.490	585.94	-0.489
21C/06	Lisboa (IGIDL)	176.46	-0.529	214.32	-0.499	239.69	-0.486	264.16	-0.477	295.96	-0.467	319.86	-0.461	375.21	-0.451	399.04	-0.447
21C/02	Lisboa (Portela)	187.70	-0.516	294.15	-0.555	365.58	-0.571	434.48	-0.581	524.03	-0.592	591.31	-0.598	747.18	-0.608	814.30	-0.611
20C/01	S. Julião do Tojal	164.68	-0.545	236.96	-0.557	284.64	-0.561	330.31	-0.565	389.37	-0.567	433.58	-0.569	535.70	-0.572	579.58	-0.573
18M/01	Portalegre	155.34	-0.498	189.67	-0.455	213.08	-0.437	235.80	-0.424	265.45	-0.411	287.78	-0.404	339.63	-0.392	361.99	-0.387
201/01	Pavia	155.93	-0.532	239.17	-0.563	294.68	-0.575	348.08	-0.584	417.36	-0.592	469.35	-0.597	589.64	-0.605	641.40	-0.607
22J/02	Évora-Cemitério	197.78	-0.534	228.45	-0.474	250.35	-0.449	271.98	-0.430	300.48	-0.412	322.13	-0.401	372.70	-0.383	394.60	-0.377
25J/02	Beja	163.46	-0.511	199.75	-0.478	224.26	-0.464	247.97	-0.454	278.84	-0.444	302.07	-0.438	355.92	-0.427	379.12	-0.424
26D/01	Sines	169.86	-0.536	233.04	-0.546	274.92	-0.550	315.12	-0.553	367.17	-0.556	406.19	-0.558	496.38	-0.561	535.16	-0.562
27G/01	Reliquias	162.92	-0.483	208.66	-0.432	240.08	-0.413	270.59	-0.399	310.41	-0.387	340.39	-0.380	409.97	-0.369	439.96	-0.365
30J/02	Catraia																
31J/01	S. Brás de Alportel																
30M/01	Figueirais																
31F/01	Praia da Rocha	143.24	-0.516	209.85	-0.544	254.08	-0.555	296.56	-0.563	351.59	-0.571	392.85	-0.575	488.25	-0.582	529.28	-0.585
30F/01	Monchique	232.49	-0.549	274.93	-0.480	306.29	-0.452	337.36	-0.433	378.41	-0.415	409.57	-0.406	482.32	-0.387	513.81	-0.382
31J/02	Faro	199.45	-0.541	246.18	-0.483	278.56	-0.461	310.14	-0.446	351.44	-0.431	382.59	-0.422	454.99	-0.408	486.23	-0.403
30M/02	Vila Real de Santo António	163.82	-0.479	204.99	-0.452	232.58	-0.440	259.17	-0.432	293.72	-0.424	319.66	-0.419	379.75	-0.410	405.61	-0.408

Tabela 4.1 (1/3) – Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas empostos udográficos do Continente.

(Adaptada de BRANDÃO e RODRIGUES, 1998, e de BRANDÃO et al., 2001).

			Períodos de retorno (anos)															
		2	2	Ę	5	1	0	2	0	5	0	10)0	50	00	10	00	
			F	Parâmetro	s das cur	vas inten	sidade-du	ıração-fre	quência p	bara dura	ções da p	recipitaçã	o entre 3	0 minutos	0 minutos e 6 horas			
	Posto udográfico	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b	
02G/09	Casal Soeiro	208.29	-0.533	347.51	-0.581	445.15	-0.602	541.43	-0.617	668.76	-0.632	765.64	-0.640	992.85	-0.656	1091.60	-0.660	
05T/01	Miranda do Douro	243.20	-0.699	467.22	-0.766	630.14	-0.793	793.34	-0.812	1011.70	-0.830	1179.10	-0.841	1574.50	-0.859	1747.10	-0.865	
03M/01	Chaves	211.55	-0.691	390.39	-0.753	520.77	-0.779	651.83	-0.798	827.78	-0.817	963.14	-0.828	1284.00	-0.847	1424.60	-0.853	
03E/03	Viana do Castelo	281.33	-0.624	545.43	-0.704	742.80	-0.738	943.80	-0.762	1216.60	-0.786	1428.20	-0.800	1934.00	-0.824	2156.80	-0.832	
10F/01	Aveiro (Universidade)	253.70	-0.654	361.63	-0.683	435.95	-0.697	508.78	-0.707	604.76	-0.718	677.67	-0.725	848.55	-0.738	922.80	-0.742	
10H/01	Caramulo	118.17	-0.416	186.42	-0.466	235.34	-0.489	284.34	-0.507	350.11	-0.526	400.79	-0.537	521.30	-0.558	574.26	-0.565	
111/01	Santa Comba Dão	241.72	-0.641	378.45	-0.663	470.50	-0.672	559.43	-0.678	675.14	-0.684	762.16	-0.687	963.91	-0.693	1050.80	-0.695	
11L/05	Penhas Douradas	148.88	-0.499	297.38	-0.579	409.76	-0.613	524.90	-0.638	681.88	-0.662	804.03	-0.676	1097.00	-0.700	1226.30	-0.709	
12L/03	Covilhã	138.92	-0.493	194.75	-0.521	233.27	-0.535	270.74	-0.545	319.82	-0.555	356.92	-0.562	443.41	-0.573	480.84	-0.577	
12G/01	Coimbra (IG)	280.69	-0.653	374.38	-0.647	436.65	-0.644	496.49	-0.643	574.03	-0.641	632.17	-0.640	766.63	-0.639	824.45	-0.638	
13L/02	Gralhas	229.22	-0.561	361.34	-0.604	453.73	-0.623	544.85	-0.637	665.47	-0.651	757.34	-0.660	973.15	-0.675	1067.00	-0.680	
21C/06	Lisboa (IGIDL)	251.82	-0.628	345.32	-0.634	407.36	-0.637	466.92	-0.639	544.07	-0.641	601.92	-0.642	735.65	-0.644	793.16	-0.645	
21C/02	Lisboa (Portela)	359.15	-0.711	417.04	-0.665	461.54	-0.647	506.26	-0.634	565.82	-0.623	611.24	-0.616	717.68	-0.605	763.86	-0.602	
20C/01	S. Julião do Tojal	205.93	-0.596	238.70	-0.544	265.17	-0.525	292.01	-0.512	327.90	-0.500	355.32	-0.493	419.64	-0.482	447.56	-0.479	
18M/01	Portalegre	229.15	-0.622	389.81	-0.674	504.10	-0.697	617.67	-0.713	768.83	-0.729	884.39	-0.739	1156.70	-0.756	1275.50	-0.761	
201/01	Pavia	237.28	-0.659	306.77	-0.647	353.20	-0.642	397.89	-0.639	455.90	-0.635	499.43	-0.633	600.18	-0.630	643.53	-0.629	
22J/02	Évora-Cemitério	366.51	-0.713	571.47	-0.735	709.63	-0.744	843.21	-0.751	1017.00	-0.757	1147.90	-0.761	1451.30	-0.767	1582.10	-0.769	
25J/02	Beja	303.85	-0.692	468.63	-0.727	581.81	-0.743	692.32	-0.754	837.37	-0.765	947.16	-0.772	1203.30	-0.783	1314.20	-0.787	
26D/01	Sines	316.67	-0.719	416.93	-0.713	483.30	-0.711	546.97	-0.709	629.39	-0.707	691.15	-0.706	833.87	-0.705	895.23	-0.704	
27G/01	Reliquias	285.02	-0.658	484.95	-0.683	619.29	-0.691	748.90	-0.697	917.30	-0.702	1043.80	-0.705	1336.80	-0.710	1462.90	-0.712	
30J/02	Catraia					358.73	-0.583			600.18	-0.595	745.31	-0.600	1225.90	-0.611	1519.50	-0.616	
31J/01	S. Brás de Alportel					342.70	-0.575			569.56	-0.576	709.50	-0.577	1174.90	-0.580	1459.40	-0.581	
30M/01	Figueirais					373.03	-0.579			748.70	-0.592	1006.60	-0.598	1980.80	-0.610	3323.50	-0.656	
31F/01	Praia da Rocha	254.91	-0.684	366.91	-0.700	441.75	-0.706	513.84	-0.711	607.46	-0.715	677.76	-0.718	840.56	-0.723	910.65	-0.724	
30F/01	Monchique	245.74	-0.566	312.01	-0.509	361.22	-0.491	409.85	-0.479	473.87	-0.469	522.31	-0.463	635.09	-0.454	683.80	-0.451	
31J/02	Faro	312.50	-0.679	475.42	-0.686	583.37	-0.688	686.94	-0.690	821.02	-0.691	921.51	-0.692	1153.80	-0.693	1253.60	-0.694	
30M/02	Vila Real de Santo António	342.68	-0.690	483.64	-0.694	577.01	-0.696	666.52	-0.697	782.29	-0.698	869.17	-0.699	1069.70	-0.700	1155.90	-0.700	

Tabela 4.1 (2/3) – Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas empostos udográficos do Continente.

(Adaptada de BRANDÃO e RODRIGUES, 1998, e de BRANDÃO et al., 2001).

			Períodos de retorno (anos)														
		2	2	Ę	5	1	0	2	0	5	0	1(00	50	00	10	00
				Parâm	etros das	s curvas ir	ntensidad	le-duração	o-frequên	icia para o	durações	da precip	itação en	tre 6 e 48	horas		
	Posto udográfico	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b	а	b
02G/09	Casal Soeiro	292.29	-0.589	287.00	-0.545	293.03	-0.527	302.25	-0.513	317.15	-0.499	329.73	-0.491	361.60	-0.477	376.10	-0.472
05T/01	Miranda do Douro	255.40	-0.701	269.27	-0.669	283.58	-0.656	299.23	-0.646	321.19	-0.636	338.48	-0.630	380.08	-0.620	398.44	-0.617
03M/01	Chaves	171.15	-0.654	189.58	-0.635	203.14	-0.627	216.72	-0.621	234.84	-0.614	248.70	-0.610	281.34	-0.603	295.54	-0.601
03E/03	Viana do Castelo	325.76	-0.652	317.36	-0.616	320.05	-0.599	325.96	-0.586	336.65	-0.574	346.17	-0.566	371.29	-0.552	383.00	-0.547
10F/01	Aveiro (Universidade)	278.52	-0.669	360.93	-0.677	415.45	-0.681	467.72	-0.684	535.37	-0.687	586.04	-0.689	703.13	-0.693	753.46	-0.694
10H/01	Caramulo	208.61	-0.504	235.18	-0.496	253.03	-0.492	270.27	-0.488	292.72	-0.485	309.62	-0.482	348.84	-0.478	365.76	-0.477
111/01	Santa Comba Dão	239.96	-0.639	347.38	-0.651	419.30	-0.656	488.63	-0.660	578.72	-0.663	646.41	-0.666	803.21	-0.669	870.74	-0.671
11L/05	Penhas Douradas	223.11	-0.559	246.16	-0.542	262.85	-0.534	279.48	-0.528	301.63	-0.522	318.54	-0.518	358.34	-0.511	375.66	-0.508
12L/03	Covilhã	152.39	-0.505	168.42	-0.488	179.26	-0.480	190.07	-0.473	204.45	-0.467	215.44	-0.463	241.30	-0.455	253.57	-0.453
12G/01	Coimbra (IG)	271.67	-0.653	485.15	-0.695	639.05	-0.712	792.84	-0.725	998.29	-0.738	1155.70	-0.745	1527.60	-0.758	1689.90	-0.762
13L/02	Gralhas	201.11	-0.529	213.87	-0.502	224.77	-0.490	236.26	-0.481	252.11	-0.472	264.47	-0.466	294.10	-0.456	307.14	-0.452
21C/06	Lisboa (IGIDL)	362.78	-0.698	545.58	-0.721	670.81	-0.732	792.97	-0.739	953.23	-0.747	1074.50	-0.752	1357.30	-0.760	1479.80	-0.762
21C/02	Lisboa (Portela)	474.64	-0.756	763.29	-0.764	955.11	-0.767	1139.40	-0.769	1378.10	-0.771	1557.10	-0.772	1970.90	-0.773	2148.80	-0.774
20C/01	S. Julião do Tojal	381.00	-0.705	812.46	-0.753	1122.70	-0.770	1430.30	-0.781	1837.50	-0.792	2147.20	-0.797	2872.40	-0.807	3186.90	-0.810
18M/01	Portalegre	252.46	-0.639	287.90	-0.624	312.55	-0.617	336.72	-0.612	368.50	-0.606	392.58	-0.603	448.78	-0.597	473.11	-0.596
201/01	Pavia	262.93	-0.680	395.64	-0.689	483.85	-0.692	568.61	-0.695	678.44	-0.697	760.81	-0.698	951.27	-0.700	1033.20	-0.701
22J/02	Évora-Cemitério	354.04	-0.712	532.50	-0.732	654.02	-0.741	772.17	-0.747	926.70	-0.753	1043.40	-0.757	1314.90	-0.764	1432.20	-0.766
25J/02	Beja	368.82	-0.725	511.80	-0.742	608.92	-0.750	703.36	-0.756	826.97	-0.762	920.38	-0.766	1138.10	-0.773	1232.00	-0.776
26D/01	Sines	293.59	-0.709	455.06	-0.733	566.36	-0.744	675.25	-0.752	818.37	-0.759	926.80	-0.764	1180.00	-0.772	1289.80	-0.775
27G/01	Reliquias	489.17	-0.750	839.99	-0.778	1082.00	-0.790	1318.40	-0.797	1628.20	-0.805	1862.50	-0.809	2408.20	-0.816	2644.10	-0.819
30J/02	Catraia					359.74	-0.583			609.66	-0.597	745.65	-0.600	1227.00	-0.611	1520.90	-0.616
31J/01	S. Brás de Alportel					509.07	-0.634			923.58	-0.648	1219.40	-0.658	2210.20	-0.675	2858.60	-0.682
30M/01	Figueirais					758.40	-0.685			1666.50	-0.712	2324.80	-0.724	5081.90	-0.752	6999.60	-0.761
31F/01	Praia da Rocha	420.21	-0.773	481.99	-0.749	527.23	-0.739	572.27	-0.732	632.04	-0.725	677.55	-0.721	784.16	-0.714	830.42	-0.711
30F/01	Monchique	593.83	-0.710	1587.20	-0.785	2342.80	-0.810	3107.90	-0.825	4135.30	-0.840	4923.70	-0.848	6783.50	-0.860	7594.20	-0.864
31J/02	Faro	405.67	-0.726	594.84	-0.724	720.14	-0.724	840.34	-0.723	995.95	-0.723	1112.60	-0.723	1382.10	-0.722	1497.90	-0.722
30M/02	Vila Real de Santo António	432.64	-0.735	535.23	-0.718	605.53	-0.711	674.11	-0.706	763.99	-0.701	831.45	-0.699	988.58	-0.694	1056.30	-0.693

Tabela 4.1 (3/3) – Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas empostos udográficos do Continente.

(Adaptada de BRANDÃO e RODRIGUES, 1998, e de BRANDÃO et al., 2001).

A análise comparativa (PORTELA, 2005 e 2006) da caracterização das precipitações intensas em Portugal Continental apresentada em diferentes estudos, em que se incluíram os anteriormente apresentados, evidenciou que se podem identificar dois tipos de modelos conceptualmente distintos: por um lado, o tipo de modelo subjacente aos resultados baseados por exemplo em BRANDÃO e HIPÓLITO, 1997, que, à semelhança de LNEC, 1976 (Figura 4.1), admite de modo explícito que o quociente entre duas precipitações intensas com durações pré-fixadas é constante e independente do período de retorno, T; por outro lado, a concepção inerente aos modelos, por exemplo, de MATOS e SILVA, 1986 (Figura 4.3) ou de BRANDÃO *et al.*, 2001 (Tabela 4.1), que faz depender o anterior quociente do período de retorno.

Não obstante a anterior diferença de concepção, conclui-se se espera que o **quociente entre precipitações máximas anuais com durações previamente fixadas seja pouco, ou mesmo muito pouco influenciado pelo período de retorno, desde que tais precipitações se refiram a um mesmo T**. Esta conclusão está patente nos elementos apresentados na **Figura 4.4**, incluída na página seguinte, que, a título de exemplo baseado nalgumas das IDF da **Tabela 4.1**, contém a representação da variação, em função do período de retorno, T, do quociente entre a precipitação com duração t, compreendida entre 0.5 e 48 h, e a precipitação em 24 h.

4.2. HIETOGRAMAS DAS PRECIPITAÇÕES CRÍTICAS E DE PROJECTO

4.2.1. Breves considerações prévias

Em linhas gerais, julga-se puder afirmar que a rede udométrica nacional, dispondo de mais de 850 pontos de medição, mais de metade com séries de registos consideravelmente longas, possibilita a estimativa suficientemente rigorosa da precipitação diária máxima anual com dado período de retorno, T, em qualquer bacia hidrográfica do País, $P_{BH}_{24}^{T}$. Contudo, a precipitação que intervém na análise de cheias só ocasionalmente coincidirá com a precipitação diária máxima anual anteriormente estimada para o período de retorno T: no caso geral, aquela precipitação terá uma duração t diferente de 24 h, $P_{BH}_{t}^{T}$.



Figura 4.4 – Postos udográficos de Casal Soeiro (02G/09), Miranda do Douro (05T/01), Santa Comba Dão (11I/01), Portalegre (18M/01), Lisboa (Portela) (21C/02), Évora-Cemitério (22J/02), Sines (26D/01) e Vila Real de Santo António (30M/02). Variação, em função do período de retorno, T, do quociente entre a precipitação com duração t, compreendida entre 0.5 e 48.0 h, e a precipitação em 24.0 h (adaptada de PORTELA, 2006).

De facto, durações críticas da ordem de 1 a 24 h são comuns no dimensionamento hidrológico em bacias hidrográficas portuguesas, que, exceptuando as bacias dos principais rios, apresentam tempos de concentração frequentemente compreendidos naquele intervalo. Se tais bacias tiverem áreas reduzidas poderão ser mais importantes durações de escassos minutos e as suas áreas forem apreciáveis, poderão ser requeridas durações de dias.

Normalmente os acontecimentos pluviosos de curta duração (1 h ou menos) podem ser descritos pela respectiva intensidade média da precipitação, i, ou seja, pelo quociente entre a precipitação P e a respectiva duração, t (i = P/t). À medida que aumenta a duração do acontecimento pluvioso, torna-se mais importante conhecer as intensidades da precipitação em sucessivos subintervalos de tempo, especialmente quando se está perante um problema de determinação de caudais de ponta de cheia (PONCE, 1989, p. 14).

A discretização temporal do acontecimento pluvioso é fornecida por meio de diagramas cronológicos dos sucessivos valores da precipitação ou da correspondente intensidade. Tais diagramas podem ser contínuos ou discretos, designando-se, neste último caso, por **hietogramas** da precipitação – **Figura 4.5**.



Figura 4.5 – a) Hietograma da precipitação e b) distribuição temporal adimensional da precipitação (adaptada de PONCE, 1989, p. 15).

Quando a análise de cheias tem por objectivo o estudo do amortecimento de cheias numa albufeira, o volume da onda afluente pode ser tanto ou mais determinante do que o caudal de ponta de cheia. Uma vez que tal volume aumenta com o aumento da duração da precipitação, o amortecimento de ondas de cheia requer frequentemente a verificação do comportamento da albufeira para precipitações com durações superiores à crítica. Se a tais precipitações se associarem intensidades uniformes, os caudais de ponta de cheia que daí advêm diminuem necessariamente com o aumento da duração da precipitação (por diminuição da intensidade média da precipitação de projecto com o aumento daquela duração), facto que se admite poder não corresponder à realidade.

De modo a que precipitações com durações superiores ao tempo de concentração não conduzam inevitavelmente a caudais de ponta de cheia inferiores aos que resultariam da precipitação para aquele duração crítica, atribuem-se-lhes hietogramas de projecto não uniformes. Para discretizar temporalmente a precipitação ao longo de tais hietogramas pode recorrer-se a linhas de possibilidade udométrica ou, de modo equivalente, a curvas IDF referentes ao período de retorno adoptado como critério de projecto.

4.2.2. Construção de hietogramas

4.2.2.1. Critérios de base

Estudos antecedentes indicam como suficientemente precisas para Portugal Continental as seguintes conclusões, já anteriormente mencionadas no **item 4.1**: o quociente entre duas precipitações intensas com diferentes durações mas com igual período de retorno **i**) exibe uma variação espacial muito suave que sugere uniformidade espacial (**Figuras 4.1** e **4.2**); **ii**) é praticamente constante ou seja, independente daquele período, desde que se fixe uma das duas durações em presença; poder-se-á, quanto muito, reconhecer alguma variação nos valores do quociente relativos a períodos de retorno muito baixos, da ordem de 2 anos, os quais, contudo, são normalmente pouco relevantes na análise de cheias (**Figura 4.4**).

Com base nas anteriores conclusões e no estudo efectuado por PORTELA, 2005 e 2006, indica-se, seguidamente, como, para uma dada bacia hidrográfica localizada em Portugal Continental e objecto da análise de cheias, se pode estimar a precipitação de projecto com a duração t e o período de retorno de T anos, $P_{BH}_{t}^{T}$, e atribuir a essa precipitação hietogramas não uniformes por utilização, por um lado, de registos de precipitações referentes aos postos udométricos com influência na bacia e na estimativa a que conduzem para a precipitação diária máxima anual com o mesmo período de retorno, $P_{BH}_{24}^{T}$, e, por outro lado, dos elementos apresentados por BRANDÃO *et al.*, 2001.

Para tanto, foram desenvolvidos três procedimentos. O primeiro procedimento utiliza superfícies do tipo das esquematizadas na **Figura 4.6**, obtidas com base num Sistema de Informação Geográfica a partir da manipulação das IDF da **Tabela 4.1**.



Figura 4.6 – Superfícies de valores do quociente P_t/P_{24} (%) entre duas precipitações com o mesmo período de retorno T, uma com a duração t, P_t , e outra com a duração de 24 h, P_{24} (valores de t de 1, 2, 3, 4, 5, 6, 12 e 48 h) (retirada de PORTELA, 2006).



Ø

Figura 4.6 (cont.) – Superfícies de valores do quociente P_t/P_{24} (%) entre duas precipitações com o mesmo período de retorno T, uma com a duração t, P_t , e outra com a duração de 24 h, P_{24} (valores de t de 1, 2, 3, 4, 5, 6, 12 e 48 h) (retirada de PORTELA, 2006).

Cada uma das superfícies da **Figura 4.6** caracteriza, em termos médios, a variação espacial do quociente entre a precipitação com a duração t, indicada na legenda da superfície, e o

período de retorno de T anos e a precipitação com a duração de 24 h e o mesmo período de retorno, $P_{24} - P_t/P_{24} - para as durações t de 1, 2, 3, 4, 6, 12 e 48 h.$

A concepção e a utilização das superfícies da **Figura 4.6** coincidem com as da **Figura 4.1** (LNEC, 1976), ou seja, uma vez que a duração t para a qual se pretende desenvolver a análise de cheias numa dada bacia hidrográfica coincida com uma das durações da **Figura 4.6**, é necessário localizar geograficamente a bacia hidrográfica na figura que contém a superfície relativa àquela duração, retirar de tal figura o valor ponderado para a bacia do quociente P_t/P_{24} e multiplicar este quociente por $P_{BH} \frac{T}{24}$ de modo a estimar $P_{BH} \frac{T}{t}$.

Anota-se que, para o efeito, houve que estimar previamente a precipitação diária máxima anual com o período de retorno T na bacia hidrográfica, $P_{BH}_{24}^{T}$. Para tanto, basta identificar, de entre os postos com influência na bacia, os que dispõem de séries longas de registos da precipitação diária máxima anual e estimar, com base em tais séries e por recurso a uma lei estatística de extremos (em Portugal Continental, frequentemente a lei de Gumbel), as correspondentes precipitações diárias máximas anuais para o período de retorno pretendido, T. A precipitação diária máxima anual na bacia hidrográfica, $P_{BH}_{24}^{T}$, pode ser, então, obtida por ponderação para a área da bacia hidrográfica (de acordo com o método de Thiessen ou com qualquer outro método de ponderação espacial) das precipitações anteriormente obtidas para os postos.

Observa-se que, tal como no caso das **Figuras 4.1** e **4.2**, também a **Figura 4.6** evidencia que a variação espacial do quociente P_t/P_{24} é bastante gradual, ou seja, que existe apreciável uniformidade espacial que respeita ao modo como a precipitação com a duração de 24 h se reparte para precipitações durações inferiores ao dia.

Os restantes dois procedimentos considerarem que, na área de influência de cada um dos 27 postos udográficos analisados por BRANDÃO *et al.*, 2001 – **Tabela 4.1** –, a variação, em função da duração t, do quociente entre duas precipitações intensas com um mesmo período de retorno pode ser muito razoavelmente aproximada pela variação verificada nesse posto para aquele mesmo quociente. Este pressuposto resultou da constatação, suportada pelas **Figuras 4.1**, **4.2** e **4.6**, da fraca variação espacial do quociente entre precipitações com dadas durações a qual se sugere que, nas proximidades de cada um daqueles postos

udográficos, tal quociente possa ser razoavelmente aproximado pelo valor resultante para o mesmo da aplicação das correspondentes curvas IDF.

As áreas de influência dos postos udográficos analisados por BRANDÃO et al., 2001, podem ser obtidas mediante aplicação do método de Thiessen, esquematicamente representado na Figura 4.7.



Miranda do Douro 03M/01 Chaves Viana do Castelo Aveiro (Universidade) Caramulo Santa Comba Dão Penhas Douradas Covilhã Coimbra (IG) Gralhas 21C/06 Lisboa (IGIDL) 21C/02 Lisboa (Portela) 20C/01 S. Julião do Tojal 18M/01 Portalegre Pavia Évora-Cemitério Beja Sines Reliquias Catraia S. Brás de Alportel Figueirais Praia da Rocha Monchique Faro 30M/02 Vila Real de Santo António

Posto udográfico

Designação

Figura 4.7 – Polígonos de Thiessen para os 27 postos udográficos analisados por BRANDÃO et al., 2001 (retirada de PORTELA, 2005 e 2006).

Na área de influência de cada um dos postos da Figura 4.7, o segundo procedimento adopta uma variação média de P_t/P_{24} com t, enquanto que o terceiro e último procedimento utiliza directamente as IDF apresentadas para esse posto.

Concretamente, o segundo procedimento utiliza uma relação do tipo da adoptada por BRANDÃO e HIPÓLITO, 1997 – equação (4.7):

$$\frac{P_t}{P_{24}} = \left(\frac{t}{24}\right)^{\beta}$$
(4.8)

em que t se exprime em hora e as precipitações que figuram no primeiro membro, nas mesmas unidades. Na **Tabela 4.2** são apresentados os valores estimados para o expoente β conjuntamente com o valor de 0.367 anteriormente proposto para esse expoente por BRANDÃO e HIPÓLITO, 1997 – equação (4.7):

	Posto udográfico	Expoente		Posto udográfico	Expoente
Código	Nome	β	Código	Nome	β
02G/09	Casal Soeiro	0.447	18M/01	Portalegre	0.336
05T/01	Miranda do Douro	0.280	20I/01	Pavia	0.336
03M/01	Chaves	0.285	22J/02	Évora-Cemitério	0.231
03E/03	Viana do Castelo	0.320	25J/02	Beja	0.246
10F/01	Aveiro (Universidade)	0.326	26D/01	Sines	0.255
10H/01	Caramulo	0.523	27G/01	Reliquias	0.242
11I/01	Santa Comba Dão	0.327	30J/02	Catraia	0.399
11L/05	Penhas Douradas	0.428	31J/01	S. Brás de Alportel	0.399
12L/03	Covilhã	0.514	30M/01	Figueirais	0.361
12G/01	Coimbra (IG)	0.298	31F/01	Praia da Rocha	0.275
13L/02	Gralhas	0.472	30F/01	Monchique	0.336
21C/06	Lisboa (IGIDL)	0.286	31J/02	Faro	0.291
21C/02	Lisboa (Portela)	0.297	30M/02	Vila Real de Santo António	0.286
20C/01	S. Julião do Tojal	0.349	Brandão	e Hipólito, 1997	0.367

Tabela 4.2 – Expoente β da equação $P_t/P_{24} = (t/t_{24})^{\beta}$.

A Figura 4.8 contém as curvas correspondentes à aplicação da equação (4.8) com os expoentes β estimados com base nos 27 postos udográficos, apresentados na Tabela 4.1 (curvas indiferenciadas na figura) e com o expoente indicado por BRANDÃO e HIPÓLITO, 1997 (curva destacada na figura).



Figura 4.8 – Representação da equação (4.8) tendo por base os valores do expoente β indicados na Tabela 4.2.

O posicionamento relativo das curvas representadas na anterior figura evidencia que a **equação** (4.7) de BRANDÃO e HIPÓLITO, 1997, aparenta traduzira a variação média aproximada (em Portugal) entre as grandezas P/P_{24} e t_t/t₂₄.

Na aplicação do segundo procedimento para estimar a precipitação intensa com a duração t e com o período de retorno de T anos, $P_{BH}_{t}^{T}$, conhecida a precipitação diária máxima anual na bacia hidrográfica com o mesmo período de retorno, $P_{BH}_{24}^{T}$, basta identificar o posto udográfico, de entre os postos das **Tabelas 4.1** ou **4.2** ou da **Figura 4.7**, em cuja área de influência a bacia hidrográfica se localiza. A **equação** (**4.8**) com os parâmetros correspondentes àquele posto é então resolvida em ordem a P_t, introduzindo, para o efeito, $P_{24} = P_{BH}_{24}^{T}$ e a duração de t (h). A precipitação intensa pretendida é dada por $P_{BH}_{t}^{T} = P_{t}$.

Por fim, o terceiro procedimento considera que, numa dada bacia hidrográfica, o quociente entre as precipitações com um mesmo período de retorno T e as duração de t e de 24 h, P_{BH}^{T}/P_{BH}^{T} , é igual ao quociente entre as precipitações com aquelas durações no posto, de entre os postos das **Tabela 4.1** ou **4.2** ou da **Figura 4.7**, em cuja área de influência se insere a bacia, P_t/P_{24} . Contudo, enquanto que, para o segundo procedimento, tal quociente é calculado pela **equação (4.8)** fazendo intervir o parâmetro β correspondente ao posto em cuja área de influência a bacia hidrográfica se situa e a duração da precipitação t, no último procedimento propõe-se que esse quociente seja avaliado por aplicação directa das curvas IDF que, nesse posto, correspondem às durações de t e de 24 h e ao período de retorno T. Deste modo, o último procedimento apesar de eventualmente mais correcto do ponto de vista formal, tem aplicação automaticamente restringida aos períodos de retorno considerados por BRANDÃO *et al.*, 2001 (embora a duração t possa ser qualquer).

Uma vez que os parâmetros a'i e n'i das curvas IDF apresentados por IDF de BRANDÃO *et al.*, 2001 (**Tabela 4.1**) consideram a duração t definida em minuto e a intensidade em milímetro por hora, para o caso de a precipitação ser expressa em milímetro e a duração em hora, o quociente P_t/P_{24} por que deve ser multiplicada a precipitação $P_{BH}_{24}^T$ para se obter a precipitação pretendida, $P_{BH}_{t}^T$, é dado por:

$$\frac{P_{t}}{P_{24}} = \frac{a_{i} (60 t)^{n_{i}} t}{a_{3} (60 \times 24)^{n_{3}} 24} = \frac{a_{i} 60^{n_{i}} t^{(l+n_{i})}}{a_{3} 60^{n_{3}} 24^{(l+n_{3})}}$$
(4.9)

em que, para o posto udográfico interveniente na análise e de acordo com os intervalos de duração da precipitação considerados por BRANDÃO *et al.*, 2001 – **Tabela 4.1** –, $a'_3 e n'_3$ representam o coeficiente e o expoente da curva IDF relativa ao terceiro intervalo de duração em que se insere a duração de 24 h (6 h $\leq t \leq 48$ h) e $a'_i e n'_i$ são os valores equivalentes para o intervalo de duração de ordem i (i=1, 2 ou 3) que compreende a duração t.

A precipitação intensa pretendida, $P_{BH}_{t}^{T}$, é igual à precipitação P_{t} fornecida pela **equação (4.9)** quando aplicada, com parâmetros adequados, à duração t e à precipitação $P_{24} = P_{BH}_{24}^{T}$.

Como observação geral, realça-se que qualquer um dos três procedimentos propostos admite que a precipitação na bacia hidrográfica com uma duração t e um dado período de retorno, T, $-P_{BH}^{T}_{t}$ – pode ser obtida a partir da precipitação naquela bacia com o mesmo período de retorno e a duração de 24 h – $P_{BH}^{T}_{24}$ – por aplicação de **um coeficiente de repartição** estabelecido com base nas IDF apresentadas por BRANDÃO *et al.*, 2001 – P_t/P_{24} . Tal coeficiente de repartição pode ser considerado, com razoável aproximação, independente do período de retorno e avaliado pela **Figura 4.6** ou pela **equação** (**4.8**) com os expoentes indicados na **Tabela 4.2** ou ainda calculado em função do período do retorno, de acordo com a **equação** (**4.9**), tendo em conta os postos em cujas áreas de influência a bacia hidrográfica se localiza (**Figura 4.7**).

Admite-se que, não obstante os procedimentos expostos serem conceptualmente equivalentes e conduzirem a resultados necessariamente próximos, o primeiro procedimento possa resultar menos expedito uma vez que pode requerer a obtenção de superfícies do tipo das representadas na **Figura 4.6** se a duração da precipitação intensa interveniente na análise de cheias for distinta das durações consideradas em tal figura.

O anterior procedimento recorre necessariamente a uma ponderação/integração espacial para a área da bacia hidrográfica objecto da análise de cheias que será também necessária

nos restantes dois procedimentos, se a bacia hidrográfica se inserir em mais do que uma das áreas de influência esquematizadas na **Figura 4.7**. Dos dois últimos procedimentos, recomenda-se a utilização do terceiro – **Figura 4.7** e **equação** (**4.9**) – sempre que período de retorno a considerar na análise de cheias coincida com um dos indicados por BRANDÃO *et al.*, 2001.

Por fim realça-se que se julga que a mais valia de qualquer um dos procedimentos apresentadas reside no facto de associarem à precipitação a estimar para a bacia hidrográfica informação udométrica disponível na zona em que a mesma se insere, por meio do valor de $P_{BH}^{T}_{24}$.

4.2.2.2. Hietogramas

Importa destacar que os procedimentos apresentados se adequam, tanto ao estabelecimento da precipitação na bacia hidrográfica interveniente na análise de cheias, como à atribuição a essa precipitação de um hietograma.

Neste último caso, haverá que fixar, à priori, a duração Δt pretendida para cada bloco do hietograma, e proceder à aplicação de um dos procedimentos para instantes sucessivos i Δt , em que i é um número inteiro, variável entre 1 e t/ Δt , em que t é a duração da precipitação interveniente na análise de cheias.

Obtêm-se, assim, i valores da precipitação referentes a durações progressivamente maiores, até se igualar a duração t. Seguidamente, calculam-se os incrementos entre cada duas precipitações com durações consecutivas, incrementos que depois são reorganizados de acordo com um dado "padrão", de modo a obter o hietograma.

Como "padrões" mais frequentes em hietogramas de projecto referem-se os de blocos decrescentes, de blocos crescente e de blocos alternados, consoante os incrementos de precipitação em sucessivos intervalos de tempo Δt são ordenados por valores decrescentes, por valores crescentes ou de modo alternado, respectivamente – **Figura 4.9**.

Nas **Figuras 4.10** e **4.11**, incluídas nas páginas seguintes, exemplificam-se os resultados obtidos por PORTELA *et al.*, 2000 a)^{4.1}, relativos à influência da não uniformidade da

^{4.1} Disponível na bibliografia da disciplina de Modelação Hidrológica.

intensidade da precipitação de projecto na forma de hidrogramas de cheias. Os resultados apresentados referem-se a hidrogramas de cheia afluentes à albufeira criada pela barragem de Toulica, localizada na ribeira com o mesmo nome (área da bacia hidrográfica de 26 km²). Tais hidrogramas foram obtidos mediante a consideração de precipitações intensas com período de retorno de 1 000 anos e durações igual e tripla do tempo de concentração da bacia hidrográfica, tc, estimado em 5.0 h.



Figura 4.9 – Hietogramas da precipitação de blocos a) decrescentes, b) crescentes e c) alternados.



Figura 4.10 – Secção da barragem de Toulica. Hidrogramas das cheias afluentes para precipitações com duração igual e tripla do tempo de concentração e com intensidade uniforme e não uniforme (nota: a legenda é completada pela indicação do número de blocos do hietograma da precipitação e, entre parêntesis, da duração de cada bloco) (adaptada de PORTELA *et al.*, 2000 a)).



Figura 4.11 – Secção da barragem de Toulica. Hidrogramas das cheias afluentes para a precipitação com duração igual ao tempo de concentração e intensidade uniforme e para a precipitação com duração tripla do tempo de concentração e intensidade uniforme ou não. Efeito do número de blocos do hietograma da precipitação (**nota**: a legenda é completada

pela indicação do número de blocos do hietograma da precipitação e, entre parêntesis, da duração de cada bloco) (adaptada de PORTELA *et al.*, 2000 a)).

A precipitação com duração de tc e período de retorno de 1 000 anos na bacia hidrográfica da barragem de Toulica foi avaliada em 82.9 mm e descrita pela sua intensidade considerada, quer constante e igual à média, quer variável durante aquela duração. À precipitação com duração tripla de tc e com aquele mesmo período de retorno (com o valor estimado de 123.6 mm) atribuíram-se hietogramas da precipitação também com intensidade uniforme e não uniforme.

Para as situações com intensidade da precipitação não uniforme adoptaram-se hietogramas dos três tipos esquematizados na **Figura 4.9**, tendo-se admitido diferentes durações para cada bloco e, consequentemente, diferentes números de blocos.

As **Figuras 4.10** e **4.11** evidenciam que a atribuição à precipitação com duração tripla do tempo de concentração de hietogramas com intensidade não uniforme conduz a cheias caracterizadas, necessariamente por maiores volumes, mas também por mais elevados caudais de ponta de cheia, ou seja, conduz a situações de dimensionamento globalmente mais exigentes.

Para além da análise do efeito causado nos hidrogramas de cheia por precipitações de projecto com intensidade variável, o trabalho em menção forneceu ainda indicações sobre o número de blocos a considerar na constituição dos hietogramas de projecto e sobre a influência, naqueles hidrogramas, da disposição (ao longo do tempo) desses blocos.

De entre os resultados obtidos, mencionam-se, seguidamente, os referentes às bacias hidrográficas da ribeira dos Poios Brancos, na secção da barragem da Cova do Viriato (área de 2.3 km² e tempo de concentração de 1.5 h) e da ribeira do Lavre, na secção com o mesmo nome (área de 260.5 km² e tempo de concentração de 10.0 h).

Nas **Figuras 4.12** e **4.13** exemplificam-se alguns dos hietogramas com intensidade não uniforme utilizados, constituídos por três, seis, quinze e trinta blocos de precipitação. A **Figura 4.12** respeita à bacia hidrográfica da barragem da Cova do Viriato e contém hietogramas de blocos alternados para duração da precipitação igual ao tempo de concentração (1.5 h). Na **Figura 4.13**, relativa à bacia hidrográfica da ribeira de Lavre na secção com o mesmo nome, são apresentados hietogramas de blocos decrescentes para duração da precipitação de 30 h, ou seja, tripla do respectivo tempo de concentração.

Os hidrogramas de cheia correspondentes, quer aos hietogramas das **Figuras 4.12** e **4.13**, quer aos demais tipos de hietogramas considerados, envolvendo outras disposições dos blocos, são apresentados nas **Figuras 4.14** e **4.15**, respectivamente. À semelhança das **Figuras 4.10** e **4.11**, as legendas das **Figuras 4.14** e **4.15** são completadas, para cada hidrograma, pela indicação do número de blocos do hietograma da precipitação e, entre parêntesis, da duração de cada bloco



Figura 4.12 – Bacia hidrográfica da barragem da Cova do Viriato. Hietogramas de blocos alternados para a precipitação com duração igual ao tempo de concentração de 1.5 h (precipitação de 57.7 mm em 1.5 h) (reproduzida de PORTELA et al., 2000 a)).



36-39

54.57

72-75 Intervalo de tempo (min









Figura 4.13 – Bacia hidrográfica da ribeira de Lavre na secção de Lavre. Hietogramas de blocos decrescentes para a precipitação com duração tripla do tempo de concentração (precipitação de 149.1 mm em 30 h) (reproduzida de PORTELA et al., 2000 a)).

٥

0-3

18-21



Figura 4.14 – Secção da barragem da Cova do Viriato. Hidrogramas de cheia para a precipitação com duração igual ao tempo de concentração (57.7 mm em 1.5 h) e diferentes tipos de hietogramas de projecto (**nota**: a legenda é completada pela indicação do número de blocos do hietograma da precipitação e, entre parêntesis, da duração de cada bloco) (reproduzida de PORTELA *et al.*, 2000 a)).



Figura 4.15 – Ribeira de Lavre na secção com o mesmo nome. Hidrogramas de cheia para a precipitação com duração, quer igual ao tempo de concentração e intensidade uniforme (precipitação de 115.6 mm em 10.0 h), quer tripla do tempo de concentração e diferente tipos de hietogramas de projecto (precipitação de 149.1 mm em 30 h) (nota: a legenda é completada pela indicação do número de blocos do hietograma da precipitação e, entre parêntesis, da duração de cada bloco) (reproduzida de PORTELA *et al.*, 2000 a)).

Destacam-se, seguidamente, as conclusões do trabalho em menção:

- "A atribuição de hietogramas com intensidade da precipitação não uniforme à precipitação intensa com uma dada duração conduz a caudais de ponta de cheia sempre superiores ao caudal que decorre da hipótese de uniformidade temporal da intensidade daquela precipitação.
- Mediante a associação de hietogramas não uniformes à precipitação com duração tripla do tempo de concentração de uma bacia hidrográfica obtêm-se caudais de ponta de cheia que podem exceder muito significativamente o caudal de ponta de ponta resultante da precipitação com intensidade uniforme e duração igual àquele tempo.
- Para precipitações com durações, quer iguais aos tempos de concentração, quer triplas destes tempos, obtêm-se caudais de ponta de cheia progressivamente mais elevados consoante se adoptam hietogramas com intensidade não uniforme de blocos decrescentes ou de blocos crescentes ou de blocos alternados.
- Por forma a maximizar as estimativas dos caudais de ponta de cheia, julga-se recomendável a adopção de hietogramas de blocos alternados com 4 ou, no mínimo, 3 blocos, para precipitações com durações iguais aos tempos de concentração, e com 9 ou, no mínimo, 6 blocos, para precipitações com durações triplas dos tempos de concentração. Os acréscimos dos caudais de ponta de cheia que, por vezes, se verificam para um maior número de blocos são muito pouco significativos, tanto mais que a metodologia aplicada, não obstante a sua utilização muito frequente na análise de cheias em rios portugueses, é necessariamente aproximada.
- Nas condições especificadas no ponto precedente, obtêm-se caudais de ponta de cheia para precipitações com durações triplas dos tempos de concentração das bacias hidrográficas superiores aos caudais de ponta de cheia para precipitações com durações iguais àqueles tempos".

Regista-se que os hidrogramas de cheias das **Figuras 4.10**, **4.11**, **4.14** e **4.15** foram obtidos por aplicação do modelo do hidrograma unitário sintético do SCS, que será objecto de apresentação no âmbito da presente disciplina.

Exercício de exemplificação Estabelecimento de hietogramas de projecto

Considere que pretende proceder à análise de cheias numa bacia hidrográfica totalmente localizada na área de influência do posto udométrico de PT1 e que, por utilização dos registos fornecidos por esse posto, estimou em P=148 mm a precipitação diária máxima anual na bacia hidrográfica com o período retorno T=100 anos. Sabendo que o tempo de concentração da bacia hidrográfica é de tc=1.6 h e que, de entre os estudados por BRANDÃO *et al.*, 2001, o de Portalegre é o que se localiza mais próximo da bacia hidrográfica, estabeleça o hietograma de projecto a adoptar na caracterização da cheia. Justifique a forma e o número de blocos do hietograma que propõe.

Resolução

Expressão aplicável	
$\frac{P_{t}}{P_{24}} = \frac{a_{i}^{'} (60 t)^{n_{i}^{'}} t}{a_{3}^{'} (60 \times 24)^{n_{3}^{'}} 24} = \frac{a_{i}^{'} 60^{n_{i}^{'}} t^{\left(l+n_{i}^{'}\right)}}{a_{3}^{'} 60^{n_{3}^{'}} 24^{\left(l+n_{3}^{'}\right)}}$	a'i= 287.78 n'i= -0.404 a'i= 884.39 n'i= -0.739 a'3= 392.58 n'3= -0.603

Du	ração	Coefi- ciente	Precipi- tação, P	Acrésci- mo, ΔP	Intensida- de média
(h)	(min)	(-)	(mm)	(mm)	(mm/h)
0.4	24	0.2715616	40.2	40.2	100.5
0.8	48	0.3448655	51.0	10.8	27.1
1.2	72	0.3833624	56.7	5.7	14.2
1.6	96	0.4132554	61.2	4.4	11.1

		Hietograma									
Dur	ação	Blocos de	crescentes	Blocos c	rescentes	Blocos alternados					
Duração		Precipi-	Intensida-	Precipi-	Intensida-	Precipi-	Intensida-				
		tação	de média	tação	de média	tação	de média				
(h)	(min)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)				
0.4	24	40.2	100.48	4.4	11.06	4.4	11.06				
0.8	48	10.8	27.12	5.7	14.24	10.8	27.12				
1.2	72	5.7	14.24	10.8	27.12	40.2	100.48				
1.6	96	4.4	11.06	40.2	100.48	5.7	14.24				



4.3. Precipitação efectiva. Processos envolvidos. Perda inicial e perda contínua

Assim como, em face de um hidrograma de cheia, se colocou a questão de identificar a parcela do escoamento observado que provém directamente da precipitação que esteve na génese daquele hidrograma (escoamento directo), também importa especificar a parcela da precipitação que contribui de facto para o escoamento observado. A tal parcela atribui-se a designação de precipitação efectiva ou útil, sendo o volume relativo à ocorrência da

mesma sobre a bacia hidrográfica igual ao volume do hidrograma de cheia correspondente ao escoamento directo originado na secção que define aquela bacia.

O escoamento que ocorre numa dada secção de um curso de água em condições de cheias é frequentemente entendido como consequência única da concentração, na secção considerada, do escoamento à superfície do terreno e na rede hidrográfica produzido por uma precipitação cuja intensidade excede a capacidade de infiltração da água através da superfície do solo – **Figura 4.16**. Tal processo de formação do escoamento em condições de cheia é conhecido como **escoamento superfícial Hortoniano**.



Figura 4.16 – Precipitação, infiltração e escoamento superficial para intensidade da precipitação igualando ou excedendo a taxa de infiltração (reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, 1984, p. 177).

Reconhecem-se, actualmente, outros dois processos de formação do escoamento que, em dadas circunstâncias, poderão contribuir com algum significado para o escoamento que ocorre na secção considerada, sem que, contudo, tal contribuição provenha do esgotamento dos aquíferos. Um desses processos conduz ao **escoamento saturado à superfície do terreno** (*saturated overland flow*), que se verifica quando, em parte da bacia hidrográfica, o horizonte superficial do solo fica saturado, por exemplo, em consequência da formação de uma zona saturada sobre uma camada de solo com menor condutividade hidráulica. Este processo pode ocorrer nas próprias cabeceiras da bacia hidrográfica se o horizonte superficial de solo for aí pouco espesso. O outro processo respeita à água que se infiltra, e que se desloca lateralmente e com rapidez através de macro poros do solo numa zona

temporariamente saturada, frequentemente localizada acima de um estrato com menor condutividade hidráulica (*throughflow*). Esta parcela difere do escoamento subsuperficial ou hipodérmico, quer pela sua mais elevada magnitude, quer pela rapidez com que responde a ocorrência da precipitação e com que atinge a rede hidrográfica (PILGRIN e CORDERY, 1992, p. 9.2).

A diferença entre a precipitação (entenda-se total) associada a um dado acontecimento pluvioso e a correspondente precipitação efectiva designa-se por **perda de precipitação** (*hydrologic abstraction* ou *loss*). Os processos envolvidos na transformação da precipitação em precipitação efectiva são a **intercepção**, a **infiltração**, a **armazenamento em depressões do solo**, e **evaporação** e a **evapotranspiração**.

A perda de precipitação por **intercepção** refere-se à parcela da precipitação que é interceptada pela vegetação ou por qualquer outro obstáculo, sendo absorvida ou devolvida à atmosfera, sob a forma de evaporação. As perdas por intercepção dependem dos factores que determinam o défice por satisfazer da capacidade de intercepção da bacia hidrográfica, referindo-se as características da precipitação (frequência de ocorrência e valor, intensidade e duração da precipitação), o tipo, a extensão e a densidade dos obstáculos, com realce para a vegetação, e a época do ano de que depende, por exemplo, o maior ou menor desenvolvimento da vegetação e a oportunidade para a evapotranspiração da água interceptada.

A intercepção é, normalmente, o primeiro processo de perda de precipitação que afecta especialmente as chuvadas de fraca intensidade. PONCE, 1989, p. 33, refere que as perdas anuais de precipitação por intercepção, designadamente devidas a chuvadas de fraca intensidade, podem representar 25% da precipitação anual média o que se julga poder acontecer apenas em condições climáticas muitos especiais.

As perdas por intercepção durante precipitações intensas excepcionais, como as que determinam a ocorrência de cheias, são praticamente desprezáveis.

A **infiltração**, enquanto processo, diz respeita à passagem da água através da superfície do solo para o seu interior. Tal termo é, por vezes, também utilizado para designar, embora incorrectamente, a **taxa de infiltração** da água através da superfície do solo.

Havendo disponibilidade de água à superfície do solo, a taxa de infiltração depende, entre outros factores menos significativos, das características da superfície do solo (existência ou não de uma crosta superficial), do tipo, desenvolvimento e densidade da cobertura vegetal, das características físicas do solo, incluindo tamanho dos grãos e sua graduação, da temperatura da água e da qualidade da água, incluindo constituintes químicos e outras impurezas (PONCE, 1989, p. 34).

A infiltração é, de longe, o mais significativo processo de perda da precipitação, determinando, numa perspectiva Hortoniana, o volume da cheia e a forma do hidrograma de cheia – **Figura 4.17**.

A infiltração será mais adiante retomada e desenvolvida pela sua importância, não só em termos de perdas da precipitação mas, de modo geral, nos processos hidrológicos.



Figura 4.17 – Perspectiva Hortoniana do escoamento superficial.

A perda de precipitação por **armazenamento em depressões do solo** engloba a parcela da precipitação que fica retida nas irregularidades, isto é, depressões, naturais ou artificias que existem à superfície do terreno. Embora a água armazenada nas depressões possa ser renovada, parcial ou totalmente, durante a ocorrência da chuvada, o volume total dessas depressões representa uma perda de precipitação que, normalmente, vem a ocorrer por evaporação e por infiltração.

As perdas de precipitação por **evapotranspiração** durante a ocorrência da chuvada são, no contexto do clima em Portugal, praticamente desprezáveis.

Na **Figura 4.18** esquematiza-se a fase terrestre do ciclo hidrológico, com identificação dos anteriores processos e da consequente formação do escoamento superficial.

O resultado do hietograma observado deduzido das perdas de precipitação para o escoamento directo representa o **hietograma da precipitação efectiva**.

São também vários os modelos para identificar num hietograma observado as perdas por precipitação e o consequente hietograma da precipitação efectiva.



Figura 4.18 – Fase terrestre do ciclo hidrológico (reproduzida de PILGRIN e CORDERY, 1992, p. 9.4).

Tais modelos consideram frequentemente dois tipos de perdas: uma **perda inicial** (*initial abstraction*) e uma **perda contínua** (*continuos abstraction*). A **perda inicial** pode assumir algum relevo nos primeiros instantes de ocorrência da precipitação em consequência da maior capacidade inicial da bacia hidrográfica para interceptar, para armazenar em depressões e para infiltrar a água da chuva. Uma vez satisfeita tal capacidade inicial, os modelos passam a considerar a **perda contínua** que, em rigor, deveria decrescer ao longo da duração da precipitação, por decréscimo da taxa de infiltração.

Na **Figura 4.19** esquematizam-se as perdas de precipitação e a precipitação efectiva para uma chuvada com intensidade constante ao longo do tempo. Naquela figura Tp designa **o tempo de encharcamento** (*time to ponding* ou *ponding time*) correspondente ao instante de formação, à superfície do terreno, de uma película de água que se encaminha para a rede de drenagem – início do escoamento à superfície do terreno.



Figura 4.19 – Representação esquemática das perdas de precipitação e da precipitação efectiva (reproduzida de RAWLS *et al.*, 1992, p. 5.24).

Na **Figura 4.20** apresentam-se alguns **modelos de perdas da precipitação** utilizados para estimar a precipitação efectiva (PILGRIN e CORDERY, 1992, p. 9.8).



Figura 4.20 – Modelos de perda da precipitação utilizados na estimativa da precipitação efectiva (adaptada de PILGRIN e CORDERY, 1992, p. 9.8).

O modelo a) da anterior figura considera uma perda de intensidade constante que é satisfeita sempre que a intensidade da precipitação exceder tal perda; o modelo b) admite, após uma perda inicial, também uma perda de intensidade constante; o modelo c), que pode ser combinado também com uma perda inicial, representa a perda de precipitação em termos de uma fracção constante da precipitação e, por fim, o modelo d) considera uma curva que traduz o decréscimo da intensidade das perdas de precipitação com o aumento do tempo e

que pode ser traduzida por uma curva, teórica ou empírica, de infiltração. Este último modelo pode ser ou não combinado com uma perda inicial.

A importância da consideração, num dado modelo hidrológico, dos diferentes processos de que resultam as perdas de precipitação depende dos objectivos a que se destina a aplicação de tal modelo. De um modo geral, **em modelos de acontecimentos**, como sejam os modelos de análise de cheia em cursos de água, apenas a perspectiva Hortoniana do escoamento e, consequentemente, a infiltração assume importância, sendo o efeito dos demais processos ou desprezados ou simplesmente considerados sob a forma de perdas iniciais da precipitação.

Num **modelo de simulação contínua de processos hidrológicos**, por exemplo, destinado à simulação dos escoamentos diários, com ou sem a presença de precipitação, terão particular importância, não só no que respeita a perdas de precipitação, mas também nos demais processos a simular, as parcelas relativas à infiltração e à evapotranspiração.

Apresentam-se, seguidamente, dois modelos para determinação das perdas de precipitação e, consequentemente, da precipitação efectiva: **o método do índice φ** (TUCCI, 1993, p. 401, e SHAW, 1984, p. 333)e o **modelo do SCS** (*Soil Conservation Service*, 1972, *in* RAWLS *et al.*, 1992, p. 5.23, CHOW *et al.*, 1988, p. 147–155)

4.4. MODELOS DE PERDAS DE PRECIPITAÇÃO

4.4.1. Método do índice **\$**

O **método do índice** ϕ considera uma perda de intensidade constante, expressa pelo valor daquele índice, que tem lugar sempre que a intensidade da precipitação exceder tal perda e que pode ser combinada ou não com uma perda inicial.

Tendo por base o hidrograma correspondente ao escoamento directo (cujo volume iguala o volume da precipitação efectiva, recorde-se) e o hietograma da precipitação observada que esteve na origem daquele hidrograma, a determinação da perda de intensidade constante processa-se de acordo com o seguinte esquema:

- Arbitra-se um valor para o índice φ e calcula-se o volume da precipitação efectiva que decorre do valor arbitrado, descontada a perda inicial, se a mesma for considerada.
- Compara-se o volume obtido com o volume correspondente ao escoamento directo.
- Se aquele primeiro volume exceder este último, aumenta-se o valor do índice φ
 (Figura 4.21); caso contrário, diminui-se o valor do índice φ, re-iniciando-se sucessivamente o processo até que os dois volumes em causa da precipitação efectiva e correspondente ao escoamento directo possam ser considerados iguais.



Figura 4.21 – Método do índice ϕ .

4.4.2. Método do SCS (Soil Conservation Service)

O método do índice ϕ utiliza o volume do escoamento directo para determinar as perdas de precipitação relativas a um dado acontecimento pluvioso. Deste modo, pressupõe que, em face do hidrograma de cheia que aquele acontecimento originou, é possível conhecer o correspondente hidrograma da escoamento directo, circunstância que, provavelmente, não se verificará na maior parte das aplicações requerendo a estimativa das perdas da precipitação. Nesses casos, será necessário aplicar outros modelos, com destaque para o do SCS (*Soil Conservation Service*).

Na medida em que as perdas de precipitação associadas aos acontecimentos pluviosos intensos que originam cheias em rios são fundamentalmente consequência da infiltração, na avaliação daquelas perdas pode também considerar-se que apenas este processo está presente e aplicar basicamente modelos de infiltração. Dois destes modelos são apresentados no **item 4.5**.

O método do SCS (**Figura 4.22**) admite que, na sequência de um acontecimento pluvioso intenso, a **razão entre a altura de precipitação retida na bacia hidrográfica após o início do escoamento superficial e a capacidade máxima de retenção de água na bacia é igual à razão entre a precipitação efectiva e o escoamento superficial potencial (PONCE, 1989, p. 156).**





(adaptada de CHOW et al., 1988, p. 147, e de TUCCI, 1993, p. 404).

A **capacidade máxima de retenção** de água na bacia é uma **grandeza convencional**, entendida como a capacidade máxima de armazenamento de água na bacia hidrográfica quando no solo, nas depressões do terreno e nos obstáculos que interceptam a chuva fosse atingido um estado de intensa saturação que se pudesse admitir corresponder a uma taxa de infiltração a tender para zero. Nestas circunstâncias as intensidades da precipitação total e efectiva seriam iguais (WANIELISTA *et al.*, 1997, p. 153).

O escoamento superficial potencial é definido como sendo a precipitação deduzida das perdas iniciais que ocorrem até ao encharcamento da superfície. Assim, obtém-se

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$
(4.10)

sendo (Figura 4.22)

- P precipitação (mm);
- P_e precipitação efectiva (mm);
- F_a altura de precipitação retida na bacia hidrográfica após o início do escoamento superficial representando, portanto, as perdas contínuas de precipitação (mm);
- S retenção potencial máxima (mm);
- I_a perdas iniciais, compreendendo todas as perdas por intercepção, armazenamento em depressões, evapotranspiração e infiltração que antecedem o encharcamento da superfície e a consequentemente formação do escoamento à superfície do terreno (mm);

P-I_a escoamento superficial potencial (mm).

De acordo com a anterior simbologia e por aplicação do princípio da continuidade resulta, por sua vez, que (**Figura 4.22**)

$$P = P_e + I_a + F_a$$
(4.11)

Resolvendo a equação (4.11) em ordem a F_a e introduzindo o resultado assim obtido na equação (4.10), obtém-se, por manipulação, a equação do SCS para o escoamento superficial

$$Q = P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$
(4.12)

em que Q é o escoamento directo (mm) que iguala a precipitação efectiva (mm).

Com base em estudos experimentais em pequenas bacias hidrográficas agricultadas, o SCS propôs que as perdas iniciais, I_a , fossem aproximadas por 20% da capacidade máxima de retenção de água na bacia hidrográfica, ou seja,

$$I_a = 0.2 S$$
 (4.13)

A anterior equação pode ser escrita, em termos gerais, por

$$\mathbf{I}_{a} = \mathbf{\Psi} \mathbf{S} \tag{4.14}$$

em que ψ é um factor que permite expressar I_a em função de S.

A substituição da **equação** (4.14) em (4.12) permite especificar o escoamento directo e, logo, a precipitação efectiva, apenas em função da precipitação, P, da retenção potencial máxima, S, e do factor ψ

$$Q = P_{e} = \frac{(P - \psi S)^{2}}{P + (1 - \psi) S}$$
(4.15)

ou, atendendo à proposta do SCS, expressa pela equação (4.13),

$$Q = P_e = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P + 0.8 S}$$
(4.16)

A anterior equação só é válida se P exceder 0.2 S (ou, no caso geral, se P exceder ψ S). Em situação contrária (P < 0.2 S ou P < ψ S), o escoamento directo será nulo (Q = P_e = 0).

PONCE, 1989, p. 156, refere que o factor ψ tem sido objecto de análise "*minuciosa*" que exemplifica com as conclusões de SPRINGER *et al.* (*in* PONCE, 1989, p. 156) que indicam que, em pequenas bacias hidrográficas em zonas moderadamente húmidas ou semi-áridas, ψ está compreendido entre 0.0 e 0.26.

A única análise crítica do valor do factor ψ para Portugal Continental de que se tem conhecimento é apresentada em CORREIA, 1984 a), que afirma que o valor médio de 0.2 proposto pelo SCS não foi verificado "*de forma inteiramente concludente*" (p. 2), reconhecendo, aquele autor, que tal valor conduz a precipitações efectivas muito baixas (p. 6) em consequência das elevadas perdas iniciais de precipitação. Por este motivo, CORREIA, 1984 a), p. 13 a 16, propõe um método de cálculo iterativo que, actuando sobre a própria duração da chuvada, conduz a menores perdas iniciais.

Antecedendo a análise efectuada por CORREIA, 1984 a), LNEC, 1975, também apresenta resultados decorrentes da aplicação do modelo de perdas da precipitação do SCS a uma

pequena bacia hidrográfica, sem que, contudo, sejam comentadas, como seria de esperar, as consideravelmente excessivas perdas de precipitação então alcançadas.

Como resultado da aplicação do modelo de perdas do SCS à bacia hidrográfica de rio Maior na secção relativa à cidade com o mesmo nome, PORTELA *et al.*, 2000 b), concluem que se deve adoptar ψ =0 como forma de reduzir, à custa da eliminação das perdas iniciais, as perdas totais de precipitação que obtiveram naquela bacia hidrográfica e que reconheceram como nitidamente excessivas.

O parâmetro S, **retenção potencial máxima**, foi relacionado com o tipo solo e com as suas condições de utilização e de cobertura na bacia hidrográfica por meio do **número de escoamento**, **CN** (*curve number*). Tal relação é fornecida pela **equação** (4.17), para S expresso em polegadas, e pela **equação** (4.18), para S expresso em milímetros (TUCCI, 1993, p. 403, e WANIELISTA *et al.*, 1997, p. 154)

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$
 (4.17)

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$
(4.18)

Os principais factores que determinam o valor de CN são os **tipos de solo**, **de coberto vegetal** e **de utilização do solo** e as **condições antecedentes de humidade**.

Do ponto de vista hidrológico, distinguem-se os seguintes quatro grupos de solos:

- **Grupo A**: solos dando origem a baixo escoamento superficial potencial e elevada infiltração, mesmo quando totalmente encharcados. Inclui os solos arenosos profundos com pouco silte e argila.
- **Grupo B**: solos que apresentam taxas de infiltração moderadas quando totalmente encharcados.
- **Grupo C**: solos com baixas taxas de infiltração quando totalmente encharcados consistindo principalmente em solos em que existem camadas que impedem o movimento descendente da água e em solos com textura moderadamente fina a fina, com percentagem elevada de argila.

Grupo D: solos com elevado escoamento superficial potencial. Apresentam, quando totalmente encharcados, taxas de infiltração muito reduzidas e são fundamentalmente constituídos por solos argilosos, solos em zonas em que o nível freático é constantemente elevado, solos em que, à superfície ou próximo desta, ocorrem camadas argilosas ou ainda a solos finos sobre camadas impermeáveis.

As taxas de infiltração que, de acordo com as texturas de solo consideradas no USDA (U. S. *Department of Agriculture*, 1951), se atribuem aos anteriores grupos de solos são as seguintes (RAWLS *et al.*, 1992, p. 5.23):

- grupo \mathbf{A} superior a 0.76 cm/h;
- **grupo B** entre 0.38 e 0.76 cm/h;
- **grupo C** entre 0.13 e 0.38 cm/h;
- **grupo D** entre 0 e 0.13 cm/h.

Na **Tabela 4.3** indicam-se algumas propriedades hidrológicas de solos, identificando-se o grupo em que se inserem tais solos, de entre os **grupos A**, **B**, **C** e **D** anteriormente definidos. Nesta tabela, a par com as designações em Inglês, extraídas da bibliografia consultada, das classes de solo quanto à textura, incluem-se as designações em Português dos solos incluídos naquelas classes (facultadas pelo Prof. Edgar de Sousa, do Instituto Superior de Agronomia de Lisboa, 2002).

Classe de	e textura – designação:	Capacidade	Taxa mínima de	Grupo
		efectiva de água	infiltração	hidrológico
Inglesa	Portuguesa	(in/in)	(in/hr)	
Sand	Solo arenoso	0.35	8.27	А
Loamy sand	Solo arenoso franco	0.31	2.41	А
Sandy loam	Solo franco arenoso	0.25	1.02	В
Loam	Solo franco	0.19	0.52	В
Silt loam	Solo franco siltoso	0.17	0.27	С
Sandy clay loam	Solo franco argiloso arenoso	0.14	0.17	С
Clay loam	Solo franco argiloso	0.14	0.09	D
Silty clay loam	Solo franco argiloso siltoso	0.11	0.06	D
Sandy clay	Solo argiloso arenoso	0.09	0.05	D
Silty clay	Solo argiloso siltoso	0.09	0.04	D
Clay	Solo argiloso	0.08	0.02	D

Tabela 4.3 – Propriedades hidrológicas dos solos consoante a respectiva textura.

(adaptada de WANIELISTA et al., 1997, p. 149).

Nota: a designação de silte pode ser substituída por limo e, consequentemente, a de siltoso, por limoso.

As classes texturais de solo indicadas na tabela precedente decorrem da classificação proposta pelo USDA (U.S. *Department of Agriculture*, 1951), baseada nas percentagens de areia, silte e argila, e estão esquematicamente representada na **Figura 4.23**. Na **Figura 4.24** associam-se às anteriores classes os grupos hidrológicos a que pertencem, identificados em conformidade com a **Tabela 4.3**.


Na **Figura 4.25** apresenta-se, sobre o diagrama triangular da **Figura 4.23**, a classificação de solos proposta em LNEC, 1968.

Mediante a "intercepção" da **Figura 4.25** com os grupos hidrológicos delimitados na **Figura 4.24**, estabeleceu-se, por fim, a correspondência entre as classes texturais de solo frequentemente referenciadas em intervenções de Engenharia Civil em Portugal e os grupos hidrológicos em que se inserem, com obtenção dos resultados apresentados na **Figura 4.26**.



Figura 4.25 – Classificação dos solos quanto à textura em conformidade com LNEC, 1968.



Figura 4.26 – Grupos hidrológicos correspondentes às classes de solo representadas na Figura 4.25.

Os valores do número de escoamento, CN, podem ser facilmente obtidos com base em tabelas apresentadas pela generalidade dos autores que tratam o assunto (*Soil Conservation Service*, 1985 e 1986, *in* PONCE, 1989, p. 161 a 165). Tais tabelas pressupõem normalmente **condições antecedentes de humidade** (*antecedent moisture conditions*) **médias, AMC II,** devendo os valores de CN que fornecem serem corrigidos para condições antecedentes de humidade diferentes, designadamente, mais secas (AMC I) ou mais húmidas (AMC III), PONCE, 1989, p. 160.

Regista-se que, de acordo com CORREIA, 1984 a), p. 3 a 6, as condições antecedentes de humidade relativas à situação **AMC III** (condições antecedentes mais húmidas) são as que mais frequentemente se registam em Portugal Continental antes da ocorrência de cheias excepcionais.

Os números de escoamento para tal situação obtêm-se dos números de escoamento apresentados em tabelas para condições antecedentes de humidade médias (AMC II) por aplicação da seguinte equação (CHOW et al., 1988, p. 145):

$$CN(III) = \frac{23 CN(II)}{10 + 0.13 CN(II)}$$
(4.19)

em que CN(II) e CN(III) representam os números de escoamento para condições AMC II e AMC III, respectivamente.

Nas páginas seguintes incluem-se quatro tabelas – **Tabelas 4.4** a **4.7** – de valores de CN(II) (correspondentes a AMC II) retiradas de dois autores, um deles Português.

Na Figura 4.27 apresenta-se um gráfico relacionando o número de escoamento, CN, com as precipitações efectiva e total. Anota-se que, tanto os resultados apresentados nesta figura, como os valores das Tabelas 4.4 a 4.7 pressupõem que as perdas iniciais obedecem à equação (4.13) – $I_a = 0.2$ S.

Na **Figura 4.28** apresenta-se, a título de exemplo, a carta do número de escoamento sensivelmente na parte portuguesa da bacia hidrográfica do rio Tejo. Tal carta, como as referentes às demais bacias hidrográficas do território nacional, foram recentemente estabelecidas no âmbito dos estudos conducentes aos Planos de Bacias Hidrográfica.



Figura 4.27 – Curvas relacionando o número de escoamento, a precipitação total e a precipitação efectiva (reproduzida de PONCE, 1989, p. 158).





COVER DESCRIPTION	CURVE NUMBERS FOR HYDROLOGIC SOIL GROUP				
COVER TYPE AND HYDROLOGIC CONDITION	AVERAGE % IMPERVIOUS AREA ^b	A	в	с	D
Fully developed urban areas (vegetation established)					
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.) ^c					
Poor condition (grass cover < 50% Fair condition (grass cover 50 to 75%)		68 49	79 69	86 79	89 84
Good condition (grass cover > 75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
(excluding right-of-way) ^d		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; curbs and storm sewers					
(excluding right-of-way)		98	98	98	98
Gravel (including right-of-way)		83	89	92	93
Dirt (including right-of-way)		72	82	87	80
Western desert urban areas:		12	02	07	07
Natural desert landscaping (pervious areas only)		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1-2-in. sand or gravel mulch	and				
basin borders)		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial and business	85	89	92	94	95
Industrial Decide with Province Annual Annual	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size:	15		0.6	00	00
acre of ress (town nouses)	05	11	85	90	92
	38	61	15	83	87
3 acre	30	57	72	81	86
¹ / ₂ acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
2 acres	12	46	65	77	82
Developing urban areas					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation)		77	86	91	94
Idle lands (CNs are determined using cover types similar to those in Table 5.8).					

Tabela 4.4 – Valores do número de escoamento para zonas urbanas e suburbanas (bibliografia Americana).

Reproduced from U.S. Department of Agriculture,-SCS (1986). Source:

"Average runoff condition, Antecendent Moisture Condition (AMC) II, and Ia = 0.2S'. "The average percent impervious area shown was used to develop the composite CNs. Other assumptions are as follows: impervious areas are directly connected to the drainage system, impervious areas have a CN of 98, and pervious areas are considered equivalent to open space in good hydrologic condition. CNs shown are equivalent to those of pasture. Composite CNs may be computed for other

combinations of open space cover type. "In some warmer climates, a curve number of 95 may be used.

(reproduzida de WANIELISTA et al., 1997, p. 156).

	HYDROLOGIC	HYDROLOGIC SOIL GROUP				
LAND USE	OR PRACTICE	CONDITION	A	В	с	D
Fallow	Straight row	80	77	86	91	94
Row crops	Straight row	Poor	72	81	88	91
	Straight row	Good	67	78	85	89
	Contoured	Poor	70	79	84	88
	Contoured	Good	65	75	82	86
	Contoured and terraced	Poor	66	74	80	82
	Contoured and terraced	Good	62	71	78	81
Small grain	Straight row	Poor	65	76	84	88
		Good	63	75	83	87
	Contoured	Poor	63	74	82	85
		Good	61	73	81	84
	Contoured and terraced	Poor	61	72	79	82
		Good	59	70	78	81
Close-seeded	Straight row	Poor	66	77	85	89
legumes ^a	Straight row	Good	58	72	81	85
or	Contoured	Poor	64	75	83	85
rotation	Contoured	Good	55	69	78	83
meadow	Contoured and terraced	Poor	63	73	80	83
	Contoured and terraced	Good	51	67	76	80
Pasture or range	2	Poor	68	79	86	89
	en produkti se per	Fair	49	69	79	84
		Good	39	61	74	80
	Contoured	Poor	47	67	81	88
	Contoured	Fair	25	59	75	83
	Contoured	Good	6	35	70	79
Meadow		Good	30	58	71	78
Woods		Poor	45	66	77	83
		Fair	36	60	73	79
		Good	25	55	70	77
Farmsteads			59	74	82	86
Roads (dirt) ^b			72	82	87	89
(hard su	rface) ^b	_	74	84	90	92

Tabela 4.5 – Valores do número de escoamento para zonas rurais (bibliografia Americana).

Source: U.S. Department of Agriculature National Engineering Handbook, Soil Conservation Service U.S. Department of Agriculture Section 4, Chapter 9, Hydrologic Soil Cover Complexes, 1972. Washington, DC.

^aClose drilled or broadcast.

^bIncluding right-of-way.

(reproduzida de WANIELISTA et al., 1997, p. 157).

Tabela 4.6 –	Valores of	do número	de escoa	amento	para	zonas	urbanas	e subi	urbanas
		(bibli	ografia I	Portugu	iesa).				

IJ

	TIPO DE SOLO				
UTILIZAÇÃO OU COBERIORA DO SOLO	A	В	С	D	
Zonas Cultivadas: Sem medidas de conservação do solo Com medidas de conservação do solo	72 62	81 71	88 78	91 81	
Pastagens ou Baldios: Em más condições Em boas condições	68 39	79 61	86 74	89 80	
Prado em boas condições	30	58	71	78	
Bosques ou Zonas Florestais: Cobertura má, sem "Mulch" Boa cobertura	45 25	66 55	77 70	83 77	
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golf, cemitérios, etc.			e la seco		
Boas condições: Relva cobrindo mais de 75% da área	39	61	74	80	
Condições razoáveis: Relva cobrindo 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 impermeavel)	81	88	91	93	
Zonas Residuais:					
< 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	

(reproduzida de CORREIA, 1984 b), p. 5).

					the second se	
UTILIZAÇÃO OU COBERTURA	CONDICÃES DE SUBEREÍCIE	TIPO DE SOLO				
00 5020	CONDIÇÕES DE SUPERFICIE		B	С	D	
Solo lavrado		77	86	91	94	
6 · · · ·	segundo o maior declive	64	76	84	88	
Culturas arvenses	segundo as curvas de nível	62	74	82	85	
	segundo as curvas de nível e em terraços	60	71	79	82	
	segundo o maior declive	62	75	83	87	
Rotações de cultura	segundo as curvas de nível	60	72	81	84	
	segundo as curvas de nível e em terraços	57	70	78	82	
	pobre	68	79	86	89	
	normal	49	69	79	84	
	boa	39	61	74	80	
Pastagens	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	
Fetradae	pavimento permeāvel	72	82	87	89	
23118083	pavimento impermeável	74	84	90	92	
• •	muito abertas ou de baixa transpiração	56	75	86	91	
	abertas ou de baixa transpi ração	46	68	78	84	
Florestas	normal	36	60	70	76	
	densas ou de alta transpir <u>a</u> ção	26	52	62	69	
	muito densas ou de alta transpiração	15	44	54	61	
Superfície impermeavel		100	10.0	100	100	

Tabela 4.7 – Valores do número de escoamento para zonas rurais (bibliografia Portuguesa).

(reproduzida de CORREIA, 1984 b), p. 6).

A finalizar o presente item, refere-se que, mediante a aplicação modelo de perdas do SCS a uma pequena bacia hidrográfica do Continente, PORTELA *et al.*, 2000 b) verificaram que tal modelo sobrestima as perdas de precipitação e, consequentemente, subestima as correspondentes precipitações efectivas.

Indicam, contudo, que tal facto não decorre tanto das perdas iniciais de precipitação, que podem até ser eliminadas adoptando $\psi=0$ na **equação (4.14),** mas fundamentalmente das perdas contínuas que o modelo introduz ao longo da chuvada.

Tais autores concluem, assim, que se afigura "que o modelo em consideração deveria ser objecto de pesquisa adicional que validasse consistentemente a sua aplicabilidade à análise de cheias em Portugal Continental, muito provavelmente introduzindo adequações na formulação matemática do modelo ou factores correctivos dos seus resultados.

Não obstante se reconhecer que o modelo de perdas do SCS conduz, em termos absolutos, a perdas de precipitação excessivas para Portugal Continental", admite-se que, em termos relativos, permita analisar comparativamente as perdas decorrentes de diferentes utilizações/ocupações do solo de uma pequena bacia hidrográfica, como sejam as perdas decorrentes da intensificação da ocupação urbana da bacia.

Em complemento da informação anterior regista-se que a consideração do número de escoamento, CN, permite introduzir a informação decorrente de diferentes ocupações do solo ou de alterações dessa ocupação noutro parâmetro hidráulico fundamental na análise de cheias, designadamente no tempo de concentração, t_c. De facto, exprimindo t_c o tempo que a gota de água precipitada no ponto cinematicamente mais afastado da secção de referência de uma bacia hidrográfica demora a alcançar tal secção, espera-se que tal tempo possa ser também influenciado por diferentes ocupações da bacia hidrográfica, desde que tais ocupações alterem as características do movimento de que resulta a concentração da água na respectiva secção de referência. Poderá ser esta a circunstância associada, por exemplo, à progressiva impermeabilização da superfície de uma bacia hidrográfica em consequência do aumento da área com ocupação urbana, eventualmente oferecendo menor resistência ao escoamento e promovendo a concentração mais rápida do escoamento à superfície do terreno, com consequente diminuição de t_c. Esta diminuição faz com que sejam determinantes da génese de cheias precipitações intensas com menores durações e, logo,

mais elevadas intensidades, conducentes, portanto e por si só, a maiores caudais de ponta de cheia. Ao anterior efeito alia-se a diminuição das perdas de precipitação em consequência do mencionado aumento da área impermeabilizada e da consequente redução da infiltração.

A fórmula que fornece o tempo de concentração em função também do número de escoamento foi proposta pelo *Soil Conservation Service*, SCS (Soil Conservation Service, 1972, *in* VIESSMAN e LEWIS, 1996, p. 183), sendo dada por:

$$t_{c} = \frac{100}{0.3048^{0.8}} \times \frac{L^{0.8} \times \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{1900 \times Sm^{0.5}}$$
(4.20)

em que são

t _c	tempo de concentração (min),
L	comprimento do curso de água principal (m),
Sm	declive médio da bacia hidrográfica (%),
CN	número de escoamento na bacia hidrográfica.

A título de exemplo, reproduz-se seguidamente (PORTELA *et al.*, 2000 b) uma tabela com os resultados da análise expedita das cheias na bacia hidrográfica do rio Maior, na secção com o mesmo nome (área de 34.4 km²) obtidos mediante consideração, para além da actual ocupação do solo, de dois cenários caracterizados por maior incidência das áreas impermeáveis, em resultado da expansão urbanística.

Tabela 4.8 – Caudais de ponta de cheia na bacia hidrográfica do rio Maior na situaçãoactual e em dois cenários de expansão da área urbana.

			Situação actual	Cenário 1	Cenário 2
Ocupação	Área	(km²)	2.5	6.9	13.8
urbana	Percentagem da área	(%)	7	20	40
Número o	de escoamento	(-)	86	89	92
Tempo d	Tempo de concentração (h)		1.84	1.64	1.45
	Precipitação de projecto	(mm)	37.5	36.0	34.4
Período de	Perdas de precipitação	(mm)	19.7	16.8	13.4
retorno de	Precipitação efectiva	(mm)	17.9	19.2	20.9
T=100 anos	Intensidade da precipitação efectiva	(mm/h)	9.7	11.7	14.4
	Caudal de ponta de cheia	(m³/s)	91	110	135
	Precipitação de projecto	(mm)	44.9	43.1	41.2
Período de	Perdas de precipitação	(mm)	21.5	18.2	14.4
retorno de	Precipitação efectiva	(mm)	23.4	24.9	26.8
T=500 anos	Intensidade da precipitação efectiva	(mm/h)	12.7	15.2	18.5
	Caudal de ponta de cheia	(m³/s)	119	142	173



Exercício de exemplificação Perdas de precipitação para o escoamento: método do índice ¢. Modelo

de perdas do SCS

Numa bacia hidrográfica com a área de 86 km² ocorreu a precipitação acumulada que se apresenta na tabela seguinte (precipitação em função da duração da precipitação), na sequência da qual teve lugar uma cheia com considerável importância na secção de referência da bacia.

Tempo	Precipitação acumulada	Tempo	Precipitação acumulada
(n)	(mm)	(n)	(mm)
0.00	0	4.25	92
0.25	15	4.50	92
0.50	40	4.75	98
0.75	45	5.00	100
1.00	50	5.25	100
1.25	58	5.50	100
1.50	69	5.75	100
1.75	73	6.00	102
2.00	75	6.25	105
2.25	75	6.50	108
2.50	75	6.75	110
2.75	84	7.00	114
3.00	86	7.25	115
3.25	86	7.50	115
3.50	87	7.75	120
3.75	88	8.00	122
4.00	88		

Considere que, durante o anterior acontecimento pluvioso, as perdas iniciais de precipitação foram de 11 mm e que, uma vez satisfeitas tais perdas, se registou a perda contínua de 3.0 mm/h. Calcule, nessas condições:

- a) O volume do escoamento directo causado pela anterior precipitação.
- b) O correspondente número de escoamento fornecido pelo modelo de perdas do SCS para condições antecedentes de humidade médias, AMC(II). Em sua opinião, poder-se-á tratar de uma bacia hidrográfica essencialmente coberta por floresta? Justifique.

Resolução

Tem	po (h)	Precipitaçã	o total (mm)	Precipitação	Tem	oo (h)	Precipitaçã	o total (mm)	Precipitação
		Acumulada	Incremental	efectiva			Acumulada	Incremental	efectiva
(h)	(min)	(mm)	(mm)	(mm)	(h)	(min)	(mm)	(mm)	(mm)
0.00	0	0			4.75	285	98	6	5.25
0.18	11	11	11	0.00	5.00	300	100	2	1.25
0.25	15	15	4	3.80	5.25	315	100	0	0.00
0.50	30	40	25	24.25	5.50	330	100	0	0.00
0.75	45	45	5	4.25	5.75	345	100	0	0.00
1.00	60	50	5	4.25	6.00	360	102	2	1.25
1.25	75	58	8	7.25	6.25	375	105	3	2.25
1.50	90	69	11	10.25	6.50	390	108	3	2.25
1.75	105	73	4	3.25	6.75	405	110	2	1.25
2.00	120	75	2	1.25	7.00	420	114	4	3.25
2.25	135	75	0	0.00	7.25	435	115	1	0.25
2.50	150	75	0	0.00	7.50	450	115	0	0.00
2.75	165	84	9	8.25	7.75	465	120	5	4.25
3.00	180	86	2	1.25	8.00	480	122	2	1.25
3.25	195	86	0	0.00					
3.50	210	87	1	0.25	Total (mm)			92	71.80
3.75	225	88	1	0.25	Volume do e	scoamento di	recto (m ³ /s)		6.17
4.00	240	88	0	0.00			· · · ·		
4.25	255	92	4	3.25	Retenção po	tencial máxin	na, S (mm)	1().4
4.50	270	92	0	0.00	Número de e	escoamento, (CN	96.1	(Zona urbana)

4.5. MODELOS DE INFILTRAÇÃO

4.5.1. Introdução

A infiltração diz respeito à passagem de água através da superfície do solo para o seu interior. Tal processo não pode ser confundido com a percolação da água do solo ou seja com o processo de movimento, sob a acção da gravidade, da água através do interior do solo. Os dois anteriores processos complementam-se e não devem ser separados pois a taxa de infiltração é controlada pela taxa de percolação da água no interior do solo, continuando-se a percolação após ter cessado a infiltração, à medida que a água infiltrada é redistribuída (LINSLEY *et al.*, 1972, p. 180 e p. 237, e RAWLS *et al.*, 1992, p. 5.4).

A infiltração e o movimento da água no solo desempenham um papel fundamental no escoamento superficial, na recarga dos aquíferos, na evapotranspiração, na erosão do solo e no transporte de substâncias químicas no interior do solo.

A máxima taxa a que, sob dadas condições e em cada instante, a água penetra através da superfície do solo é designada por alguns autores por **capacidade de infiltração** (LINSLEY *et al.*, 1982, p.237). A **taxa efectiva de infiltração** iguala a **capacidade de infiltração** sempre que à superfície do solo exista água disponível para o processo da infiltração. Provindo tal abastecimento de água da precipitação, pode, então, afirmar-se que a **taxa efectiva de infiltração** iguala a **capacidade de infiltração** se esta capacidade for inferior à **intensidade da precipitação**. Caso contrário, ocorrerá uma **taxa efectiva de infiltração** igual à **intensidade da precipitação**.

No prosseguimento da apresentação admitir-se-á que existe água disponível à superfície do solo para a infiltração pelo que, em cada instante, a taxa de penetração da água no solo será igual à **capacidade de infiltração** que, para simplificar, será referenciada por **taxa de infiltração**. A correspondente altura de água infiltrada até aquele instante designar-se-á por **infiltração acumulada**.

O interior de um solo apresenta normalmente canais não capilares, através dos quais a água do solo se escoa no sentido descendente, por acção da gravidade, em direcção aos estratos situados a menores cotas e às reservas subterrâneas. Neste movimento a água é sujeita a forças capilares, ficando parcialmente retida em interstícios capilares, pelo que a quantidade de água que atinge os horizontes do solo sucessivamente a menores cotas diminui. Este

processo conduz ao **aumento da resistência ao escoamento gravítico da água do solo na camada superficial**, com consequente **diminuição da taxa de infiltração** à medida que se continua a precipitação.

Em condições de disponibilidade hídrica à superfície do terreno, a **infiltração** depende de numerosos **factores**, para além da **intensidade** e da **duração da precipitação**. Referem-se, de entre esses factores, o **tipo**, **textura**, **uso** e **ocupação do solo**, o **teor de humidade do solo** e a **existência ou não de uma crosta superficial compactada**. Nas **Figuras 4.29** e **4.30** esquematizam-se os efeitos na infiltração dos anteriores factores.

Na **Tabela 4.9** apresenta-se uma classificação dos solos fazendo intervir a taxa de infiltração e na **Tabela 4.10**, uma caracterização do efeito do revestimento naquela taxa. Observa-se que os grupos de solos da **Tabela 4.9** e do modelo de perdas da precipitação do SCS (**item 4.4.2**) coincidem.



Figura 4.29 – Taxas de infiltração para solos com diferentes: a) texturas; b) coberturas vegetal e c) utilizações (reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, p. 180).



Figura 4.30 – Influência do teor volúmico de humidade do solo, θ , na taxa de infiltração (reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, 1984, p. 181).

Tabela 4.9 – Classificação dos solos em função dos respectivos valores mínimos da taxa de infiltração, atingidos após longos períodos de humedecimento e

Grupo de solos	Valor mínimo da taxa de infiltração	Características do solo
	mm/h	
А	8 - 12	Areias profundas, loesses profundos, solos agregados
В	4 – 8	Loesses pouco profundos e solos franco arenosos
С	1 – 4	Solos franco argilosos, solos franco arenosos pouco
		profundos, solos com baixo teor em matéria orgânica e
		solos com elevado teor em argila.
D	0 – 1	Solos com grande percentagem de matérias expansíveis,
		argilas plásticas pesadas e alguns solos salinos

quando cultivados em linhas (reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, 1984, p. 180).

Tabela 4.10 – Variação da taxa de infiltração com o revestimento vegetal

(reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, 1984, p. 182).

Reve	Taxa de infiltração (mm/h)	
Pasto permanente	– velho	57
	 moderadamente revestido 	19
	 pouco revestido 	13
Cultura em faixas	-	10
Mato ou cereal		9
Terra lavrada		7

4.5.2- Modelo de Horton

Como referido, a **taxa de infiltração** ao longo de um acontecimento pluvioso tende a decrescer a partir um valor inicial máximo. Se a duração da precipitação for suficientemente grande, tal taxa atingirá um **valor mínimo**, sensivelmente constante, correspondente a uma **taxa de infiltração de equilíbrio – Figura 4.31** (WILSON, 1983, p. 59 a 61, SHAW, 1984, p. 134, CHOW *et al.*, 1988, p. 109, RAWLS *et al.*, 1992, p. 5.30 e 5.31, e WANIELISTA *et al.*, 1997, p. 150 a 152).



Figura 4.31 – Infiltração de acordo com o modelo de Horton.

O anterior tipo de variação conduziu **Horton** a propor o seguinte modelo **empírico de três parâmetros**, f_0 , f_c e k, para a taxa de infiltração (HORTON, 1933, *in* PONCE 1989, p. 34, e HORTON, 1940, *in* SHAW, 1984, p. 134):

$$f = f_{c} + (f_{0} - f_{c}) e^{-k t}$$
(4.21)

em que são

- f **taxa de infiltração no instante t** [L T⁻¹];
- f_0 taxa inicial de infiltração (t=0) [L T⁻¹];
- f_c taxa de infiltração de equilíbrio $(t \rightarrow \infty) [L T^1];$
- k **constante** característica do solo e do revestimento superficial e que descreve o decréscimo da taxa de infiltração de f_0 para f_c [T];
- t instante de cálculo [T].

Na **Figura 4.32** esquematiza-se a influência da constante k na forma da curva que traduz o decréscimo da taxa de infiltração.



Figura 4.32 – Efeito da constante k da equação de Horton na variação da taxa de infiltração (reproduzida de CHOW *et al.*, 1988, p. 109).

A integração da **equação (4.21)** entre os instantes inicial (t=0) e genérico, t, permite obter a **infiltração acumulada**, F [L], ao fim do instante t (**Figura 4.31**)

$$F = f_{c} t + \frac{1}{k} (f_{0} - f_{c}) (1 - e^{-k t})$$
(4.22)

A integração também da **equação** (4.21), mas entre os instantes t=0 e t= ∞ , fornece a seguinte infiltração acumulada correspondente a taxas de infiltração superiores ou iguais a f_c (PONCE, 1989, p. 34)

$$F = \frac{\left(f_0 - f_c\right)}{k}$$
(4.23)

A anterior equação permite calcular a infiltração acumulada para $f \ge f_c$ desde que se considere que a duração da precipitação é suficientemente longa para se atingir a taxa de infiltração de equilíbrio.

Os parâmetros f_0 , f_c e k têm de ser determinados experimentalmente. Na **Tabela 4.11** apresentam-se, a título indicativo, valores característicos da taxa de infiltração ao fim de uma hora.

16.09

12.93

29.02

32.00

2.98

Tabela 4.11 – Valores característicos da taxa de infiltração ao fim de 1 hora, f₁

(reproduzida de LENCASTRE e FRANCO, 1984).

Grupo de solos	f1 (mm/h)
Com infiltração elevada (solos arenosos)	12.50 - 25.00
Com infiltração média (solos francos e siltosos)	2.50 - 12.50
Com infiltração baixa (solos argilosos e franco argilosos)	0.25 - 2.50

Exercício de exemplificação Infiltração. Modelo de Horton

A capacidade de infiltração, f (mm/h) no instante t (h) e a infiltração acumulada, F (mm), até àquele instante, estabelecidas recorrendo ao modelo de Horton, são respectivamente dadas pelas seguintes expressões:

$$F = 5 + 15 e^{-0.8 t}$$

 $F = 5 t + 18.75 (1 - e^{-0.8 t})$

Considerando que apenas as perdas de precipitação devidas à infiltração são relevantes, determine tais perdas e a precipitação efectiva correspondente à precipitação com a intensidade constante de 8 mm/h e com a duração de 4 h.

Complemente a sua resposta por um gráfico que represente qualitativamente as curvas correspondentes à capacidade de infiltração e à taxa efectiva de infiltração. Assinale, em tal gráfico, as áreas representativas dos valores acumulados das perdas de precipitação e da precipitação efectiva para a chuvada considerada.

Resolução

a) Instante para o qual a taxa de infiltração é igual à intensidade da precipitação

- $f = 5 + 15 e^{-0.8 t} = 8 \text{ mm/h}$ $rac{1}{100} t = 2.012 \text{ h}$
- b) Perda inicial de precipitação

 $P_{inicial} = 8 \times 2.012 = 16.094 \text{ mm}$

- c) Perda contínua de precipitação = Infiltração acumulada entre as 2.012 h e as 4.000 h $P_{contínua} = F(4.000h) F(2.012h) = 12.927 \text{ mm}$
- d) Perda total de precipitação
 - $P_{inicial} + P_{contínua} = 29.021 \text{ mm}$

e) Precipitação efectiva = Precipitação total - Perda total

32.000 – 29.021 = 2.979 mm

Ter	npo	Precipita	ição total	Infiltraçã	io teórica	
		Intensidade	Acumulada	Таха	Acumulada	
(min)	(h)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	
0.000	0.000	8.000	0.000	20.00	0.00	
30.000	0.500	8.000	4.000	15.05	8.68	Perda inicial (mm)
60.000	1.000	8.000	8.000	11.74	15.33	Perda contínua (mm)
90.000	1.500	8.000	12.000	9.52	20.60	Perda total (mm)
120.000	2.000	8.000	16.000	8.03	24.96	
120.708	2.012	8.000	16.094	8.00	25.06	Precpitação total (mm)
150.000	2.500	8.000	20.000	7.03	28.71	Precpitação efectiva (mm
180.000	3.000	8.000	24.000	6.36	32.05	
210.000	3.500	8.000	28.000	5.91	35.11	
240.000	4.000	8.000	32.000	5.61	37.99	

axa (mm/h) 6.0 2.0 8.0 4.0 0.0 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 Tempo					-				
20.0 16.0 12.0 Perda incial 0.0 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 Tempo	"axa (mm/h)								
Perda incial Precipitação efectiva 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 Tempo	20.0			- :					
Perda incial Precipitação efectiva 4.0 Perda incial 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 Tempo Tempo Tempo 3.5 Tempo	16.0								
Perda incial Precipitação efectiva 4.0 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 Tempo	10.0	1.							
8.0 4.0 0.0 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 Tempo	12.0								
4.0 9.0 0.0 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 Tempo	8.0					Pr	ecipitaçã	o efectiva	
4.0 Perda contínua 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 Tempo	Per	da incial							
0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 Tempo	4.0						Perda c	ontínua	
0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 Tempo	0.0								
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5 Terr	4 po (h

4.5.3 – Modelo de Green e Ampt

O modelo de Green e Ampt (1911) (CHOW *et al.*, 1988, p. 110 a 115, RAWLS *et al.*, 1992, p. 5.32 a 5.34, WANIELISTA *et al.*, 1997, p. 150 a 152) para estimar a infiltração, embora aproximado, é fisicamente baseado pois foi estabelecido a partir da aplicação da lei de Darcy. A forma diferencial desta lei para escoamento permanente num solo saturado é dada por

$$q = -K \frac{dH}{dz}$$
(4.24)

em que q $[L T^{-1}]$ é o caudal por unidade de área na secção transversal (secção perpendicular à direcção do escoamento) de uma coluna de solo de comprimento elementar, segundo as linhas de corrente, dz [L] é tal que a diferença entre as cargas hidráulicas nos extremos dessa coluna é dH [L]. K $[L T^{-1}]$ é uma constante de proporcionalidade designada por **condutividade hidráulica**.

O método de Green e Ampt admite os seguintes pressupostos – Figura 4.33:



Figura 4.33 – Modelo de Green e Ampt.

• A superfície do solo está coberta por uma camada de água com espessura desprezável (Figura 4.33 – $H_0 \approx 0$).

- No interior do solo existe uma frente de encharcamento que pode ser visualizada como um plano que separa uma zona superior, uniformemente saturada, de uma zona inferior não saturada, com um teor de humidade uniforme. O conteúdo de água na zona acima da frente de encharcamento permanece constante ao longo do processo de infiltração.
- Imediatamente acima da frente de encharcamento existe uma pressão negativa constante a que corresponde um potencial matricial, Ψ, que, não obstante o movimento daquela frente, permanece constante.

Nas anteriores condições a **taxa de infiltração**, $f(t) [L T^{-1}]$, é dada por

$$f(t) = K \frac{L + \Psi}{L}$$
(4.25)

em que K $[L T^{-1}]$ é a condutividade hidráulica, $\Psi [L]$, o potencial matricial ("*sucção*") na frente de encharcamento e L [L], a profundidade a que se encontra esta frente, representando, portanto, a extensão do percurso de percolação da água.

O volume de água infiltrada ou infiltração acumulada no instante t, F(t) [L], obtém-se por aplicação da equação da continuidade, sendo dado pelo produto da diferença entre os conteúdos de água (teores volúmicos de humidade^{4.2}) no solo final e inicial pelo comprimento L, ou seja

$$F(t) = L (\theta s - \theta i)$$
(4.26)

sendo θ i, o **teor volúmico inicial de humidade** do solo e θ s, o **teor volúmico de humidade correspondente à saturação** do solo acima da frente de encharcamento. Em condições de saturação, este último teor iguala a **porosidade do solo**^{4,3}, η (θ s = η).

^{4.2} O teor volúmico de humidade é definido pela razão entre o volume de água de um solo e o seu volume total. Pode ser também expresso em milímetros de água por metro de solo (mm/m), representando, neste caso, o quociente entre a altura da água contida num prisma de solo, uniformemente distribuída sobre uma base com a mesma área da base do prisma, e a altura desse prisma de solo (HIPÓLITO, 1996).

^{4.3} A porosidade do solo é definida pelo quociente (que, à semelhança do teor volúmico de humidade, pode também ser expresso em mm por m de solo) entre o volume ocupável por fluídos e o volume total de solo. O teor volúmico de humidade iguala o produto da porosidade pelo grau de saturação. Em condições de saturação, este grau é unitário (pois a água preenche todo o espaço entre partículas do solo) atingido o teor volúmico de humidade o seu valor máximo, igual à porosidade.

Retirando da equação (4.26) o valor de L, introduzindo-o na equação (4.25) e expressando f(t) e F(t) apenas por f e F obtém-se a equação de Green e Ampt para a taxa de infiltração

$$f = K \left[1 + \frac{(\theta s - \theta i) \Psi}{F} \right]$$
(4.27)

que exprime o facto de a **taxa de infiltração num dado instante ser função da infiltração** acumulada até esse instante.

Por integração da equação (4.27), atendendo a que L=0 para t=0, resulta a equação de Green e Ampt para a infiltração acumulada

$$F = Kt + (\theta s - \theta i) \Psi \ln \left[1 + \frac{F}{(\theta s - \theta i) \Psi} \right]$$
(4.28)

ou, sendo $\theta s = \eta$ em condições de saturação,

$$F = Kt + (\eta - \theta i) \Psi \ln \left[1 + \frac{F}{(\eta - \theta i) \Psi} \right]$$
(4.29)

A determinação da **infiltração acumulada** baseada nas **equações (4.28)** ou (**4.29**) tem de utilizar um **processo iterativo**. Avaliada esta infiltração é possível, por meio da **equação (4.27)**, estimar a correspondente taxa de infiltração.

A aplicação do modelo de Green e Ampt para cálculo de f ou de F requer a estimativa prévia da **condutividade hidráulica**, K, do **potencial matricial na frente de encharcamento**, Ψ , da **porosidade do solo**, η , e do **teor inicial de humidade do solo**, θ i. Embora estes parâmetros tenham de ser avaliados experimentalmente, existem tabelas que, exceptuando θ i, indicam valores para os restantes parâmetros que podem ser utilizados como primeiras estimativas – **Tabela 4.12**.

Regista-se que a **Tabela 4.12** fornece a **condutividade hidráulica saturada**, **Ks**, e não a **condutividade hidráulica na frente de encharcamento**, K, geralmente menor que Ks devido ao aprisionamento de ar na zona molhada. Contudo, a condutividade K pode ser estimada em cerca de metade de Ks, em solos de textura ligeira (ex.: arenosos), e em cerca de um quarto de Ks, para solos de textura mais pesada (ex.: argilosos) (SANTOS, 1999, p. 55).

Classe de	textura – designação:	Porosidade	Potencial matricial na	Condutividade	
			frente de encharcamento	hidráulica saturada	
Inglesa	Portuguesa	η	Ψ (cm)	Ks (cm/h)	
Sand	Solo arenoso	0.437 (0.374 – 0.500)	4.95 (0.97 - 25.36)	23.56	
Loamy sand	Solo arenoso franco	0.437 (0.363 - 0.506)	6.13 (1.35 – 27.94)	5.98	
Sandy loam	Solo franco arenoso	0.453 (0.351 - 0.555)	11.01 (2.67 – 45.47)	2.18	
Loam	Solo franco	0.463 (0.375 - 0.551)	8.89 (1.33 - 59.38)	1.32	
Silt loam	Solo franco siltoso	0.501 (0.420 - 0.582)	16.68 (2.92 – 95.39)	0.68	
Sandy clay loam	Solo franco argiloso arenoso	0.398 (0.332 - 0.464)	21.85 (4.42 - 108.00)	0.30	
Clay loam	Solo franco argiloso	0.464 (0.409 - 0.519)	20.88 (4.79 – 91.10)	0.20	
Silty clay loam	Solo franco argiloso siltoso	0.471 (0.418 - 0.524)	27.30 (5.67 – 131.50)	0.20	
Sandy clay	Solo argiloso arenoso	0.430 (0.370 - 0.490)	23.90 (4.08 - 140.20)	0.12	
Silty clay	Solo argiloso siltoso	0.479 (0.425 - 0.533)	29.22 (6.13 – 139.40)	0.10	
Clay	Solo argiloso	0.475 (0.427 - 0.523)	31.63 (6.39 – 156.50)	0.06	

 Tabela 4.12 – Estimativas dos parâmetros do modelo de Green e Ampt

(adaptada de RAWLS et al., 1992, p. 5.34).

4.5.4 Considerações finais sobre os modelos de infiltração de Horton e de Green e Ampt

Os modelos apresentados em **4.5.2**. e **4.5.3**. consideram que a água necessária à infiltração está sempre disponível à superfície do solo pelo facto de a intensidade da precipitação exceder a taxa de infiltração. São, de facto, modelos para a **capacidade de infiltração**, conforme definição apresentada em **4.5.1**.

Se a intensidade da precipitação for inferior à capacidade de infiltração, a taxa de infiltração que efectivamente se verifica, ou **taxa efectiva de infiltração**, até ao encharcamento da superfície do solo passa a estar limitada por aquela intensidade. Tal efeito está representado na **Figura 4.34**, embora de modo aproximado.





(adaptada de CHOW et al., 1988, p. 119).

5. RESUMO DAS COMPONENTES DO HIDROGRAMA DA CHEIA OBSERVADO E DO CORRESPONDENTE HIETOGRAMA DA PRECIPITAÇÃO TOTAL

Na **Figura 5.1** resumem-se as componentes do hidrograma observado e do hietograma da precipitação que, directa ou indirectamente, decorrem da aplicação das noções e dos modelos apresentados nos itens precedentes. Tal figura pressupõe que a precipitação, não obstante variar no tempo, é uniforme sobre a bacia hidrográfica.

Por intervir nos modelos de alguns hidrogramas unitários sintéticos, designadamente nos hidrogramas unitários sintéticos de Snyder e do SCS, na **Figura 5.1** incluiu-se a representação do **tempo de resposta, tempo de atraso** ou **tempo de** *lag*, definido como sendo o intervalo de tempo que decorre entre o centro de gravidade do hietograma da precipitação efectiva e a ocorrência do caudal de ponta de cheia do hidrograma.

Regista-se que a forma do ramo ascendente do hidrograma de cheia é mais sensível às características da precipitação, enquanto a forma do ramo descendente de tal hidrograma resulta fundamentalmente das características fisiográficas e geológicas da bacia hidrográfica.

De acordo com LENCASTRE e FRANCO, 1984, as características da precipitação que influenciam a forma do hidrograma e o volume do escoamento superficial são a intensidade, duração e distribuição espacial da precipitação e a direcção de propagação da chuvada.

De entre aquelas características fisiográficas LENCASTRE e FRANCO, 1984, referem a área e a forma da bacia hidrográfica, a densidade da rede hidrográfica, os declives do terreno e dos cursos de água e as obstruções ocorrentes à superfície do terreno e ao longo daquela rede, podendo ainda acrescentar-se o uso e ocupação do solo, incluindo, por exemplo, o tipo e a extensão do coberto vegetal.

As características geológicas e geotécnicas influenciam a forma dos hidrogramas na medida em que condicionam o escoamento de base.



Figura 5.1 – Componentes do hidrograma de cheia observado e do correspondente hietograma da precipitação.

6. DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

6.1. CONCEITOS GERAIS. PRINCÍPIOS, PRESSUPOSTOS E LIMITAÇÕES

O modelo do hidrograma unitário, desenvolvido por Sherman (SHERMAN, 1932, *in* SHAW, 1984, p. 326), é amplamente aplicado na análise de cheias, especialmente quando é requerido o estabelecimento de hidrogramas de cheias ou quando as precipitações de projecto são descritas por hietogramas não uniformes.

Como apresentado no item 1, o hidrograma unitário com a duração D, HUD, é o hidrograma do escoamento directo provocado numa secção de um curso de água por uma precipitação útil ou efectiva, considerada unitária, com intensidade constante no tempo e aproximadamente uniforme sobre a bacia hidrográfica e com duração D.



Tempo

Figura 1.3 – Hidrograma unitário com duração D, HUD (adaptada de PONCE, 1989, p. 168).

A referência a um hidrograma unitário tem necessariamente de incluir a indicação da duração D e do valor da precipitação efectiva para que foi obtido. Esta precipitação é normalmente de 1 mm, 1 cm ou 1 polegada, embora se possam adoptar outras precipitações (WILSON, 1983, p. 142). Observa-se que as ordenadas do HUD representam caudais pelo que, no Sistema Internacional, vêm expressas em m³/s. De modo simplificado, tais ordenadas podem ser entendidas como caudais por unidade da precipitação efectiva subjacente à obtenção daquele hidrograma.

A aplicação do modelo hidrograma unitário assenta nos dois seguintes **princípios** (LENCASTRE e FRANCO, 1984, p. 306 e QUINTELA, 1996, p. 10.34) – **Figuras 6.1** e **6.2**:

- **Princípio da proporcionalidade**: o hidrograma do escoamento directo provocado numa dada secção de um curso de água por uma precipitação efectiva de n unidades, de intensidade constante no tempo e uniforme sobre a bacia hidrográfica e com duração D, obtém-se multiplicando por n as ordenadas do respectivo HUD.
- **Princípio da sobreposição**: o hidrograma do escoamento directo provocado numa secção de um curso de água pela sucessão de vários acontecimentos de precipitação efectiva, cada um com a mesma duração D e com intensidade constante e uniforme sobre a bacia hidrográfica, obtém-se pela sobreposição, com o devido desfasamento no tempo, dos hidrogramas que resultam, pelo princípio da proporcionalidade do HUD, daqueles sucessivos acontecimentos.

A teoria do hidrograma unitário admite como pressupostos fundamentais que a **bacia hidrográfica se comporta como um sistema linear e invariante** em termos do processo de formação de cheias.

Um sistema diz-se **linear** quando um acréscimo no estímulo a que é sujeito produz um acréscimo na resposta do sistema na mesma proporção do acréscimo do estímulo, podendo, assim, serem sobrepostas as respostas do sistema a sucessivos estímulos (PILGRIN e CORDERY, 1992, p. 9.11).

A hipótese da bacia hidrográfica se comportar como um **sistema linear**, que sustenta os **princípios da proporcionalidade** e da **sobreposição** subjacentes à aplicação do modelo do hidrograma unitário, tem sido frequentemente apontada como uma importante limitação de tal modelo por não ser estritamente correcta.





(reproduzida de LENCASTRE e MELO, 1984, p. 307).



Figura 6.2 – Etapas de aplicação do modelo do modelo do hidrograma unitário.

De facto, não é provável que a resposta da bacia hidrográfica a uma precipitação efectiva se apresente como uma função linear pois o caudal e, consequentemente, a velocidade do escoamento são funções não lineares da altura do escoamento.

Concretamente, quanto maior for esta altura, maior será a velocidade do escoamento pelo que, em contradição com o princípio da proporcionalidade, serão previsivelmente diferentes os tempos de base dos hidrogramas do escoamento directo resultantes de precipitações com a mesma duração mas intensidades diferentes.

Por outras palavras, é de esperar que a velocidade média do escoamento aumente à medida que aumenta o caudal escoado, em contraste com a situação, pressuposta por um comportamento linear, de velocidade média constante independentemente do caudal escoado.

Alguns autores sugerem que as incorrecções que decorrem da não verificação da hipótese de linearidade do sistema podem ser minimizadas se as magnitudes das cheias utilizadas no estabelecimento do hidrograma unitário não diferirem muito das magnitudes das cheias de projecto que se pretendem calcular por aplicação daquele hidrograma. Tal procedimento é algo teórico pois, de um modo geral, as cheias adoptadas no projecto de obras hidráulicas têm carácter muito mais excepcional que o das maiores cheias observadas susceptíveis de serem utilizadas no estabelecimento de hidrogramas unitários.

O pressuposto de **invariância temporal** é, por vezes, também discutível pois uma mesma precipitação efectiva ocorrendo em épocas do ano distintas pode ocasionar diagramas do escoamento directo distintos. De facto, desenvolvimentos diferentes do coberto vegetal da bacia hidrográfica introduzem resistências ao escoamento diferentes, favorecendo-o ou não, e, consequentemente, ocasionando diferentes hidrogramas de cheia.

Por último regista-se que a teoria do hidrograma unitário considera que a **precipitação efectiva** é **uniforme** na bacia hidrográfica o que poderá corresponder a uma aproximação tanto mais grosseira, quanto maior for a área daquela bacia.

Contudo, não existe uma indicação precisa sobre o limite superior da área de uma bacia hidrográfica ainda compatível com a aplicação da teoria do HUD. De facto, esta teoria foi originalmente desenvolvida com base em bacias hidrográficas com áreas variando entre 1 300 e 8 000 km² (SHERMAN, 1932, *in* PONCE, 1989, p.170). LINSLEY *et al.*, p. 216,

referem, contudo, que o hidrograma unitário não deve ser aplicado a bacias com áreas superiores a 5 000 km² por forma a assegurar que a variabilidade espacial da precipitação não é tão significativa que comprometa os resultados da análise de cheias baseada no HUD. A tendência actual é aplicar a teoria do hidrograma unitário a bacias hidrográficas com menores áreas, compreendidas entre 2.5 e 250 km² (PONCE, 1989, p. 170), tendo ainda tal teoria demonstrado a sua aplicabilidade a bacias com reduzidas áreas, compreendidas entre 0.5 ha e 25 km² (CHOW *et al.*,1988, p. 214).

Também não existe uma indicação precisa quanto à **duração**, D, da precipitação efectiva associada à definição do hidrograma unitário. Na medida em que as ordenadas do hidrograma unitário são discretizadas de D em D, tal duração deve ser suficientemente pequena de forma a permitir descrever com algum pormenor aquele hidrograma. Uma duração D suficientemente pequena, possibilita também mais rigor na descrição temporal dos hietogramas a que o hidrograma unitário vai ser aplicada tendo em vista a obtenção de hidrogramas de cheia.

PILGRIN e CORDERY, 1992, p. 9.27, indicam que a duração D não deve exceder um quarto do tempo de subida daquele hidrograma. QUINTELA, 1996, p. 10.36, citando outros autores, refere que a duração D da precipitação efectiva não deve exceder um quinto a um quarto do tempo de *lag* ou de atraso da bacia hidrográfica, ou um quarto a um terço do tempo de concentração de tal bacia. RIBEIRO, 1987, p. 157, sugere um limite máximo da duração D expressa em função do tempo de concentração ligeiramente diferente do precedente: um quinto a um terço daquele tempo.

HIPÓLITO, 1987, p. 5.2.2., indica que na dedução de hidrogramas unitários a partir de chuvadas intensas e isoladas, que produzem hidrogramas de cheia simples, a duração D deve ser aproximadamente um quinto do tempo de subida do correspondente hidrograma do escoamento directo.

Por fim, VIESSMAN e LEWIS, 1996, p. 191, fixam a duração D da precipitação efectiva entre aproximadamente 10 e 30% do tempo de atraso ou de *lag* da bacia hidrográfica. De acordo com aqueles autores (p. 184 e 185), este tempo pode ser avaliado com base na seguinte equação, desenvolvida por Snyder a partir de estudos efectuados na região das Terras Altas Apalachianas (CHOW *et al.*, 1988, p. 224):

V

$$t_{lag} = C_1 C_t (L_c L)^{0.3}$$
(6.1)

em que são

- t_{lag} tempo de *lag* ou de atraso (h),
- L_c distância, medida ao longo do curso de água principal, entre a secção que define a bacia hidrográfica e a secção à menor distância possível do centro de gravidade da bacia hidrográfica,
- L comprimento do curso de água principal, desde a secção que define a bacia hidrográfica até à secção extrema de montante, acrescido da distância entre esta última secção e o limite da bacia hidrográfica (maior extensão do percurso superficial ou, na nomenclatura inglesa, *longest flow path*),
- Ct coeficiente adimensional representando variações consoante o tipo e de localização dos cursos de água, embora não lhe seja reconhecido significado físico, sendo necessário proceder à sua aferição tendo por base hidrogramas e hietogramas observados
- C_1 coeficiente adimensional de conversão de unidades tomando os valores de 0.75 ou de 1.00 consoante que para L e L_c são expressos em quilómetros ou em milhas.

O coeficiente C_t inclui os efeitos decorrentes do declive e do armazenamento na bacia hidrográfica. Com base na região em que os estudos foram desenvolvidos, concluiu-se que C_t variava entre 1.8 e 2.2, correspondendo os menores valores de C_t a bacias com maiores declives.

Não obstante as aproximações e as limitações que se reconhecem, a teoria do hidrograma unitário tem, como referido, ampla utilização pela sua versatilidade e simplicidade de cálculo comparativamente a outras formulações – **Figura 6.3**. Acresce que estas formulações, por mais complexas que sejam, não permitem ultrapassar, quer o facto de os processos presentes na génese de cheias não serem passíveis de uma descrição matemática exacta, quer as imprecisões de que, por regra, enfermem os dados hidrológicos necessários ao estabelecimento dos modelos.

6.6



Figura 6.3 – Representação esquemática da aplicação do modelo do hidrograma unitário à obtenção de hidrogramas de cheia.

6.2. ESTABELECIMENTO DE HIDROGRAMAS UNITÁRIOS

6.2.1 Introdução

O hidrograma unitário para uma dada bacia hidrográfica pode ser estabelecido por métodos:

- a) Directos, a partir de hidrogramas observados e dos hietogramas da precipitação que os originaram. Tais métodos só são, contudo, aplicáveis se existirem, tanto estações hidrométricas nas secções de referência das bacias hidrográficas para as quais se pretendem estabelecer os hidrogramas unitários, como registos de precipitação associados às cheias observadas naquelas estações com discretização temporal adequada.
- b) Indirectos, a partir de hidrogramas unitários sintéticos, que não utilizam registos hidrométricos, apoiando-se, antes, em características fisiográficas das bacias hidrográficas em que se pretende efectuar a análise de cheias.

O estabelecimento de hidrogramas unitários por métodos directos é objecto de desenvolvimento adequado em HIPÓLITO, 1987^{6.1}, que se complementa mediante a inclusão de algumas observações, nomeadamente, envolvendo o método numérico de dedução do HUD. Assim, a apresentação que se segue teve por objectivo fundamental particularizar os métodos indirectos de estabelecimento de hidrogramas unitários.

6.2.2 Métodos directos: método dos mínimos quadrados e da programação linear

Apresentam-se, neste item, aspectos gerais relativos à obtenção do HUD conhecidos um hidrograma do escoamento directo e o hietograma da precipitação efectiva que originou tal hidrograma. Para o efeito, mencionar-se-ão dois métodos, o dos mínimos quadrados e o da programação linear.

Considere-se que se conhece o hidrograma unitário com a duração D para a precipitação efectiva de P milímetros com ordenadas genéricas ui, apresentadas na **Figura 6.4**, e que se pretende obter o hidrograma de cheia correspondente ao escoamento directo para a precipitação efectiva uniforme na bacia hidrográfica caracterizada pelo hietograma também esquematizado naquela figura.



Princípio da proporcionalidade 🦳 🛌													
						Princípio da sobreposição							
Tempo Ordenadas Caudais dos hidrogramas de cheia correspondentes ao escoamento directo (m ³ /s)													
	HUD		Hidrogramas	"parcelares	"	Hidrograma final							
(unidades		P1	P2	•••••	P3								
de D)	(m ³ /s/P mm)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m3/s)							
0	0	0				0							
1	u1	P1/P u1	0			P1/P u1							
2	u2	P1/P u2	P2/P u1	0		P1/P u2 + P2/P u1							
3	u3	P1/P u3	P2/P u2	0	0	P1/P u3 + P2/P u2							
4	u4	P1/P u4	P2/P u3	0	P3/P u1	P1/P u4 + P2/P u3+P3/P u1							
5	u5	P1/P u5	P2/P u4	0	P3/P u2	P1/P u5 + P2/P u4+P3/P u2							
6	0	0	P2/P u5	0	P3/P u3	P2/P u5 + P3/P u3							
7	0	0	0	0	P3/P u4	P3/P u4							
8	0	0	0	0	P3/P u5	P3/P u5							
9	0	0	0	0	0	0							



Figura 6.4 – Aplicação do modelo do hidrograma unitário.

^{6.1} Com cópias distribuídas em anexo.

Anota-se que as ordenadas do HUD vêm expressas nas unidades dos caudais a obter, mais vulgarmente m³/s, a dividir pelos P milímetros de precipitação a que se refere aquele hidrograma unitário, mais frequentemente, 1 mm. Nestas circunstâncias mais frequentes, as unidades das ordenadas do HUD serão m³/s/mm, representando, portanto, a resposta da bacia hidrográfica a cada milímetro de precipitação efectiva com duração D (CHOW *et al.*, 1988, p. 213).

A obtenção do hidrograma de cheia pretendido por aplicação dos princípios da proporcionalidade e da sobreposição, anteriormente enunciados, está esquematizada na **Figura 6.4**, sob a forma, tanto de tabela, como de um esquema.

Tendo por base o hidrograma unitário da figura precedente, considere-se que se pretende obter o hidrograma correspondente ao escoamento directo para uma precipitação efectiva com duração indefinida e com o valor constante de P1 em cada intervalo de tempo D - **Figura 6.5**.

		Precipita ção efectiva (mm)										
Intervalo	Precipitação											
de tempo	efectiva	P1/D			r	1						
0 - D	P1											
D - 2D	P1											
2D - 3D	P1											
3D - 4D	P1											
4D - 5D	P1											
5D - 6D	P1											
6D - 7D	P1											
									_			
iD - (i+1)D	P1	0) (2	2D	ЗD	4D	5D	6D			
												Tempo

Tempo	Ordenadas		Caudais dos hidrogramas de cheia correspondentes ao escoamento directo (m ³ /s)										
	HUD	Hidrogramas "parcelares"										Hidrograma final	
(unidades		P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	
de D)	(m ³ /s/P mm)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
0	0	0											0
1	u1	P1/P u1	0										P1/P u1
2	u2	P1/P u2	P1/P u1	0									P1/P u2 + P1/P u1
3	u3	P1/P u3	P1/P u2	P1/P u1	0								P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
4	u4	P1/P u4	P1/P u3	P1/P u2	P1/P u1	0							P1/P u4 + P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
5	u5	P1/P u5	P1/P u4	P1/P u3	P1/P u2	P1/P u1	0						P1/P u5 + P1/P u4 + P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
6	0	0	P1/P u5	P1/P u4	P1/P u3	P1/P u2	P1/P u1	0					P1/P u5 + P1/P u4 + P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
7	0	0	0	P1/P u5	P1/P u4	P1/P u3	P1/P u2	P1/P u1	0				P1/P u5 + P1/P u4 + P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
8	0	0	0	0	P1/P u5	P1/P u4	P1/P u3	P1/P u2	P1/P u1	0			P1/P u5 + P1/P u4 + P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
9	0	0	0	0	0	P1/P u5	P1/P u4	P1/P u3	P1/P u2	P1/P u1	0		P1/P u5 + P1/P u4 + P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
10	0	0	0	0	0	0	P1/P u5	P1/P u4	P1/P u3	P1/P u2	P1/P u1		P1/P u5 + P1/P u4 + P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
11	0	0	0	0	0	0	0	P1/P u5	P1/P u4	P1/P u3	P1/P u2		P1/P u5 + P1/P u4 + P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
12	0	0	0	0	0	0	0	0	P1/P u5	P1/P u4	P1/P u3		P1/P u5 + P1/P u4 + P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	P1/P u5	P1/P u4		P1/P u5 + P1/P u4 + P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	P1/P u5		P1/P u5 + P1/P u4 + P1/P u3 + P1/P u2 + P1/P u1
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Figura 6.5 – Aplicação do hidrograma unitário a uma precipitação efectiva com intensidade constante e duração indefinida.

Nas anteriores circunstâncias, verifica-se que o hidrograma de cheia correspondente ao escoamento directo apresenta uma configuração especial – hidrograma em S, **Figura 6.6** –, exibindo um patamar a que corresponde o caudal máximo de

$$Q_{\max} = P1 / P \sum_{i} ui$$
 (6.2)

Se P1 igualar a precipitação efectiva, P, associada à definição do HUD o valor do patamar será de $Q_{max} = \sum_{i} ui$. Por fim, se a precipitação P for igual a 1 mm, ter-se-á $Q_{max} = P1 \sum_{i} ui$.



Figura 6.6 – Precipitação efectiva com intensidade uniforme e duração indefinida.
Hidrogramas correspondentes ao escoamento directo para a) precipitação efectiva com valor

P1 em cada duração D e b) uma precipitação efectiva igual à unitária associada à definição do HUD.

Anota-se que o caudal máximo é atingido desde que o hietograma da precipitação efectiva apresente um número mínimo de blocos igual ao número de ordenadas não nulas do HUD (cada bloco necessariamente com intensidade constante).

A situação esquematizada na **Figura 6.6** (quer a precipitação se refira ou não à precipitação efectiva unitária associada à definição do HUD) traduz o comportamento de um sistema dito estável. De facto, entende-se que um sistema é estável se "*responde de modo limitado a estímulos de grandeza limitada. Em particular, um sistema é estável quando responde a qualquer entrada constante com uma saída que, pelo menos assimptoticamente, tende para um valor constante. Dir-se-ia em Hidráulica que um sistema seria estável quando, mantendo-se o caudal que nele entra, pudesse atingir um estado de regime permanente" (Hipólito, 1988, p. 2).*

Admitindo que a bacia hidrográfica constitui um sistema estável, se a precipitação efectiva se mantiver constante por tempo suficientemente longo, o volume armazenado na bacia, \forall , tende assimptoticamente para o volume de equilíbrio do regime permanente, verificando-se:

$$\frac{\mathrm{d}\forall}{\mathrm{d}t} = \mathbf{I} - \mathbf{O} = \mathbf{0} \tag{6.3}$$

em que I representa "entrada" em tal sistema e O a "saída" do mesmo. No caso do HUD, a "entrada" é dada por A P1/D, em que a intensidade P1/D é uniforme e se mantém indefinidamente e A é a área da bacia hidrográfica. A "saída" do sistema é dada pelo caudal correspondente ao escoamento directo na secção de referência da bacia uma vez que o sistema atinja o equilíbrio, Q_{max} , ou seja

$$\frac{d\forall_k}{dt} = \frac{A PI}{D} - Q_{max} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{A PI}{D} - PI / P \sum_i ui = 0 \quad \Leftrightarrow \quad \sum_i ui = \frac{A P}{D}$$
(6.4)

em que P é a precipitação efectiva considerada unitária associada à definição do HUD.

A última das relações incluídas em (6.4) pode ser alcançada atendendo a que o volume do escoamento directo do hidrograma unitário, V_{ED} , tem de igualar o volume da precipitação efectiva, V_{PE} , subjacente a definição de tal hidrograma. Dado que, no caso em consideração, se admitiu que a precipitação efectiva associada à definição do HUD era de P mm, obtém-se – **Figura 6.7**

$$\begin{cases} V_{ED} = \frac{u1}{2}D + \frac{u1+u2}{2}D + \frac{u2+u3}{2}D + \frac{u3+u4}{2}D + \frac{u4+u5}{2}D + \frac{u5}{2}D = D\sum_{i}ui \implies \sum_{i}ui = \frac{AP}{D} \end{cases} (6.5)$$



Figura 6.7 – Ordenadas do hidrograma unitário.

As grandezas intervenientes nas equações anteriores têm de ser expressas nas unidades convenientes para que tais equações sejam homogéneas. Anota-se, por fim, que a validade

de tais equações pressupõe que as ordenadas consideradas na definição do hidrograma unitário sejam necessariamente definidas de D em D.

Antecedendo a aplicação do modelo do HUD, haverá, contudo, que estabelecer tal modelo. Considere-se que se está em condições de aplicar um método directo, ou seja, que, para o efeito, se dispõe do hidrograma da cheia registada na secção de referência de uma bacia hidrográfica e do hietograma do acontecimento pluvioso que a originou. Admita-se, ainda, que, a partir daquele hidrograma e deste hietograma, foi possível estabelecer o hidrograma correspondente ao escoamento directo e o hietograma da precipitação efectiva, respectivamente – **Figura 6.8**.



Figura 6.8 – Dados para estabelecimento do HUD por um método directo.

Nas anteriores condições pretende estabelecer-se o **hidrograma unitário para a precipitação efectiva unitária de P=1 mm com duração D**. Refere-se, mais uma vez, que, fixada esta duração, a mesma define, no que respeita ao HUD a obter, a discretização temporal das respectivas ordenadas e, no que se refere aos dados necessários àquela obtenção, a discretização temporal das ordenadas do hidrograma do escoamento directo e a duração dos blocos do correspondente hietograma da precipitação efectiva.

Sejam

- qi caudais não nulos do hidrograma correspondente ao escoamento directo, discretizados de D em D e excluindo os caudais nulos inicial e final;
- m número dos anteriores caudais qi;
- m+1 tempo de base do hidrograma correspondente ao escoamento directo em unidades de D;
- Pi precipitações referentes aos blocos do hietograma da precipitação efectiva (alguns apresentando eventualmente precipitação nula);
- n duração total do hietograma da precipitação efectiva em unidades de D, ou seja, número de blocos do hietograma da precipitação efectiva.

Designando por x o número de ordenadas não nulas (discretizadas de D em D e excluindo os caudais nulos inicial e final) do hidrograma unitário a obter e atendendo a que o tempo de base de tal hidrograma, x+1, adicionado no número de blocos do hietograma da precipitação efectiva deduzido de um, n-1, iguala o tempo de base do hidrograma do escoamento directo, m + 1, obtém-se (x + 1) + (n - 1) = m + 1, ou seja, o HUD terá x=m - n + 1 ordenadas a estimar.

Em conformidade com a simbologia anterior, as equações que traduzem a aplicação do modelo do hidrograma unitário às precipitações Pi e que conduzem aos caudais qi são dadas pelo seguinte sistema de m equações a m-n+1 incógnitas:

$$\begin{cases} q1 = p1 \ u1 \\ q2 = p2 \ u1 + p1 \ u2 \\ q3 = p3 \ u1 + p2 \ u2 + p1 \ u3 \\ q4 = p4 \ u1 + p3 \ u2 + p2 \ u3 + p1 \ u4 \\ \vdots \\ qn = pn \ u1 + p(n-1) \ u2 + p(n-2) \ u3 + \dots + p1 \ un \\ q(n+1) = pn \ u2 + p(n-1) \ u3 + p(n-2) \ u4 + \dots + p1 \ u(n+1) \\ q(n+2) = pn \ u3 + p(n-2) \ u3 + p(n-3) \ u4 + \dots + p1 \ u(n+2) \\ \vdots \\ qm = \dots + pi \ u(m-n-i+2) + \dots + p4 \ u(m-n-2) + p3 \ u(m-n-1) + p2 \ u(m-n) + p1 \ u(m-n+1) \end{cases}$$
(6.6)

ou, na forma da equação de convolução discreta,

$$qj = \sum_{i=1}^{j \le n} pi \ u(j-i+1)$$
 (6.7)

sendo

$$\begin{cases} j=1, \dots, m \\ u(j-i+1)=0 \\ pi=0 \\ i>n \end{cases} \text{ para } j-i+1>m-n+1$$
(6.8)

O processo inverso de obtenção das ordenadas ui do hidrograma unitário a partir das anteriores equações conduz à determinação da função de transferência, ou seja, à

determinação do HUD. Uma vez que qi (i=1, ..., m) e Pi (i=1, ..., n) sejam conhecidos e se pretenda obter as (m-n+1) ordenadas do HUD, o sistema (**6.6**) é sobre determinado, pois tem mais equações (em número de m) do que incógnitas (em número de m-n+1).

A obtenção das ordenadas do HUD pode utilizar a eliminação de Gauss, mediante o isolamento sucessivo de cada uma das incógnitas das primeiras m-n+1 equações, seguido da determinação do valor dessa incógnita e da introdução de tal valor na equação subsequente:

$$\begin{aligned}
u_{1} &= \frac{q_{1}}{p_{1}} \\
u_{2} &= \frac{q_{2} - p_{2} u_{1}}{p_{1}} \\
u_{3} &= \frac{q_{3} - p_{3} u_{1} - p_{2} u_{2}}{p_{1}} \\
\dots
\end{aligned}$$
(6.9)

Os hidrogramas unitários assim obtidos denotam normalmente erros tanto mais significativos quanto mais complexo é o hidrograma de cheia correspondente ao escoamento directo a partir do qual se processa a determinação da função de transferência, por apresentar, por exemplo, não um único pico, mas diversos picos. Tais erros podem ser devidos ao facto de a relação entre a precipitação efectiva e o escoamento directo não ser realmente linear, ou, se tal relação for aproximadamente linear, ao facto de os dados utilizados no estabelecimento do hidrograma unitário poderem não traduzir aquela linearidade devido às imprecisões que, por norma, afectam os registos de variáveis hidrológicas, especialmente em condições de cheia. Acresce que as precipitações também não são uniformes no espaço e no tempo, como a teoria requer, embora no caso da não uniformidade temporal se possa minimizar o erro que daí advém mediante a adopção de hietogramas constituídos por blocos com reduzidas durações.

Por forma a minimizar os erros entre caudais correspondentes ao escoamento directo, por um lado, deduzidos a partir dos hidrogramas observados e, por outro lado, fornecidos pelo modelo do HUD, pode-se recorrer a uma análise de regressão linear simples, com solução fornecida pelo método dos mínimos quadrados.

Para o efeito, exprima-se o sistema (6.6) na forma matricial

$$\begin{bmatrix} q1 \\ q2 \\ q3 \\ ... \\ qm \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p1 & 0 & 0 & 0 & ... & 0 \\ p2 & p1 & 0 & 0 & ... & 0 \\ p3 & p2 & p1 & 0 & ... & 0 \\ p4 & p3 & p2 & p1 & ... & ... \\ ... & ... & ... & ... & ... & ... \\ 0 & ... & ... & 0 & ... & ... \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u1 \\ u2 \\ u3 \\ ... \\ um-n+1 \end{bmatrix}$$
(6.10)

o que, em notação simplificada, conduz à seguinte equação, com as dimensões indicadas para os vectores ou matrizes que nela figuram

$$\begin{bmatrix} q \\ m x 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p \\ m x (m-n+1) x 1 \\ m x (m-n+1) \end{bmatrix}$$
(6.11)

Conhecidos [p] e [q] não existe normalmente uma solução única que satisfaça as m equações de (6.6), de (6.10) ou de (6.11).

Considere-se que se adoptou uma dada solução, expressa por [u]. Tal solução aplicada a [p] conduz a m estimativas dos caudais qi, ou seja, conduz ao vector $[\hat{q}]$ tal que

$$[\hat{q}] = [p] [u]$$
 (6.12)

Pretende-se obter, por meio do HUD, estimativas qi tão próximas quanto possível dos caudais qi a que correspondem. Tal objectivo pode ser assegurado **pelo método dos mínimos quadrados** que conduz à minimização do somatório do quadrado das diferenças entre caudais correspondentes ao escoamento directo fornecidos como dados e resultantes da aplicação do HUD, ou seja:

Minimizar
$$\sum_{j=1}^{m} (q_j - \hat{q}_j)^2 = Minimizar \sum_{j=1}^{m} (q_j - \sum_{i=1}^{j \le n} p_i \ u(j-i+1))^2$$
 (6.13)

Multiplicando à esquerda ambos os membros da **equação (6.11)** pela matriz transposta de [p], obtém-se

$$[p]^{T} [q] = [p]^{T} [p][u]$$
(6.14)

em que $[p]^T[p]$ é uma matriz quadrada, susceptível de ser invertida. Para a solução do método dos mínimos quadrados resulta, assim,

$$[\mathbf{u}] = \left([\mathbf{p}]^{\mathrm{T}} \ [\mathbf{p}] \right)^{-1} \ [\mathbf{p}]^{\mathrm{T}} \ [\mathbf{q}]$$
(6.15)

em que T e –1 designam matrizes transpostas ou inversas.

Não obstante o anterior método conduzir a uma solução que, do ponto de vista analítico, assegura a minimização de erros, em conformidade com a **equação (6.13)**, verifica-se que o hidrograma unitário que assim se obtém pode apresentar variações erráticas e mesmo ordenadas negativas.

A programação linear constitui um procedimento alternativo para resolver a **equação** (6.11) em ordem a [u] que assegura a minimização do valor absoluto dos erros entre $[q] e [\hat{q}] e$ que, por outro lado, mediante a introdução de restrições, assegura valores não negativos de ui (ui>0).

Para o efeito, designem-se por β i e θ i as diferenças entre os caudais observado e estimado pelo modelo do HUD no instante i, respectivamente, quando qi é inferior \hat{q} i e quando qi é superior a \hat{q} i , ou seja (**Figura 6.9**)

$$\beta i = \hat{q}i - qi$$
 se $qi < \hat{q}i$ (6.16)

$$\Theta \mathbf{i} = q\mathbf{i} - \widehat{q}\mathbf{i} \qquad \text{se} \qquad q\mathbf{i} > \widehat{q}\mathbf{i} \tag{6.17}$$

verificando-se, portanto

$$qi = \hat{q}i - \beta i + \theta i \tag{6.18}$$



Figura 6.9 – Método da programação linear (reproduzida de CHOW, 1988, p. 223).

A função objectivo do método da programação linear (função necessariamente linear) é dada por

FO = minimizar
$$\sum_{i} (\beta i + \theta i)$$
 (6.19)

e as restrições por

$$[\hat{q}] + [\theta] - [\beta] = [q]$$
(6.20)

ou, recorrendo à equação (6.7) de convolução,

$$p_{i} u 1 + p_{i-1} u 2 + p_{i-2} u 3 + p_{i-3} u 4 + \dots + \theta_{i} - \beta_{i} = q_{i}$$
(6.21)

a que se adiciona a restrição que assegura a igualdade entre o volume do escoamento directo do hidrograma unitário e o volume da precipitação efectiva unitária

$$\sum_{i} ui = \frac{AP}{D}$$
(6.22)

Anota-se que as variáveis de decisão ui, β i e θ i são não nulas e positivas.

O algoritmo da programação linear encontra-se desenvolvido em CHOW *et al.*, 1988, pp. 222 e 223.

Exercício de exemplificação Modelo do hidrograma unitário

A tabela seguinte indica os caudais iniciais (correspondentes ao escoamento directo até ao tempo de 5 h) da cheia que teve lugar na secção de referência de uma bacia hidrográfica em resultado de um acontecimento pluvioso com duração de 3 h e com intensidade efectiva constante (valor da precipitação efectiva de 3P, sendo P a precipitação efectiva numa hora). A área e o tempo de concentração da bacia hidrográfica são 330 km² e 5 h, respectivamente.

Tempo (h)	Caudal
	(m ³ /s)
0	0
1	25
2	100
3	200
4	225
5	175
6	
7	
8	
9	
10	

- a) Complete a tabela anterior indicando os caudais após o tempo de 5 h. Para o efeito:
 - atenda ao significado de tempo de concentração;
 - por recurso à teoria do hidrograma unitário (tendo em conta a relação entre o número de ordenadas não nulas do hidrograma do escoamento directo, o número de ordenadas não nulas do HUD e o número de blocos do hietograma da precipitação efectiva), obtenha o hidrograma unitário para a duração de 1 h e para a precipitação efectiva P.
- b) Calcule a precipitação efectiva associada ao hidrograma unitário.
- c) Obtenha o hidrograma unitário para a precipitação efectiva de 1 mm com a duração de 1 h.

Resolução

a)

Instante correspondente ao fim do escoamento directo (h)	8
Número de ordenadas não nulas do HUD (m-n+1)	m= 7
	n= 3
	m-n+1= 5
Caudais correspondentes ao escoamento directo em falta	Q6, Q7

Temp	0	Convoluçã	ăo	Qdirecto					
(h)	(n	n³/s por cada	P mm)	(m³/s)	(m ³ /s)				
1	u1	0	0	25		Ordenada	as do	Cauda	als correspondentes
2	u2	u1	0	100		hidrograma	unitário	ao esc	oamento directo em
3	u3	u2	u1	200					falta (m³/s)
4	u4	u3	u2	225	u'	1 (m³/s)= 2	5		
5	u5	u4	u3	175	u	2 (m³/s)= 7	5	Q6 =u5	i+u4= 75
6	0	u5	u4	Q6	u	3 (m ³ /s)= 10	00	Q7	′=u5= 25
7	0	0	u5	Q7	u4 (m ³ /s)= 50				
8	0	0	0	0	$u5 (m^{3/s}) = 25$				
b)	lempo (h) 0 1 2 3 4 5	Escoame Caudal (m ³ /s) 0 25 100 200 225 175	10 directo Volume (m ³) 45000 270000 810000 1575000 2295000	c)		Tempo (h) 0 1 2 3	HUD par P = 3 (m ³ / 0 25 75 100	<u>a P con</u> mm s)	n duração de 1 h P = 1 mm (m ³ /s) 0.00 8.33 25.00 33.33 16.67
	6	75	2745000			4	50 25		16.67 8.33
	7	25	2925000			6	0		0.00
	8	0	2970000						
							Vor	ificação	

VED = (3 P) A
$\mathbf{P} = 2970000 / 330 / 10^3 / 3 = 3 \mathbf{mm}$

5	25	8.33				
6	0	0.00				
	Verificação					
Σu1 =	275	91.67				
AP/D =	275.00	91.67				

6.2.3 Métodos indirectos: síntese do hidrograma unitário

6.2.3.1 **Modelos**

Muito frequentemente é necessário caracterizar cheias em secções da rede hidrográfica que não dispõem dos registos necessários ao estabelecimento de hidrogramas unitários por métodos directos. Em tais circunstâncias, recorre-se a hidrogramas unitários sintéticos, HUS.

Em linhas gerais, pode afirmar-se que um hidrograma unitário sintético relaciona parâmetros de um hidrograma unitário paramétrico com características da bacia hidrográfica. De entre os HUS distinguem-se os que se baseiam em:

- Fórmulas empíricas que relacionam características fisiográficas da bacia • hidrográfica, normalmente mensuráveis a partir de cartas topográficas, com propriedades geométricas dos hidrogramas unitários, tais como os respectivos tempos de base, os caudais de ponta de cheia ou as formas dos hidrogramas (HUS Snyder).
- Hidrogramas unitários adimensionais (HUS do Soil Conservation Service, SCS).
- Modelos de armazenamento de água nas bacias hidrográficas (HUS de Clark).

Na anterior sistematização são fornecidos exemplos de hidrogramas unitários sintéticos correspondentes a cada um dos tipos referidos.

Observa-se que o estabelecimento de hidrogramas unitários sintéticos pressupõe a análise das cheias num conjunto, mais ou menos alargado, de bacias hidrográficas. Deste modo e em rigor, a posterior aplicação dos hidrogramas assim estabelecidos à análise de cheias noutras bacias só é valida desde que estas bacias apresentem comportamentos em condições de cheias afins aos das bacias utilizadas no estabelecimento dos modelos. Competirá ao utilizador avaliar a aplicabilidade de hidrogramas unitários sintéticos a bacias distintas das utilizadas no seu estabelecimento, tendo em conta, por exemplo, a similitude de características morfológicas e hidrológicas.

6.2.3.2 Hidrograma unitário sintético de Snyder

Tendo por base bacias hidrográficas com áreas entre 30 e 30 000 km², localizadas nas Terras Altas Apalachianas dos EUA, Snyder (SNYDER, 1938, *in* CHOW *et al.*, 1988, p. 224, e VIESSMAN e LEWIS, 1996, p. 207) desenvolveu relações para algumas das características de um **hidrograma unitário padrão** (**Figura 6.10**).



Figura 6.10 – Hidrograma unitário padrão de Snyder (adaptada de CHOW *et al.*, p. 224).

No **hidrograma unitário padrão** o eixo das ordenadas está graduado em caudais de cheia por unidade de área (caudais específicos de cheias) e a duração da precipitação efectiva que lhe está associada, *tpre*, relaciona-se com o tempo de resposta ou tempo de *lag*, *tlag*, por meio da seguinte equação:

$$t_{lag} = 5.5 t_{pre}$$
 (6.23)

O tempo de *lag* é dado pela **equação** $(6.1)^{6.2}$, anteriormente apresentada e seguidamente reproduzida, e o caudal específico de ponta de cheia $(m^3/s/km^2)$ do hidrograma unitário padrão, pela **equação** (6.24)

$$t_{lag} = C_1 C_t (L_c L)^{0.3}$$
(6.1)

$$q_{p} = \frac{C_{2} C_{p}}{t_{lag}}$$
(6.24)

Na **equação** (6.24) t_{lag} é expresso em horas, C_2 é um coeficiente adimensional de conversão de unidades que toma os valores de 2.75 ou de 640 consoante para q_p é expresso em $m^3/s/km^2$ ou cfs/mi² e C_p é um coeficiente sem significado físico e que carece de aferição, baseada em hidrogramas observados e nos correspondentes hietogramas.

Indica-se seguidamente o procedimento de estimação dos valores de C_t e de C_p de forma a possibilitar a posterior aplicação do hidrograma unitário sintético de Snyder à avaliação de caudais de cheia em bacias hidrográficas não monitorizadas.

^{6.2}

 t_{lag} tempo de *lag* ou de atraso (h),

L_c distância, medida ao longo do curso de água principal, entre a secção que define a bacia hidrográfica e a secção à menor distância possível do centro de gravidade da bacia hidrográfica,

L comprimento do curso de água principal, desde a secção que define a bacia hidrográfica até à secção extrema de montante, acrescido da distância entre esta última secção e o limite da bacia hidrográfica (maior extensão do percurso superficial ou, na nomenclatura inglesa, *longest flow path*),

Ct coeficiente adimensional representando variações consoante o tipo e de localização dos cursos de água, embora não lhe seja reconhecido significado físico, sendo necessário proceder à sua aferição tendo por base hidrogramas e hietogramas observados

C1 coeficiente adimensional de conversão de unidades tomando os valores de 0.75 ou de 1.00 consoante que para L e Lc são expressos em quilómetros ou em milhas.

Para o efeito, é necessário dispor de hidrogramas de cheia registados numa ou em mais bacias hidrográficas inseridas nas proximidades das bacias a que se pretende aplicar aquele modelo e apresentando comportamentos em condições de cheias que se esperam semelhantes aos daquelas outras bacias.

Uma vez que, para uma dada bacia hidrográfica, se disponha do hidrograma de cheia correspondente ao escoamento directo e do hietograma da precipitação efectiva associada a tal hidrograma, é possível deduzir, mediante a aplicação de um método directo, o hidrograma unitário para uma dada duração da precipitação efectiva, t'_{pre}. A tal hidrograma unitário associar-se-ão um tempo de *lag*, t'_{lag}, e um caudal específico de ponta de cheia, q'_p. Se a duração considerada para a precipitação efectiva e o tempo de *lag* obtido verificarem a **equação (6.23)**, ou seja, se

$$t'_{lag} \cong 5.5 t'_{pre}$$
 (6.25)

o hidrograma unitário estabelecido por um método directo coincide com o hidrograma unitário padrão, desde que as ordenadas daquele primeiro hidrograma sejam expressas em caudais específicos de cheia. Nestas circunstâncias ter-se-á, em conformidade com a simbologia adoptada

$$\mathbf{t}_{\text{lag}} = \mathbf{t'}_{\text{lag}} \tag{6.26}$$

$$\mathbf{t}_{\text{pre}} = \mathbf{t}'_{\text{pre}} \tag{6.27}$$

$$\mathbf{q}_{\mathbf{p}} = \mathbf{q}'_{\mathbf{p}} \tag{6.28}$$

A consequente estimação dos valores de C_t e de C_p baseia-se na simples resolução das equações (6.1) e (6.24) em ordem àquelas incógnitas, uma vez previamente determinados, com base na bacia hidrográfica em análise, os comprimentos L e L_c que figuram naquela primeira equação. Os coeficientes assim obtidos podem ser aplicados a outras bacias hidrográficas inseridas nas proximidades da bacia analisada e que apresentem comportamento em condições de cheias semelhante ao daquela última.

Se t'_{lag} diferir significativamente de 5.5 t'_{pre}, ou seja, se

$$t'_{lag} \neq 5.5 t'_{pre}$$
 (6.29)

para o tempo de lag do hidrograma unitário padrão dever-se-á considerar

$$t_{lag} = t'_{lag} + \frac{t_{pre} - t'_{pre}}{4}$$
 (6.30)

Tendo por base os valores, respectivamente, fixado e estimado para t'_{pre} e t'_{lag} e mediante a resolução simultânea das equações (**6.23**) e (**6.30**) é possível avaliar t_{pre} e t_{lag} . Admitindo a seguinte relação:

$$q'_{p} = \frac{q_{p} t_{lag}}{t'_{lag}}$$
(6.31)

e avaliado anteriormente t_{lag} , é possível calcular o caudal específico de ponta de cheia do hidrograma unitário padrão, q_p .

Estabelecidos os valores de t_{lag} , t_{pre} e q_p , a resolução das equações (6.1) e (6.24) fornece, como anteriormente referido, as estimativas dos valores de C_t e de C_p .

Na posse das estimativas dos valores dos dois anteriores coeficientes, o estabelecimento do hidrograma unitário de Snyder para uma bacia hidrográfica em que previamente se avaliaram os comprimentos L e L_c processa-se de acordo com os seguintes etapas:

- a) Fixação precipitação efectiva unitária, P, e da correspondente duração, t'_{pre}, para que se pretende obter o hidrograma unitário. Normalmente P igualará 1 mm.
- b) Cálculo de t_{lag} e de q_p por aplicação das equações (6.1) e (6.24).
- c) Com base em t_{lag}, cálculo de t_{pre} por aplicação da equação (6.23). Na situação mais geral, t_{pre} e t'_{pre} não coincidirão. No desenvolvimento subsequente admitir-se-á tal situação, sendo necessário recorrer à equação (6.30) para calcular t'_{lag}.
- d) Aplicação da equação (6.31) para cálculo do caudal específico de ponta de cheia do hidrograma unitário, q'_p.
- e) Cálculo do tempo de base do hidrograma unitário, t_b. Se o hidrograma unitário a obter for aproximado por um hidrograma unitário triangular, o tempo de base, t_b, será tal que lhe corresponde um volume do escoamento directo igual ao volume da precipitação efectiva, P, que lhe está associada Figura 6.11.



Figura 6.11 – Aproximação do hidrograma unitário de Snyder por um hidrograma triangular.

Para P em mm e t_b em h, verificar-se-á

$$P \times 10^{-3} \times A \times 10^{6} = \frac{t_{b} \times 3600 \times q'_{p} \times A}{2}$$
(6.32)

em que a área da bacia hidrográfica, A, está expressa em km^2 e o caudal específico de ponta de cheia do hidrograma unitário a obter, q'_p, em m³/s/km². O tempo de base é, então, aproximada por

$$t_{b} = \frac{C_{3} P}{q'_{p}} = \frac{C_{3} P A}{Q'_{p}}$$
(6.33)

em que C_3 é um coeficiente de conversão de unidades com o valor de 0.(5) nas condições enunciadas. Para A, P e q_p expressos em unidades inglesas (respectivamente, mi², in, cfs/mi²) e t_b igualmente em h, C₃ toma o valor 1 290.

 f) As larguras do hidrograma unitário, W, expressas em h, para dadas percentagens do caudal específico de ponta de cheia são dadas por (Figura 6.12)

$$W = C_w q'_p^{-1.08}$$
(6.34)

em que C_w iguala 1.22 e 2.14, respectivamente para 75 e 50% do caudal de ponta de cheia do hidrograma unitário (440 e 770 em unidades inglesas). Tais larguras são normalmente distribuídas na proporção de um terço antes do instante correspondente à ocorrência de q'_p e de dois terços após tal ocorrência – **Figura 6.13**



Figura 6.12 – Larguras do hidrograma unitário de Snyder (reproduzida de VIESSMAN e LEWIS, 1996, p. 210).



Figura 6.13 – Hidrograma unitário de Snyder.

O exemplo da aplicação, que se segue, dos conceitos relativos ao hidrograma unitário de Snyder foi retirado de CHOW *et al.*, 1988, pp. 226 e 227.

Exercício de exemplificação Modelo do hidrograma unitário sintético de Snyder

Para uma bacia hidrográfica com a área de 3 500 km², estimou-se que L=150 km e L_e=75 km. O hidrograma unitário estabelecido para a bacia, tendo por base registos de hidrogramas de cheia e dos acontecimentos pluviosos que os originaram, conduziram aos seguintes valores: t'_{pre}=12 h, t'_{lag}=34 h e Q'_p=157.5 m³/s.

- a) Determine os valores dos coeficientes $C_t e C_p$ aplicáveis ao hidrograma de Snyder.
- b) Para uma sub-bacia da bacia hidrográfica precedente, com a área de 2 500 km², e com L=100 km e Lc=50 km, estabeleça o hidrograma unitário sintético de Snyder para a precipitação de P=10 mm com a duração de 6 h.

Resolução

a)

A=	3500 km2	q'p=	0.045 m3/s/km2	$t'_{lag} \neq 5.5$	5 t' _{pre}
t'lag=	34 h	(50)	$\int t_{lag} = 5.5 t_{pre}$	_∖ (tpre=	5.90 h
Q'p=	157.5 m3/s	(57)	$\begin{cases} t_{lag} = t'_{lag} + \frac{t_{pre} - t'_{pre}}{4} \end{cases}$	√ { tlag=	32.48 h
		(58)	$q'_{p} = \frac{q_{p} t_{lag}}{t'_{lag}}$	qp=	0.047 m ³ /s/km ²
		(28)	$t_{lag} = C_1 C_1 (L_c L)^{0.3}$	C1=	0.750
				Ct=	2.637
		(51)	$q_{p} = \frac{C_{2} C_{p}}{t_{lag}}$	C2= Cp=	2.750 0.556

b)

A=	2500 km2	(28)	$\mathbf{t}_{\text{lag}} = \mathbf{C}_{1} \mathbf{C}_{t} \left(\mathbf{L}_{c} \right)$	L) ^{0.3} tlag=	25.46 h	
L= Lc=	100 km 50 km	(51)	$q_{p} = \frac{C_{2} C_{p}}{t_{lag}}$	qp= Qp=	0.060 m 150.22 m	^{n³} /s/km² ^{ŋ³} /s
P=	10 mm	(50)	$t_{lag} = 5.5 t_{pre}$	tpre=	4.63 h	1/0
		(57)	$t_{1} = t'_{1} + \frac{t_{pre} - t_{pre}}{t_{pre}}$	t' _{pre}	ťlag=	25.81
		(07)	$q_{\rm p} t_{\rm lag}$ 4	÷	t lug-	20.01
		(58)	$q'_p = \frac{-p - m_s}{t'}$		q'p=	0.0593 m ³ /s/km ²
			ι _{lag}		Q'p=	148.22 m ³ /s
				Tempo para	a ponta=	28.81 h
		(60)	$t_b = \frac{C_3 P}{q'_p} = \frac{C_3}{Q}$	<u>PA</u> <u>Q'</u> _p	C3= tb=	0.5556 93.70 h
		(61)	$W = C_{a'}^{-1.08}$	C	w(75%)=	1.22
			W W P		W75%=	25.80 h
					Q75%	111.17 m³/s
				С	w(50%)=	2.14
					W50%=	45.25 h
					Q50%	74.11 m³/s



Figura 6.14 – Exemplo de aplicação do HUS de Snyder.

6.2.3.3 Hidrograma unitário sintético do Soil Conservation Service (SCS)

Sistematizam-se, seguidamente, algumas características do hidrograma unitário sintético do SCS (SCS, 1972 e 1985) cuja utilização na análise de cheias em Portugal Continental é significativamente generalizada.

O HUS do SCS é um hidrograma curvilíneo adimensional – **Figura 6.15** e **Tabela 6.1** – em que os sucessivos caudais de cheia e instantes de ocorrência são apresentados como fracções, respectivamente, do caudal de ponta de cheia do hidrograma, qp, e do tempo relativo à ocorrência de qp, ou seja, do tempo para a ponta, tp.



Figura 6.15 – Hidrograma unitário sintético do *Soil Conservation Service*, SCS, e correspondente hidrograma triangular.

t/tp	q/qp	t/tp	q/qp
0.00	0.000	1.70	0.460
0.10	0.030	1.80	0.390
0.20	0.100	1.90	0.330
0.30	0.190	2.00	0.280
0.40	0.310	2.20	0.207
0.50	0.470	2.40	0.147
0.60	0.660	2.60	0.107
0.70	0.820	2.80	0.077
0.80	0.930	3.00	0.055
0.90	0.990	3.20	0.040
1.00	1.000	3.40	0.029
1.10	0.990	3.60	0.021
1.20	0.930	3.80	0.015
1.30	0.860	4.00	0.011
1.40	0.780	4.50	0.005
1.50	0.680	5.00	0.000
1.60	0.560		

Tabela 6.1 – Hidrograma unitário sintético do Soil Conservation Service, SCS.

O hidrograma unitário curvilíneo pode ser aproximado pelo hidrograma unitário triangular, também representado na **Figura 6.15**, com um menor tempo de base, tb, (8/3 tp em vez de 5 tp) e que, à semelhança do hidrograma curvilíneo, apresenta 37.5% do volume da cheia no ramo ascendente. A duração do ramo descendente do hidrograma triangular, ou seja, o correspondente tempo de descida, td, é de 5/3 de tp.

O caudal de ponta de cheia do hidrograma unitário, qp (m^3/s) , é definido pela seguinte equação:

$$qp = \frac{c A}{tp}$$
(6.35)

em que A é a área da bacia hidrográfica (km²) e tp, o tempo para a ponta (h) do hidrograma unitário. Tendo em conta a igualdade entre o volume do escoamento directo subtendido pelo HUS e o volume da precipitação efectiva unitária P (mm) associada à definição daquele HUS, obtém-se para a constante c

$$c = \frac{P}{4.8}$$
(6.36)

Para a precipitação efectiva unitária de 1 mm a equação (6.35) transforma-se em

$$qp = \frac{0.2083 \text{ A}}{tp}$$
 (6.37)

O tempo para a ponta, tp, obedece à seguinte relação

$$tp = \frac{D}{2} + tlag$$
(6.38)

em que para o tempo de *lag*, tlag, é sugerida a adopção de 60% do tempo de concentração da bacia hidrográfica, tc (SCS, 1972 e 1985)

$$tlag = 0.6 tc$$
 (6.39)

Regista-se que a fórmula proposta pelo SCS para tc, que já foi anteriormente apresentada a propósito do modelo de perdas de precipitação do SCS (*Soil Conservation Service*), é a seguinte (*Soil Conservation Service*, 1972, *in* VIESSMAN e LEWIS, 1996, p. 183):

$$t_{c} = \frac{100}{0.3048^{0.8}} \times \frac{L^{0.8} \times \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{1900 \times Sm^{0.5}}$$
(4.20)

em que são

- tc tempo de concentração (min),
- L comprimento do curso de água principal (m),
- Sm declive médio da bacia hidrográfica (%),
- CN número de escoamento na bacia hidrográfica.

Julga-se de interesse anotar que o facto de a anterior fórmula fazer intervir o número de escoamento, CN, permite ter em conta o efeito em tc da ocupação urbana da bacia hidrográfica e da eventual evolução de tal ocupação, desde que a mesma seja equacionada em ternos de variações do valor daquele parâmetro.

Para a duração D da precipitação efectiva unitária associada à definição do HUS é aconselhada a adopção de 0.2 tp, não devendo D exceder 0.25 tp. Combinando estas indicações relativas a D com as **equações (6.38)** e (**6.39**) obtém-se, aliás em conformidade com os limites propostos por VIESSMAN e LEWIS, 1996, p. 191, anteriormente referidos,

$$\begin{cases} D \approx 0.20 \text{ tp} \\ D < 0.25 \text{ tp} \end{cases} \iff \begin{cases} D \approx 0.122 \text{ tlag} \\ D < 0.286 \text{ tlag} \end{cases} \iff \begin{cases} D \approx 0.133 \text{ tc} \\ D < 0.171 \text{ tc} \end{cases}$$
(6.40)

0.133 tc=1.064 h 0.171 tc=1.368 h

HUD do SCS para

P=10 mm e D=1 h

15

20

25 Tempo (h)

As indicações precedentes relativas a D introduzem, em termos práticos, alguma indefinição pelo facto de fazerem depender D do tempo de concentração da bacia hidrográfica, tc, para uma dada bacia hidrográfica, pode apresentar tempo este que. valores consideravelmente distintos consoante as expressões utilizadas na sua estimação.

Quando a aplicação do modelo do hidrograma unitário do SCS é efectuada com base no programa HEC-1 (U. S. Army Corps of Engineers, 1990) ou no seu sucedâneo para Windows, o programa HEC-HMS (HEC, 2002), a duração da precipitação efectiva associada ao HUS é fixada interna e automaticamente pelo programa, independentemente da discretização temporal adoptada pelo utilizador na definição dos hietogramas de projecto. Para o efeito, o programa atribui à duração em causa o intervalo de tempo indicado pelo utilizador para a apresentação das sucessivas ordenadas dos hidrogramas de cheia a calcular.

Exercício de exemplificação Modelo do hidrograma unitário sintético do SCS

Estabeleça o hidrograma unitário sintético do SCS para uma bacia hidrográfica com a área de 180 km² e com o tempo de concentração de cerca de 8 h. A precipitação efectiva unitária associada ao hidrograma unitário tem o valor de 10 mm e a duração de 1 h.

Resolução

Cálculos auxiliares

t/tp	t	q/qp	q	
(-)	(h)	(-)	(m ³ /s)	
0.0	0.00	0.000	0.00	
0.1	0.53	0.030	2.12	
0.2	1.06	0.100	7.08	
0.3	1.59	0.190	13.44	
0.4	2.12	0.310	21.93	
0.5	2.65	0.470	33.25	
0.6	3.18	0.660	46.70	
0.7	3.71	0.820	58.02	
0.8	4.24	0.930	65.80	
0.9	4.77	0.990	70.05	
1.0	5.30	1.000	70.75	
1.1	5.83	0.990	70.05	
1.2	6.36	0.930	65.80	
1.3	6.89	0.860	60.85	
1.4	7.42	0.780	55.19	
1.5	7.95	0.680	48.11	
1.6	8.48	0.560	39.62	
1.7	9.01	0.460	32.55	
1.8	9.54	0.390	27.59	
1.9	10.07	0.330	23.35	
2.0	10.60	0.280	19.81	
2.2	10.00	0.207	14.65	
2.4	12.72	0.147	7 5 7	
2.0	14 84	0.107	5.45	
3.0	15.90	0.055	3.89	
3.2	16.96	0.040	2.83	
3.4	18.02	0.029	2.05	
3.6	19.08	0.021	1.49	
3.8	20.14	0.015	1.06	
4.0	21.20	0.011	0.78	
4.5	23.85	0.005	0.35	
5.0	26.50	0.000	0.00	

HUD do SCS

t

(h) 0.00

1.00

2.00

3.00

4.00

5.00

6.00

7.00 8.00

9.00

10.00

11.00 12.00

13 00

14.00

15.00

16.00

17.00

18.00

19.00

20.00

21.00

22.00

23.00

24.00

25 00

26.00

27.00

P A / D = 500.00



6.2.3.4 Hidrograma unitário instantâneo de Clark

Clark (1945) desenvolveu um hidrograma unitário instantâneo, HUI, tendo em conta, de modo explícito, as seguintes duas componentes do movimento da água precipitada na hidrográfica até à respectiva secção de referência:

- Componente de translação, respeitante ao movimento da água precipitada sobre a bacia hidrográfica desde cada ponto de origem até à secção de referência, não entrando em consideração com qualquer atenuação.
- Componente de amortecimento, referente ao armazenamento que a água precipitada sofre, em maior ou menor grau, ao escoar-se até a secção terminal da bacia hidrográfica.

O efeito de armazenamento é representado mediante a consideração de um modelo de reservatório linear. Como anteriormente explicitado, um reservatório diz-se linear quando, no instante t, o caudal efluente do reservatório, O(t), é proporcional ao volume armazenado no mesmo, $\forall(t) = \kappa O(t)$, sendo κ a *constante de armazenamento* ou *constante do reservatório*, expressa em unidades de tempo (CHOW *et al.* 1988, p. 260). Se o reservatório não fosse linear o caudal efluente, O(t), viria afectado de um expoente diferente da unidade.

O valor da constante de armazenamento, κ , tem de ser estimado para cada bacia hidrográfica. DOOGE, 1973, *in* ROSÁRIO, 1990, p. 39, propõe a seguinte expressão para estimar a constante κ , expressa em horas:

$$\kappa = 80.7 \text{ A}^{0.23} \text{ S}^{-0.70}$$
(6.41)

em que A (km²) é a área da bacia hidrográfica e S (partes por 10 000), o respectivo declive. Considere-se a equação da continuidade expressa em termos de variação do volume armazenado ou *equação de armazenamento* (YEVJEVICH, 1975)

$$\frac{dS}{dt} = I - O \quad \Leftrightarrow \quad dS = I \, dt - O \, dt \tag{6.42}$$

em que I e O representam os caudais, respectivamente, afluente e efluente de um sistema e S o volume armazenado no mesmo. Na situação mais geral, os anteriores caudais variam ao longo do tempo, ou seja, I = I(t) e O = O(t).

Mesmo que ao longo do tempo sejam conhecidos os caudais afluentes, a **equação** (6.42) não pode ser resolvida directamente pois S e O são desconhecidos e reciprocamente dependentes. Assim, a utilização de tal equação tem de ser completada por uma relação adicional, função do volume armazenado, que relacione as grandezas S, I e O em presença. No caso geral, a função do volume armazenado pode ser descrita por uma função arbitrária de I e de O e das suas derivadas em ordem ao tempo (CHOW *et al.*, 1988, p. 243)

$$\mathbf{S} = \mathbf{f} \left(\mathbf{I}, \frac{d\mathbf{I}}{dt}, \frac{d^{2}\mathbf{I}}{dt^{2}}, \cdots, \mathbf{O}, \frac{d\mathbf{O}}{dt}, \frac{d^{2}\mathbf{O}}{dt^{2}}, \cdots \right)$$
(6.43)

A forma da função do volume, f, depende da natureza do sistema em análise (CHOW *et al.*, 1988, p. 202) e permite distinguir entre si modelos que utilizam a equação do armazenamento, tais como o modelo de reservatório linear ou o modelo de Muskingan. Neste último modelo a relação em causa é do tipo S = K [x I + (1 - x) O], como se retomará no **item 7.3**.

Introduzindo na equação de armazenamento (6.42) a equação do reservatório linear obtém-se

$$\begin{cases} S = \kappa O \\ \frac{dS}{dt} = I - O \end{cases} \implies \kappa \frac{dO}{dt} = I - O \tag{6.44}$$

Discretizando a anterior equação por diferenças finitas, resulta

$$\kappa \frac{\Delta O}{\Delta t} = \bar{I}_{\Delta t} - \bar{O}_{\Delta t}$$
(6.45)

em que $\overline{I}_{\Delta t}$ e $\overline{O}_{\Delta t}$ representam os caudais médios respectivamente afluente (*inflow*) e efluente (*outflow*) ao reservatório no intervalo de tempo Δt . Adoptando a seguinte simbologia:

$$\bar{I}_{\Delta t} = \bar{I} = \frac{I_1 + I_2}{2}$$
 (6.46)

$$\overline{O}_{\Delta t} = \overline{O} = \frac{O_1 + O_2}{2}$$
(6.47)

a equação (6.45) pode tomar a forma

$$\kappa \frac{O_2 - OI}{\Delta t} = \bar{I} - \frac{O_1 + O_2}{2}$$
(6.48)

do que resulta sucessivamente

$$2 \kappa O_2 - 2 \kappa O_1 = 2 \Delta t \,\overline{I} - \Delta t \,O_1 - \Delta t \,O_2 \tag{6.49}$$

$$(2\kappa + \Delta t)O_2 = 2\Delta t \bar{I} + (2\kappa - \Delta t)O_1$$
(6.50)

$$O_2 = \frac{2\Delta t}{2\kappa + \Delta t} \bar{I} + \frac{2\kappa - \Delta t}{2\kappa + \Delta t} O_1$$
(6.51)

Adoptando as seguintes designações:

$$\begin{cases} c_0 = \frac{2 \Delta t}{2 \kappa + \Delta t} \\ c_{1=} \frac{2 \kappa - \Delta t}{2 \kappa + \Delta t} \end{cases}$$
(6.52)

obtém-se a equação que traduz a passagem através de um reservatório linear

$$O_2 = c_0 \bar{I} + c_1 O_1$$
 (6.53)

Realça-se que, na anterior equação, o caudal afluente ao reservatório no intervalo de tempo Δt é caracterizado em termos médios durante tal intervalo – por meio de \overline{I} , definido pela **equação (6.46)** – enquanto que para os caudais efluentes intervêm os valores nos instante inicial e final do intervalo – respectivamente O₁ e O₂.

No modelo do hidrograma unitário instantâneo de Clark a consideração de um reservatório linear pretende representar, de forma agregada, o efeito do armazenamento de água na bacia hidrográfica pelo que, conceptualmente, se pode admitir que tal reservatório se localiza na secção de referência da bacia hidrográfica.

Em simultâneo com o efeito de armazenamento, assim representado, o modelo tem em conta o tempo necessário para que o escoamento atinja a secção de referência. Para traduzir o facto de, no movimento de translação, a água precipitada não atingir simultaneamente aquela secção, apresentando antes algum diferimento no tempo, que é tanto mais significativo quanto mais distante da secção de referência se localiza a área que virá a contribuir para o escoamento na mesma, Clark recorre a um diagrama tempo-área para o tempo de concentração.

Para obter tal diagrama é necessário proceder ao traçado das linhas de igual tempo de percurso ou isócronas, cada uma destas linhas representando o lugar geométrico dos pontos da bacia hidrográfica a que corresponde igual tempo de percurso até à secção terminal. – **Figura 6.16**.



Figura 6.16 – Isócronas e diagrama tempo-área.

O diagrama tempo-área representa, de modo aproximado, o hidrograma do escoamento directo (resposta da bacia hidrográfica) a uma precipitação efectiva unitária instantânea na ausência de qualquer armazenamento na bacia (armazenamento que é simulado de modo agregado pelo modelo do reservatório linear, como anteriormente mencionado). Trata-se, portanto, também de um hidrograma unitário, mais concretamente, instantâneo, pois tem subjacente uma precipitação efectiva instantânea.

No traçado das isócronas deve ser considerado um incremente de tempo entre isócronas constante e submúltiplo do tempo de concentração da bacia hidrográfica, de modo a garantir uma distribuição em área representativa das características daquela bacia (ROSÁRIO, 1990, p. 37).

O hidrograma unitário instantâneo de Clark resulta da "passagem" do diagrama tempo-área (que fornece os caudais afluentes ao sistema) através do reservatório linear (que conduz aos caudais efluentes do sistema, uma vez amortecidos pelo sistema). Tal "passagem" é expressa pela **equação (6.53)**.

O diagrama tempo-área apresenta um pico superior ao que realmente ocorre e ramos ascendente e descendente muito inclinados, enquanto o hidrograma unitário resultante da passagem do diagrama tempo-área através do reservatório linear tem uma forma mais suave (pico menos acentuado e ramos menos inclinados) e concordante com a forma de um hidrograma de cheia (ROSÁRIO, 1990, p. 40).

Anota-se, desde já, que não obstante o diagrama tempo-área ser característico de cada bacia hidrográfica, estudos do *Hydrologic Engineering Center* (HEC, 2002, p. 62) revelaram que o seguinte diagrama tempo-área típico se adequava ao estabelecimento do hidrograma unitário instantâneo de Clark para a maior parte das bacias hidrográficas, julga-se, então analisadas:

$$\frac{A}{A_{t}} = \begin{cases} 1.414 \left(\frac{t}{tc}\right)^{1.5} & \text{para} \quad t \le \frac{tc}{2} \\ 1-1.414 \left(1-\frac{t}{tc}\right)^{1.5} & \text{para} \quad t \ge \frac{tc}{2} \end{cases}$$
(6.54)

A relação expressa pela **equação** (6.54) está implementada no programa HEC1 e no seu sucedâneo para Windows, HEC-HMS.

Observa-se, por fim, que, o modelo de hidrograma unitário instantâneo admite que a precipitação efectiva unitária ocorre instantaneamente em t=0. Tal conceptualização, não obstante não ter correspondência real, permite caracterizar a resposta à precipitação efectiva unitária considerada da bacia hidrográfica a que aquele modelo se refere sem carecer da especificação da duração daquela precipitação, ou seja, possibilita a definição do hidrograma unitário instantâneo apenas em função de características fisiográficas intrínsecas da bacia.

Exercício de exemplificação Modelo do hidrograma unitário instantâneo de Clark Considere o seguinte diagrama tempo-área relativo a uma bacia hidrográfica com a área de 10 km²:

	U
Intervalo de tempo	Área
(min)	(km^2)
0 – 15	1.0
15 - 30	3.0
30 - 45	5.0
45 - 60	1.0

A constante do reservatório ou de armazenamento na bacia hidrográfica tem o valor de κ=30 min. Por aplicação do hidrograma unitário de Clak, obtenha o hidrograma unitário para a precipitação efectiva unitária de 10 mm com a duração de 15 min. Compare tal hidrograma com o que resultaria do valor 10 min para a constante de armazenamento. Comente o resultado.

Na resolução do problema atenda a que a ordenada no instante t do hidrograma unitário para a duração D da precipitação efectiva unitária, HU_t , pode ser obtida a partir das ordenadas nos instantes t e t-D do hidrograma unitário instantâneo referente àquela mesma precipitação efectiva, HUI_t e HUI_{t-D} por aplicação da seguinte equação:

$$HU_{t} \cong \frac{1}{2} (HUI_{t} + HUI_{t-D})$$
(6.55)

Resolução

		Ρ κ=	10 30	mm min						Ρ κ=	10	mm min			
C1=($Co=2 \Delta t / (2)$ (2 $\kappa - \Delta t$) / (2)	$\kappa + \Delta t$) = 2 $\kappa + \Delta t$)=	0.400 0.600					C1=	$Co=2 \Delta t / (2)$ (2 $\kappa - \Delta t$) / (2)	$\frac{2\kappa + \Delta t}{2\kappa + \Delta t} =$	0.857 0.143				
Tempo	Α	Ι	C₀Ī	C ₁ O ₁	$O_2 = C_0 \overline{I} + C_1 O_1$	HUI	HU	Tempo	A	Ī	C₀ I	C ₁ O ₁	$O_2 = C_0 \overline{I} + C_1 O_1$	HUI	HU
(hr) [1]	(km²) {2]	(m³/s) [3]	(m ³ /s) [4]	(m ³ /s) [5]	(m³/s) [6]	(m ³ /s) [7]	(m ³ /s) [8]	(hr) [1]	(km ²) {2]	(m³/s) [3]	(m³/s) [4]	(m ³ /s) [5]	(m³/s) [6]	(m ³ /s) [7]	(m ³ /s) [8]
0.00	10	11 111	4 4 4 4	0.000	4.444	0.000	0.000	0.00	10	11 111	9 524	0.000	9.524	0.000	0.000
0.25	1.0		40.000	2.667	16.000	4.444	2.222	0.25	1.0		0.024	1.361	29.932	9.524	4.762
0.50	3.0 5.0	55.556	22.222	9.600	31.822	16.000	10.222	0.50	3.0 5.0	55.556	47.619	4.276	51.895	29.932	19.728
0.75	1.0	11 111	4 444	19.093	23.538	31.822	23.911	0.75	10	11 111	9 524	7.414	16.937	51.895	40.914
1.00	1.0		0.000	14.123	14.123	23.538	27.680	1.00	1.0		0.000	2.420	2.420	16.937	34.416
1.25			0.000	8.474	8.474	14.123	18.830	1.25			0.000	0.346	0.346	2.420	9.679
1.50			0 000	5.084	5.084	8.474	11.298	1.50			0.000	0.049	0.049	0.346	1.383
1.75			0.000	3.050	3.050	5.084	6.779	1.75			0.000	0.007	0.007	0.049	0.198
2.00			0.000	1.830	1.830	3.050	4.067	2.00			0.000	0.001	0.001	0.007	0.028
2.25			0.000	1.098	1.098	1.830	2.440	2.25			0.000	0.000	0.000	0.001	0.004
2.50			0.000	0.659	0.659	1.098	1.464	2.50			0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
2.75			0.000	0.395	0.395	0.659	0.879	2.75			0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.00			0.000	0.237	0.237	0.395	0.527	3.00			0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.25			0.000	0.142	0.142	0.237	0.316				0.000				
3.50			0.000	0.085	0.085	0.142	0.190		Verificação	o /	4 P / D =	111.11		Σu _i =	111.111
3.75			0.000	0.051	0.051	0.085	0.114			Nister d					
4.00			0.000	0.031	0.031	0.051	0.068						. 00)		
4.25			0.000	0.018	0.018	0.031	0.041			[3] = [2]	X P X I U)/2	(60)		
4.50			0.000	0.011	0.011	0.018	0.025			[0] = ([/	'] i + [/] i-	15) / 2			
4.75			0.000	0.007	0.007	0.011	0.015								
5.00			0.000	0.004	0.004	0.007	0.009	3.							
5.25			0.000	0.002	0.002	0.004	0.005	ui (m˘/s/	10 mm)						
5.50			0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	40 -	7	<u> </u>					
5.75			0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	30 -	/-					<u>) min</u> – –	
6.00			0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	20 -	/-/		\-		 		
6.25			0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	10			\sum				
6.50			0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		J						
\vdash								0		1		2	3	Te	4 mpo (h)
	Verificação	o 4	A P / D =	111.11		Σ u _i =	111.110								

7. PROPAGAÇÃO DE HIDROGRAMAS DE CHEIA EM TRECHOS DE CANAL

7.1. INTRODUÇÃO

À semelhança de outros modelos aplicados na modelação hidrológica, também os modelos de propagação de cheias – num trecho de canal ou numa albufeira, englobando, neste último caso, os designados modelos de amortecimento de ondas de cheias em albufeiras – podem ser classificados em modelos agregados e em modelos distribuídos consoante fornecem, em função do tempo, caudais ou correspondentes cotas da superfície livre numa única secção transversal coincidente com a extremidade de jusante do trecho ou em sucessivas secções transversais daquele trecho – **Figura 7.1**. Os modelos de propagação agregados são por vezes designados de hidrológicos e os agregados, de hidráulicos.



Figura 7.1 – Representação esquemática de um modelo de propagação agregado e distribuído (adaptada de MAIDMENT, 1993, p. 10.2).

7.2. MODELOS AGREGADOS. CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

Os modelos agregados utilizam a equação da continuidade expressa sob a forma de *equação de armazenamento* (YEVJEVICH, 1975) em função dos valores variáveis ao longo do tempo, t, do caudal entrado na secção de montante do trecho ou caudal afluente , I, do

caudal saído na secção de jusante do trecho ou caudal efluente, O, e do armazenamento, S. Tal equação já foi anteriormente apresentada, a propósito do hidrograma unitário instantâneo de Clark, sendo seguidamente reproduzida:

$$\frac{dS}{dt} = I - O \iff dS = I dt - O dt$$
(6.42)

Conforme então referido, a utilização da anterior equação tem de ser completada por uma relação adicional, função do volume armazenado, que compatibilize as grandezas em presença S, I e O, a qual, no caso geral, pode ser descrita por uma função arbitrária de I e de O e das suas derivadas em ordem ao tempo – **equação (6.43)**.

A forma da função, f, do volume armazenado, depende da natureza do sistema a analisar permitindo diferenciar entre si modelos agregados. Por exemplo, uma função f do seguinte tipo:

$$\mathbf{S} = \mathbf{f}(\mathbf{O}) \tag{7.1}$$

exprime uma relação biunívoca entre S e O, fazendo corresponder a cada valor de O um único valor de S e reciprocamente. Tal relação adequa-se, por exemplo, ao amortecimento de ondas em albufeiras desde que a superfície livre possa ser considerada horizontal em cada instante, como no caso de albufeiras com largura e profundidade bastante superiores ao comprimento na direcção da propagação do escoamento. Nestas condições, a cada cota da superfície livre corresponde um único caudal efluente (definido pela lei de vazão do descarregador de superfície), sendo o volume armazenado apenas função dessa cota, da qual depende também o caudal efluente.

A principal vantagem dos modelos agregados relativamente aos modelos desagregados prende-se com a sua maior simplicidade. Contudo, nem sempre são aplicáveis ou suficientemente precisos, como, por exemplo, no caso da aplicação a ondas de cheia caracterizadas por hidrogramas com acentuado aumento de caudal ao longo do tempo, propagando-se em canais com declive moderado a baixo.

Os modelos agregados podem ser categorizados consoante consideram em cada instante que:

7.2

- a superfície livre é horizontal (caso do método das diferenças finitas ou do método de Puls aplicados ao amortecimento de ondas de cheia em albufeiras);
- em consequência da propagação da onde de cheia, a superfície livre não é horizontal, apresentando um certo declive (método de Muskingum);
- o sistema ao longo do qual ocorre a propagação é constituído por sucessivos reservatórios lineares, ligados por trechos rectos de canal, por sua vez, caracterizados por uma função de resposta do tipo unitário (impulso), sendo a relação entre os caudais afluente e efluente definida por recurso a um integral de convolução

7.3. MÉTODO DE MUSKINGUM

O método de Muskingum é, de entre os modelos agregados, o com aplicação mais generalizada à propagação de ondas de cheia em canais.

O método recorre à equação da continuidade expressa na forma da **equação** (6.42) e considera que o armazenamento no trecho de canal resulta da soma de dois armazenamentos, um prismático e outro dito em cunha – Figura 7.2.



Figura 7.2 – Método de Muskingum. Armazenamentos prismático e em cunha (**nota**: I representa o caudal afluente ao trecho de canal e O, o caudal efluente desse trecho).

O armazenamento prismático é o que corresponderia à configuração da superfície livre em regime permanente e o armazenamento em cunha ao volume armazenado entre a anterior configuração e configuração da superfície livre durante a ocorrência da cheia. Na fase de aumento das cotas da superfície livre por aumento do caudal de cheia o armazenamento em

cunha é positivo, adicionando-se ao armazenamento prismático, e na fase de diminuição das cotas da superfície livre após a passagem do caudal de ponta de cheia, negativo, subtraindo-se ao armazenamento prismático.

Em cada trecho de canal a que é aplicado o método, o armazenamento prismático é dado pelo produto do caudal efluente do trecho pelo tempo de percurso no trecho, K. O armazenamento em cunha é dado por uma diferença ponderada entre os caudais afluente na secção de montante do trecho e efluente na de jusante, diferença também multiplicada pelo tempo de percurso no trecho de modo a obter-se uma volume, ou seja,

$$S = KO + K X (I - O) = K [X I + (1 - X) O]$$
(7.2)

em que X é o factor de ponderação.

Se o armazenamento no trecho de canal for essencialmente controlado por condições ocorrentes a jusante dependendo intrinsecamente do caudal efluente, ter-se-á X=0 e, logo, S = K O, relação que define um reservatório linear. Se X = 0.5, os caudais afluentes e efluentes tem igual "peso" e a propagação da onde de cheia ocorre sem atenuação, ou seja, a onda sofre essencialmente uma translação ao propagar-se no trecho de canal – **Figura 7.3**.



Figura 7.3 – Método de Muskingum. Efeito do parâmetro X na atenuação da onda de cheia ao propagar-se num trecho de canal.

A discretização da **equação (6.42)** por diferenças finitas entre dois instante de cálculo sucessivos identificados pelos índices 1 e 2 seguida da aplicação da **equação (7.2)** a esses instantes conduz a:

$$\frac{11+12}{2} - \frac{O1+O2}{2} = \frac{S2-S1}{\Delta t}$$

$$S1 = K [X I1+(1-X)O1]$$

$$S2 = K [X I2+(1-X)O2]$$
(7.3)

Introduzindo os armazenamentos definidos pelas duas últimas equações do anterior sistema na equação da continuidade e manipulando os resultados assim obtidos, tem-se sucessivamente:

$$I1\Delta t + I2\Delta t - O1\Delta t - O2\Delta t = 2 K X I2 + 2 K (1 - X) O2 - 2 K X I1 - 2 K (1 - X) O1$$
(7.4)

$$I1\Delta t + 2 K X I1 + I2\Delta t - 2 K X I2 - O1\Delta t + 2 K (1 - X) O1 = 2 K (1 - X) O2 + O2\Delta t$$
(7.5)

$$II\left(\frac{\Delta t}{K} + 2X\right) + I2\left(\frac{\Delta t}{K} - 2X\right) + OI\left[2 (1-X) - \frac{\Delta t}{K}\right] = O2\left[2 (1-X) + \frac{\Delta t}{K}\right]$$
(7.6)

$$I1\frac{\Delta t/K + 2X}{2(1-X) + \Delta t/K} + I2\frac{\Delta t/K - 2X}{2(1-X) + \Delta t/K} + O1\frac{2(1-X) - \Delta t/K}{2(1-X) + \Delta t/K} = O_2$$
(7.7)

ou seja, por fim

$$I1 \underbrace{\frac{\Delta t/K + 2X}{2(1-X) + \Delta t/K}}_{C1} + I2 \underbrace{\frac{\Delta t/K - 2X}{2(1-X) + \Delta t/K}}_{C0} + O1 \underbrace{\frac{2(1-X) - \Delta t/K}{2(1-X) + \Delta t/K}}_{C2} = O_2$$
(7.8)

o que conduz ao seguinte sistema de equações que define o método de Muskingum:

$$\begin{cases}
O2 = C0 I2 + C1 II + C2 O1 \\
C0 = \frac{\Delta t/K - 2X}{2 (1 - X) + \Delta t/K} \\
C1 = \frac{\Delta t/K + 2X}{2 (1 - X) + \Delta t/K} \\
C2 = \frac{2 (1 - X) - \Delta t/K}{2 (1 - X) + \Delta t/K}
\end{cases}$$
(7.9)

no qual se verifica que

$$C0+C1+C2=1$$
 (7.10)

O parâmetro K pode ser entendido como o tempo de percurso da onde de cheia ao longo do trecho de canal, tendo em conta a translação de tal onda.

O parâmetro X surge como um factor de ponderação que introduz o efeito do amortecimento da onda durante a propagação no trecho de canal. Tal amortecimento traduz-se na redução do caudal de ponta do hidrograma efluente no extremo de jusante do trecho relativamente ao caudal de ponta do hidrograma afluente no extremo de montante com consequente aumento do tempo de base daquele hidrograma relativamente ao tempo de base deste último hidrograma.

Se K= Δ t e X=0.5 obtém-se Co=C2=0 e C1=1, ou seja, O2=I1 e a onde de cheia sofre apenas uma translação ao propagar-se no trecho, portanto, sem qualquer amortecimento. Se X=0 obtém-se S=KO, equação que traduz o modelo do reservatório linear.

Como mencionado, $0 \le X \le 0.5$ e mais frequentemente $0.1 \le X \le 0.3$. A fixação de X não carece de grande precisão pois os resultados são relativamente insensíveis a tal parâmetro. O incremento de tempo situa-se geralmente entre $K/3 \le \Delta t \le K$.

Atendendo à equação (7.2) e ao sistema (7.3) pode-se escrever:

$$\frac{S2 - S1}{\Delta t} = \frac{K\{[X \ I2 + (1 - X) \ O2] - [X \ I1 + (1 - X) \ O1]\}}{\Delta t} = \frac{I1 + I2}{2} - \frac{O1 + O2}{2}$$
(7.11)

obtendo-se

$$K = \frac{0.5 \Delta t [(I2 + I1) - (O2 + O1)]}{X(I2 - I1) + (I - X)(O2 - O1)}$$
(7.12)

relação que pode ser aplicada para atribuir de valores aos parâmetros K e X uma vez que, para o efeito, se disponha do hidrograma de cheia efluente do trecho correspondente ao hidrograma de cheia conhecido afluente ao mesmo trecho.

Para o efeito, arbitram-se sucessivos valores de X. Para cada um desses valores e por recurso a um sistema de eixos coordenados, representam-se os valores fornecidos pelo numerador da equação (7.12) (eixo dos yy) em função dos correspondentes valores do denominador da mesma equação (eixo dos xx). Normalmente o gráfico assim obtido exibe um lacete. O valor de X a adoptar deverá ser o que conduz à melhor sobreposição dos lados

do lacete, aproximando tanto quanto possível o lacete de um segmento de recta – Figura 7.4.



Figura 7.4 – Método de Muskingum. Pesquisa do valor do parâmetro X na disponibilidade de hidrogramas correspondentes ao escoamento directo afluente na secção de montante do trecho de canal e efluente na secção de jusante de tal trecho.

Identificado o valor de X, o correspondente valor de K é dado pelo declive do segmento de recta anteriormente obtido, conforme decorre, aliás, da **equação (7.10)**. Anota-se que, representando K o tempo de percurso no trecho de canal, o seu valor pode também ser aproximado pelo tempo de propagação do caudal de ponta de cheia entre as secções extrema de montante e extrema de jusante do trecho, se tal tempo for passível de estimativa.

Exercício de exemplificação Propagação e hidrogramas de cheia em trechos de canal. Método de Muskingum

A tabela seguinte contém os pares de valores (tempo, caudal) referentes ao hidrograma de cheia correspondente ao escoamento directo afluente à secção de montante de um trecho de rio com cerca de 11.5 km.

Tabela – Hidrograma de cheia correspondente ao escoamento directo afluente à secção de montante do trecho de rio

Tempo	Hidrograma de cheia (secção de montante)	Tempo	Hidrograma de cheia (secção de montante)						
h	m ³ /s	h	m³/s						
0	0	12	3510						
1	230	13	2655						
2	1000	14	2005						
3	2370	15	1430						
4	4060	16	1050						
5	5635	17	770						
6	6350	18	600						
7	6600	19	380						
8	6490	20	250						
9	5850	21	160						
10	4995	22	70						
11	4210	23	0						

- a) Por aplicação do método de Muskingum, determine o respectivo hidrograma de cheia efluente de tal trecho. Para o efeito, admita ser K=3.2 h e X=0.07 e adopte Δt =1 h.
- b) Sabendo que, nas condições de cheia a que se refere a alínea a), o hidrograma de cheia correspondente ao escoamento directo deduzido a partir do hidrograma de cheia efectivamente observado na secção de jusante do trecho do rio é definido pela tabela que se segue, proceda à avaliação adequada dos parâmetros K e de X referentes àquele Δt.

Tabela –	Hidrograma de o	cheia correspondente	ao escoame	nto directo	deduzido a	a partir do	hidrograma da
	onde	de cheia observado n	a secção de j	usante do t	recho de c	anal.	

Tempo	Hidrograma de cheia (secção de jusante)	Tempo	Hidrograma de cheia (secção de jusante)	Tempo	Hidrograma de cheia (secção de jusante)
h	m ³ /s	h	m ³ /s	h	m ³ /s
0	0	15	3337	30	33
1	1	16	2742	31	23
2	77	17	2215	32	16
3	372	18	1765	33	11
4	1003	19	1402	34	7
5	1962	20	1084	35	5
6	3107	21	824	36	4
7	4116	22	617	37	2
8	4887	23	447	38	2
9	5381	24	308	39	1
10	5521	25	212	40	1
11	5353	26	146	41	1
12	4994	27	101	42	0
13	4528	28	70		
14	3942	29	48		

Resolução

a)

Tempo	Hidrograma de		Hidrograma de		
	cheia afluente	Elementos de cálculo	cheia efluente		
h	m³/s		m³/s		
0	0		0		
	230		18		
2	2370	K(h) = 3.2	140		
	2070	K(II) = 3.2	430		
4 5	4000 5635	$\Delta I(II) = 1$	2126		
6	6350	x= 0.07	2120		
7	6600		/121		
8	6490		4825		
9	5850	ſ	5253		
10	4995	O2 = C0 I2 + C1 I1 + C2 O1	5357		
11	4210		5191		
12	3510	$\Delta t/K - 2X$	4853		
13	2655	$C0 = \frac{2t/K}{2(1-X) + \Delta t/K}$	4399		
14	2005		3845		
15	1430	$\Delta t/K + 2X$	3270		
16	1050	$Cl = \frac{\Delta t/K + 2K}{2(1-X) + \Delta t/K}$	2711		
17	770	$2(\mathbf{i} + \mathbf{X}) + \Delta \mathbf{i} / \mathbf{X}$	2211		
18	600	$2(1 \mathbf{V}) \mathbf{A} + \mathbf{V}$	1783		
19	380	$C2 = \frac{2(1-X) - \Delta t/K}{2(1-X) + \Delta t/K}$	1425		
20	250	$(2(\mathbf{I}-\mathbf{X})+\Delta \mathbf{I}/\mathbf{K})$	1114		
21	160		858		
22	70		650		
23	0		478		
24	0	_	340		
25	0	Co= 0.0794	242		
26	0	C1= 0.2083	173		
27	0	C2= 0.7123	123		
28	0		88		
29	U	$\Sigma G = 1.000$	62		
30	U		44		
31 20	0		3∠ 00		
১∠ 33	0		23 16		
34	0		11		
35	0		8		
36	0		6		
37	ő		4		
38	ŏ		3		
39	0		2		
40	0		1		
41	0		1		
42	0		1		
43	0		1		
44	0		0		

Caudal (m³/s)



b)

			$K = \frac{0.5 \Delta t [(12 + II) - (O2 + OI)]}{V(22 + II) - (O2 + OI)}$							
					X(I2-I1)+(1-X)(O2-O1)					
			Gráf	1	Gráf	1	Gráf	1	Gráf	1
			Δt (n)= X=	0.07	Δt (n)= X=	0.15	Δt (fi)= X=	0.25	$\Delta t(n) = X =$	0.4
			K (h) =		K (h) =	3.2005	K (h) =		K (h) =	
			Co=		Co=	0.00619	Co=		Co=	
			C1= C2=		C2=	0.30433	C2=		C1= C2=	
Tempo	Hidrograma de cheia afluente	Hidrograma de cheia efluente	Denominador	Numerador	Denominador	Numerador	Denominador	Numerador	Denominador	Numerador
0	0	m /s 0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	230	1	17	115	35	115	58	115	93	115
2	1000	77	125	576	180	576	250	576	354	576
3	2370	372	370	1461 2528	456 790	1461 2528	564 896	1461 2528	725 1055	1461 2528
5	5635	1962	1002	3365	1051	3365	1113	3365	1205	3365
6	6350	3107	1115	3458	1081	3458	1038	3458	973	3458
7	6600	4116	956	2864	895	2864	819	2864	705	2864
8	6490 5850	4887 5381	709 415	2044	639 324	2044	551 211	2044	419 40	2044
10	4995	5521	70	-29	-9	-29	-109	-29	-258	-29
11	4210	5353	-211	-835	-261	-835	-322	-835	-415	-835
12	3510	4994	-383	-1314	-410	-1314	-444	-1314	-495	-1314
13	2655	4528	-493	-1679	-524	-1679	-563	-1679	-622	-1679
14 15	2005	3942	-590	-1905	-596	-1905	-602	-1905	-612	-1905
16	1050	2742	-580	-1800	-563	-1800	-541	-1800	-509	-1800
17	770	2215	-510	-1569	-490	-1569	-465	-1569	-428	-1569
18	600	1765	-430	-1305	-408	-1305	-380	-1305	-338	-1305
19	380	1402	-353	-1094	-342	-1094	-327	-1094	-306	-1094
20 21	250	1084 824	-305 -248	-928 -749	-290	-928 -749	-2/1 -218	-928 -749	-243 -192	-928 -749
22	70	617	-199	-606	-189	-606	-178	-606	-160	-606
23	0	447	-163	-497	-155	-497	-145	-497	-130	-497
24	0	308	-129	-378	-118	-378	-104	-378	-83	-378
25 26	0	212	-89 -61	-260	-82	-260	-72	-260	-58 -40	-260
20	0	101	-42	-124	-38	-124	-34	-124	-40	-124
28	0	70	-29	-86	-26	-86	-23	-86	-19	-86
29	0	48	-20	-59	-19	-59	-17	-59	-13	-59
30 31	0	33	-14	-41	-13	-41	-11	-41	-9	-41
32	0	16	-7	-20	-6	-20	-0	-20	-4	-20
33	0	11	-5	-14	-4	-14	-4	-14	-3	-14
34	0	7	-4	-9	-3	-9	-3	-9	-2	-9
35	0	5	-2	-6	-2	-6	-2	-6	-1	-6 F
30	0	4	-1	-3	-1	-3	-1	-3	-1	-5 -3
38	Ő	2	ō	-2	0	-2	0	-2	0	-2
39	0	1	-1	-2	-1	-2	-1	-2	-1	-2
40	0	1	0	-1	0	-1	0	-1	0	-1
41	0	0	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Numorador	, v	•	•] [lumerador		•		
		- 3800								
		0000		7			2800		/	
		- 2800					2000			
		- 1800	G	ráfico 1			+800		Gráfico 2	
		800	/				800			
			!			1		<u>_</u>		
	-1000 -50	1200	500 10	00 1500		- 1000 - 50		500		0
	2200						1200			
	Denominador						-2200		Denominado	r
	Numerador					Numerador				
	3800									
	2800									
	2800						000	//		
	Gráfico 4					[Gr	áfico 3	
		800					800			
	-1000 -500		500 10	00 1500		-1000 -50		500	1000 150	0
		1200					1200			-
		-2200					-2200			
	Denominador								Denominado	or

7.4. MÉTODO DE MUSKINGUM-CUNGE. BREVE MENÇÃO

O método de Muskingum-Cunge utiliza a seguinte equação na qual os índices superiores se referem a instantes de cálculo e os inferiores, a secções de cálculo, em conformidade com a discretização no tempo e no espaço esquematizada na **Figura 7.5**:



Figura 7.5 – Método de Muskingum-Cunge. Discretização temporal e espacial.

$$Q_{j+1}^{n+1} = C_0 Q_j^{n+1} + C_1 Q_j^n + C_2 Q_{j+1}^n$$
(7.13)

Na anterior equação que Q é o caudal na secção j (ou j+1) no instante n (ou n+1), c, a celeridade da onda cinemática^{7.1} e os coeficientes em C são dados por.

$$C0 = \frac{c \left(\Delta t / \Delta x\right) - 2X}{2 \left(1 - X\right) + c \left(\Delta t / \Delta x\right)}$$
(7.14)

$$C1 = \frac{c \left(\Delta t / \Delta x\right) + 2X}{2 \left(1 - X\right) + c \left(\Delta t / \Delta x\right)}$$
(7.15)

$$C2 = \frac{2(1-X) - c(\Delta t/\Delta x)}{2(1-X) + c(\Delta t/\Delta x)}$$
(7.16)

^{7.1} A onda cinemática é definida como um escoamento variável unidimensional em que o caudal, Q, é função exclusiva da altura de escoamento, h (Lighthil e Whitham, 1955, e Herderson, 1966, p. 367). A onda cinemática propaga-se com celeridade c=dQ/dA= β V e não sofre qualquer atenuação. V refere-se à velocidade média do escoamento e o coeficiente β depende da vazão da secção. Para secções muito largas em que o perímetro hidráulico possa ser considerado praticamente independente da área e aproximadamente igual à altura de escoamento ter-se-á β =5/3.

Considerando que

$$K = \frac{\Delta x}{c}$$
(7.17)

resultam expressões idênticas para os coeficientes em C nos métodos de Muskingum-Cunge e de Muskingum. A **equação** (7.17) evidencia o facto de K se referir a um tempo de percurso, que, no caso do método de Muskingum-Cunge, representa o tempo que a onda de cheia demora a percorrer um trecho com comprimento Δx propagando-se com a celeridade c.

Na ausência de informação, o parâmetro X pode ser preliminarmente avaliado por:

$$\mathbf{X} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\mathbf{q}_0}{\mathbf{i} \ \mathbf{c} \ \Delta \mathbf{x}} \right) \tag{7.18}$$

em que q0 é um caudal de referência por unidade de largura, c, a celeridade da onda cinemática e i, o declive do fundo do canal.

O método de Muskingum-Cunge é resolvido numericamente, mediante a aplicação de esquemas de cálculo explícitos ou implícitos. Naquele primeiro caso, o passo de cálculo terá de observar a condição de estabilidade de Courant (Linsley *et al.*, 1985, p. 298).

Exercício de exemplificação Propagação e hidrogramas de cheia em trechos de canal. Métodos de Muskingum e de Muskingum-Cunge

Na secção de montante de um trecho de rio com cerca de 15 km registou-se o hidrograma de cheia que se apresenta na tabela seguinte. Pretende-se determinar o hidrograma de cheia que resulta, na secção de jusante, da propagação do hidrograma registado ($\Delta x=1500$ m).

Tempo	Hidrograma de cheia registado				
h	m³/s				
1	121				
2	217				
3	316				
4	474				
5	611				
6	593				
7	752				
8	1303				
9	1698				
10	1635				
11	1356				
12	976				
13	613				
14	982				
15	1279				
16	1391				
17	958				
18	581				
19	417				
20	324				
21	263				
22	222				
23	176				
24	172				
Para o efeito aplique:

- a) O método de Muskingum, considerando K=3.0 h e X=0.16 e adoptando $\Delta t=1$ h.
- b) O método de Muskingum-Cunge. Para tanto considere que o declive médio do talvegue no trecho em análise é de 0.0001 e adopte como caudal de referência do método o caudal de ponta de cheia (1 698 m3/s), admitindo que o respectivo escoamento ocorre com a largura superficial e a com área da secção transversal de cerca de 120 m e 400 m2, respectivamente.

Admita ainda que se trata de uma secção transversal bastante larga na qual a lei de resistência ao escoamento em regime uniforme pode ser aproximadamente dada por $Q = \alpha A\beta$, com $\beta=5/3$ (secção rectangular bastante larga).

Resolução

a)			
Tempo	Hidrograma de cheia afluente	Elementos de	Hidrograma de cheia efluente
h	m ³ /s	Calculo	m ³ /s
1	121.0		121.0
2	217.0		121.6
3	316.0		153.9
4	474.0	K (h) = 3	208.6
5	611.0	∆t (h)= 1	297.4
6	593.0	x= 0.16	401.1
7	752.0		465.7
8	1303.0		564.2
9	1698.0		811.4
10	1635.0	Co= 0.007	1104.6
11	1356.0	C1= 0.325	1278.4
12	976.0	C2= 0.669	1301.6
13	613.0		1191.4
14	982.0	Σ Ci= 1	1002.3
15	1279.0		997.5
16	1391.0		1091.5
17	958.0		1187.8
18	581.0		1109.2
19	417.0		933.2
20	324.0		761.7
21	263.0		616.3
22	222.0		499.1
23	176.0		407.0
24	172.0		330.5



b)

	Tempo	Q_j^n	$C0 Q_j^{n+1}$	$C1 Q_j^n$	$C2 Q_{j+1}^n$	$Q_{j+1}^{n+1} = C0 Q_j^{n+1} + C1 Q_j^n + C2 Q_{j+1}^n$
	(h)	(m ³ /s)				
Ltrecho (m) = Δx = 15000	1	121.0				121.0
	2	217.0	109.3	41.0	19.1	169.4
Qp (m3/s) 1698	3	316.0	159.2	73.5	26.7	259.4
Lsup (m)= 120	4	474.0	238.8	107.0	40.9	386.7
A (m2)= 400	5	611.0	307.9	160.5	60.9	529.3
	6	593.0	298.8	206.8	83.4	589.0
∆t (s)= 3600	7	752.0	378.9	200.7	92.8	672.5
i= 0.0001	8	1303.0	656.6	254.6	106.0	1017.1
	9	1698.0	855.6	441.1	160.3	1457.0
q0 = Qp/Lsup (m3/s/m) = 14.15	10	1635.0	823.9	574.8	229.6	1628.3
Vp = Qp/A (m/s) = 4.245	11	1356.0	683.3	553.5	256.6	1493.4
c = 5/3 V (m/s)= 7.075	12	976.0	491.8	459.0	235.4	1186.2
X = 1/2 (1 - qo/(i c ∆x)) = -0.1667	13	613.0	308.9	330.4	186.9	826.2
	14	982.0	494.8	207.5	130.2	832.5
Co= 0.5039	15	1279.0	644.5	332.4	131.2	1108.1
C1= 0.3385	16	1391.0	700.9	433.0	174.6	1308.5
C2= 0.1576	17	958.0	482.7	470.9	206.2	1159.8
Σ Ci= 1.0000	18	581.0	292.8	324.3	182.8	799.8
	19	417.0	210.1	196.7	126.1	532.9
	20	324.0	163.3	141.2	84.0	388.4
	21	263.0	132.5	109.7	61.2	303.4
	22	222.0	111.9	89.0	47.8	248.7
	23	176.0	88.7	75.2	39.2	203.0
	24	172.0	86.7	59.6	32.0	178.2



BIBLIOGRAFIA

- 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, Instituto da Água, INAG, Lisboa.
- BRANDÃO, C. e RODRIGUES, R, e COSTA, J. P., 2001, Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal Continental. Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos, DSRH, Instituto da Água, INAG, Lisboa.
- CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R. e MAYS, L. W., 1988, *Applied Hydrology*. McGraw-Hill International Student Edition, Singapura.
- CORREIA, F. N., 1984 a), Proposta de um método para a determinação de caudais de cheia em pequenas bacias naturais e urbanas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, ICT, Informação Técnica. Hidráulica. ITH 6, Lisboa.
- CORREIA, F. N., 1984 b), Alguns procedimentos adoptados pelo Soil Conservation Service para o estudo do impacto da urbanização nos caudais de cheia. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, ICT, Informação Técnica. Hidráulica. ITH 7. Lisboa.
- DOOGE, J. C. I., 1973. "Linear theory of hydrologic systems". Tech. Bull. Nº 1468. *Agricultural Research*, U. S. Dept. of Agriculture, Washington, D. C.^(*).
- HEC, 2002. Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Technical Reference Manual.
 Hydrologic Engineering Center US Army Corps of Engineers, Davis, EUA.
 Approved for Public Release Distribution Unlimited CPD-74B
- HIPÓLITO, J. N., 1987, "Hidrograma unitário" in *Hidrologia e Hidráulica de Pequenas Barragens*. Universidade Eduardo Mondlane, Maputo.
- HIPÓLITO, J. N., 1996, "A água no solo" in QUINTELA, A. C., 1996, p. 8.1 a 8.24.
- HORTON, R. E., 1933, "The role of infiltration in the hydrologic cycle", *Transactions American Geophysical Union*, vol. 14, p. 446-460^(*).
- HORTON, R. E., 1940, "An approach towards a physical interpretation of infiltration capacity". Proceedings *Soil Sci. Soc. Am.* J., vol. 5, 399-417^(*).

- LARRAS, P. J., 1972, Prévision et prédéterminstion des étiages et des crues. Collection Du B.C.E.O.M. (Burea Central d'Études pour les Equipements d'Outre-Mer). Éditions Eyrolles, Paris.
- LENCASTRE, A. e FRANCO, F. M., 1984, *Lições de hidrologia*. Universidade Nova de Lisboa. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- LINSLEY, R. K., KOHLER, M. A. e PAULHUS, J. L. H., 1985, *Hydrology for engineers*. McGraw-Hill Book Company, International Student Edition.
- LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1968, Documentação Normativa. Especificação LNEC E 219-1968. Prospecção geotécnica de terrenos. Vocabulário. Lisboa.
- LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1975, Drenagem de estradas, caminhos de ferro e aeródromos. Estudo hidrológico. Determinação de caudais de ponta de cheia em pequenas bacias hidrográficas. Serviço de Hidráulica. Divisão de Hidráulica Fluvial. Proce.62/12/5309. Lisboa.
- MAIDMENT, D. R. (editor in chief), 1993, *Handbook of Hydrology*. McGraw-Hill, Inc., USA, p.5.1-5.51.
- PILGRIN, D. H. e CORDERY, I., 1992, "Flood runoff", in Handbook of Hydrology. Ed. David R. Maidment, McGraw-Hill, Inc., USA, p.9.1-9.42.
- PONCE, V. M., 1989, *Engineering Hydrology. Principles and pratices*. Prentice-Hall, Inc., New Jersey.
- RAWLS, W. J., AHUJA, L. R., BRAKENSIEK, D. L. e SHIRMOHAMMADI, A., 1993,
 "Infiltration and soil water movement", *in Handbook of Hydrology*. Ed. David R. Maidment, McGraw-Hill, Inc., USA, p.5.1-5.51.
- RIBEIRO, A. A., 1987, *Hidrologia. Águas superficiais*. Universidade do Porto. Faculdade de Engenharia. Laboratório de Hidráulica. Porto.
- ROSÁRIO, E. M. R., 1990, *Determinação carográfica do hidrograma unitário*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico

- PONCE, V. M., 1989, *Engineering Hydrology. Principles and pratices*. Prentice-Hall, Inc., New Jersey.
- PORTELA, M. M., 2000, "Hydrologic aspects related to flash floods. The Portuguese experience", *Euroconference 2000: Flash flods*, IST, Lisboa, Portugal.
- PORTELA, M. M., MARQUES, P. e CARVALHO, F. F., 2000 a), "Hietogramas de projecto para análise de cheias baseada no modelo do hidrograma unitário do *Soil Conservation Service (SCS)*", 5º Congresso da Água, Lisboa.
- PORTELA, M., M., SILVA, A. T. e MELIM, C. P., 2000 b), "O efeito da ocupação urbana nos caudais de ponta de cheias naturais em pequenas bacias hidrográficas", 5º Congresso da Água, Lisboa.
- PORTELA, M., M., 2005, "Precipitações intensas em Portugal Continental. Estimação para durações inferiores ao dia". III Jornadas de Recursos Hídricos. Situações hidrológicas extremas. CCDR – Alentejo. Évora.
- PORTELA, M., M., 2006, , "Estimação de precipitações intensas em bacias hidrográficas de Portugal Continental", *Recursos Hídricos* (em fase de apreciação), Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos (APRH), Lisboa.
- QUINTELA, A. C., 1967, *Recursos de águas superficiais em Portugal Continental*. Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico.
- QUINTELA, A. C., 1996, *Hidrologia e recursos hídricos*. Folhas de apoio à disciplina de Hidrologia e Recursos Hídricos. Associação de estudantes do Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- SANTOS, F. L., 1999, Movimento e qualidade de água na zona vadosa. Conceitos, métodos e técnicas de controlo. Publicações "Universidade de Évora". Série Ciências da Natureza e do Ambiente, Évora.
- Soil Conservation Service, 1985, *National Engineering Handbook*, Sec. 4, Hydrology, U. S. Dept. of Agriculture, disponível a partir de U. S. Government Printing Office, Washington, D. C. ^(*).

- Soil Conservation Service, 1986, *Urban Hydrology for Small Watersheds*, Technical Release n°. 55 (TR-55), Hydrology, U. S. Dept. of Agriculture, disponível a partir de U. S. Government Printing Office, Washington, D. C. ^(*).
- SHAW, E. M., 1984, *Hydrology in practice*. Van Nostrand Reinhold (UK). Co. Ltd., England.
- SHERMAN, L. K., 1932, "Stream flow from rainfall by the unit-graph method". Engineering News-Record, vol. 108, p. 501-505^(*).
- SPRINGER, E. P., B. J. McGurk, R. H. Hawkins e G. B. Coltharp, 1980, "Curve number for watershed data". Proceedings, Symposium on Watershed Management. ASCE, Boise, Idaho, p. 938-950 ^(*).
- TUCCI, C. E. M. (Organizador), 1993. *Hidrologia: ciência e aplicação*. Editora da Universidade, ABRH. EDUSP, Portalegre, Brasil.
- U.S. Department of Agriculture, 1951. Soil Survey Manual #18, Washington, DC^(*).
- VIESSMAN, Jr. W. e LEWIS, G. L., 1996, *Introduction to Hydrology*, 4^a Edição, HarperCollins College Publishers, Nova Iorque.
- YEVJEVICH, V., 1975, "Introduction", in Unsteady Flow in Open Channels. Ed. K. Mahmood e V. Yevjevich, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, USA, p. 127.
- WANIELISTA, M., KERSTEN, R. e EAGLIN, R., 1997, *Hydrology:water quantity and quality control.* 2 nd Edition, John Wiley and Sons, Inc., Usa.
- WILSON, E. M., 1983, *Engineering hydrology*. 3 rd edition, The MacMillan Press LTD, Hong Kong.

(*) Referência não consultada directamente.