



BACIAS DE RETENÇÃO PARA CONTROLO DE CHEIAS: Reflexão sobre métodos de dimensionamento

Luís Mesquita DAVID⁽¹⁾; Rita Fernandes de CARVALHO⁽²⁾

RESUMO

As bacias de retenção podem constituir uma importante medida de controlo na origem para o amortecimento dos caudais de cheia e a gestão sustentável de sistemas de drenagem urbana. O pré-dimensionamento de bacias de retenção é geralmente efectuado através do método simplificado, também conhecido por método holandês, embora o dimensionamento final requeira a utilização de um método numérico que tenha em consideração hietogramas de projecto, as características da bacia de drenagem, a geometria da estrutura de retenção e a lei de vazão dos órgãos de descarga.

Neste trabalho faz-se uma reflexão sobre o método holandês e sobre outros métodos de dimensionamento de estruturas de retenção e apresentam-se alguns exemplos que deixam em evidência as suas potencialidades e limitações. Dado que o dimensionamento com modelos distribuídos e hidrodinâmicos convencionais obriga à realização de um conjunto alargado de simulações, desenvolveu-se um modelo numérico que determina a duração de ponta da chuvada crítica de projecto e que permite o cálculo iterativo das necessidades de armazenamento, para diferentes opções de dimensionamento da bacia de retenção e dos órgãos de descarga.

PALAVRAS-CHAVE

Bacias de retenção, controlo de cheias, curvas IDF, hietogramas de projecto, método simplificado / método holandês, SWMM

⁽¹⁾ Investigador Auxiliar, LNEC (DHA/NES), Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, Portugal, ldavid@lneec.pt

⁽²⁾ Professora Auxiliar, IMAR, Universidade de Coimbra, Dep. Eng. Civil - Pólo II, 3030-788 Coimbra, Portugal, +351 239 79 71 50, ritalmfc@dec.uc.pt



1 - INTRODUÇÃO

As bacias de retenção podem constituir uma importante medida de controlo na origem, tendo em vista o amortecimento dos caudais de cheia e a gestão sustentável de sistemas de drenagem, em particular nas situações de expansão e reabilitação urbana. Os resultados obtidos na fase de pré-dimensionamento podem ser determinantes para a decisão de, num dado local, construir uma destas estruturas, pelo que se justifica uma reflexão sobre os métodos utilizados.

O pré-dimensionamento de bacias de retenção é geralmente efectuado através do método simplificado, também conhecido por método holandês (Abreu, 1983), tal como é proposto pelo Regulamento Geral de Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, publicado pelo Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de Agosto (RGSPDADAR). Este método considera a precipitação uniformemente distribuída na bacia e ao longo do tempo, para uma determinada duração que maximiza o volume, e não tem em conta as características da bacia de drenagem, nem a geometria da estrutura de retenção, nem a lei de vazão dos órgãos de descarga. Assim, o dimensionamento final da bacia de retenção deve ser efectuado com base num modelo numérico que tenha em consideração estes factores e que utilize hietogramas de projecto.

Neste trabalho faz-se uma reflexão sobre o método holandês e outros métodos de dimensionamento de estruturas de retenção. Propõe-se um modelo numérico que determina a chuvada crítica de projecto (designadamente a duração da ponta do hietograma de projecto) e permite o cálculo iterativo das necessidades de armazenamento para diferentes opções de dimensionamento da bacia de retenção e dos órgãos de descarga. Com base num caso de estudo, de que se dispõe de um modelo construído no programa SWMM, apresentam-se alguns exemplos que deixam em evidência as potencialidades e limitações dos diferentes métodos. O maior conhecimento dos métodos pode beneficiar não só o projecto destas estruturas como também as decisões conducentes à economia global dos sistemas.

2 - O MÉTODO SIMPLIFICADO OU MÉTODO HOLANDÊS

2.1 - Descrição

Em Portugal, a maioria dos estudos de análise de precipitações extremas têm conduzido a curvas intensidade-duração-frequência (curvas IDF) do tipo $i = a.t^b$, com i expresso em mm/h e t em minutos (Matos e Silva, 1986; Brandão *et al.*, 2001). Convertendo as unidades da intensidade de precipitação para mm/min passa a ter-se a expressão:

$$i = \frac{a}{60}.t^b \quad \text{com } i \text{ em mm/min e } t \text{ em minutos.}$$

Admita-se que se pretende construir uma bacia de retenção que, para um determinado período de retorno, permita evacuar o caudal constante q , expresso



em m^3/s . O caudal específico efluente, ou seja o caudal efluente por unidade de área activa, expresso em mm/min, é dado por:

$$q_s = \frac{6 \cdot q}{C \cdot A} \quad \text{com } q_s \text{ em mm/min; } q \text{ em } m^3/s; A, \text{ a área activa, em hectares; e } C, \text{ o coeficiente de escoamento (volumétrico), adimensional.}$$

Admitindo que a intensidade de precipitação é constante no tempo, durante um intervalo t , e desprezando o atraso e o amortecimento do hidrograma de cheia, o volume armazenado em cada instante, expresso em mm, pode ser aproximado por:

$$H_a = i \cdot t - q_s \cdot t \quad \Leftrightarrow \quad H_a = \frac{a}{60} \cdot t^{(b+1)} - q_s \cdot t \quad \text{em mm.}$$

O máximo ocorrerá no instante t_{MAX} que verifica $dH_a/dt = 0$, que equivale a:

$$\frac{a}{60} \cdot (b+1) \cdot t^b - q_s = 0 \quad \Leftrightarrow \quad t_{MAX} = \left[\frac{q_s}{\frac{a}{60} \cdot (b+1)} \right]^{\frac{1}{b}}$$

Substituindo t_{MAX} na expressão de armazenamento e resolvendo, tem-se:

$$H_{a,MAX} = \frac{a}{60} \cdot \left[\frac{q_s}{\frac{a}{60} \cdot (b+1)} \right]^{\frac{b+1}{b}} - q_s \cdot \left[\frac{q_s}{\frac{a}{60} \cdot (b+1)} \right]^{\frac{1}{b}} \quad \Leftrightarrow \quad H_{a,MAX} = \left[\frac{-q_s \cdot b}{(b+1)} \right] \cdot \left[\frac{q_s}{\frac{a}{60} \cdot (b+1)} \right]^{\frac{1}{b}}$$

O volume armazenado máximo expresso em m^3 é dado por:

$$V_{a,MAX} = 10 \cdot C \cdot A \cdot \left[\frac{-q_s \cdot b}{(b+1)} \right] \cdot \left[\frac{q_s}{\frac{a}{60} \cdot (b+1)} \right]^{\frac{1}{b}}$$

Note-se que a expressão apresentada no artigo 179º do Regulamento Geral (RGSPDADAR), não tem o parâmetro a dividido por 60 (tem-se a , em vez de $a/60$), pelo que essa expressão não é consistente com o sistema de unidades dos parâmetros a e b apresentados no Anexo IX do mesmo regulamento.

2.2 - Análise crítica da simplificação do hidrograma afluente à bacia

Conforme referido, o método holandês não entra em consideração com o atraso e com o amortecimento do hidrograma de cheia, o que leva a um sobredimensionamento da estrutura de retenção, que pode ter maior ou menor significado consoante a relação entre as variáveis t_{MAX} , t_c , $i(t_{MAX})$ e q_s .



Na Figura 1 compara-se o volume máximo armazenado $H_{a,MAX}$ calculado pelo método holandês (esquema a) com o volume efectivamente armazenado considerando um hidrograma afluyente à bacia obtido pela aplicação do método da relação tempo-área linear (esquema b). Em ambos os esquemas, a linha a cheio representa o caudal afluyente, a linha a tracejado corresponde ao caudal efluyente, q_s , e a área a cinzento equivale ao volume máximo armazenado $H_{a,MAX}$. O hidrograma apresentado no esquema b) foi obtido pela aplicação do método da relação tempo-área linear à chuvada constante de duração t_{MAX} : o hidrograma apresenta um crescimento linear até ao instante que iguala o tempo de concentração da bacia, atingindo e permanecendo no caudal máximo $i(t_{MAX})$ até ao instante t_{MAX} , e a partir daí passa a decrescer linearmente, até se anular no instante em que toda a bacia deixa de contribuir para o escoamento, isto é, passado um intervalo igual ao tempo de concentração da bacia.

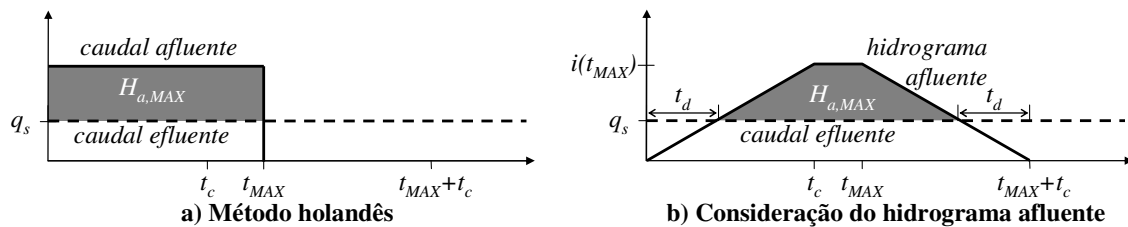


Figura 1 - Representação esquemática do sobredimensionamento do método

Conforme se pode observar da Figura 1, o volume obtido pelo método holandês é superior ao volume que seria obtido considerando o hidrograma de cheia. A diferença é dada por:

$$dH_{a,MAX} = t_d \cdot [i(t_{MAX}) - q_s]$$

A diferença relativa de resultados é tanto maior quanto menor for a diferença entre t_{MAX} e t_c e quanto menor for a diferença entre $i(t_{MAX})$ e q_s .

No caso de t_{MAX} ser inferior ao tempo de concentração da bacia, o método ignora que só parte desta contribui para o escoamento, levando ao sobredimensionamento da estrutura de retenção. Demonstra-se que, nestes casos (e para valores dos parâmetros a e b de curvas IDF), o volume de armazenamento é máximo para uma duração igual ao tempo de concentração da bacia, t_c .

O método holandês admite uma chuvada com intensidade constante e duração igual a t_{MAX} , não tendo em consideração a ocorrência de qualquer precipitação anterior à chuvada que possa contribuir para o enchimento parcial da bacia.



2.3 - Aplicação de um coeficiente de majoração para o caso em que o caudal efluente não pode ser considerado constante

“Na maior parte dos dispositivos de evacuação (colector, descarregador), o caudal evacuado depende da altura de água sobre a soleira ou da carga que lhe é aplicada. A equação que traduz a variação do caudal evacuado com a altura da água no reservatório ou retenção é do tipo $q_e = m.h^\alpha$, em que m e α são coeficientes característicos do tipo de dispositivo, e h é a altura de água no reservatório acima da soleira do dispositivo. Assim, a consideração de um efluente constante correspondente ao máximo evacuado pelo dispositivo de evacuação corresponderá a uma estimativa por defeito do volume de armazenamento” (Abreu, 1983).

Admitindo que a altura de água armazenada é proporcional ao tempo de enchimento da estrutura (hipótese pelo lado da segurança para estruturas com paramento vertical e tanto mais conservativa quanto maior a concavidade destas), tem-se: $h = k.t$, de onde resulta: $q_e = m.k^\alpha.t^\alpha$. O caudal evacuado no instante final da chuvada é por definição o caudal máximo, igual a $q_{e,MAX} = m.k^\alpha.t_{MAX}^\alpha$.

O volume evacuado no fim do tempo t_{MAX} , expresso em mm, é dado por:

$$H_e = \int_0^{t_{MAX}} q_e \cdot dt \Leftrightarrow H_e = \int_0^{t_{MAX}} m.k^\alpha.t^\alpha \cdot dt = m.k^\alpha \cdot \frac{1}{\alpha+1} t_{MAX}^{(\alpha+1)} = \frac{t_{MAX}}{\alpha+1} \cdot q_{e,MAX}$$

A expressão geral para o cálculo do volume armazenado máximo, em mm, vem:

$$H_a = \frac{a}{60} \cdot t^{(b+1)} - \frac{t}{\alpha+1} \cdot q_{e,MAX}$$

O máximo ocorrerá no instante t_{MAX} que verifica $dH_a/dt = 0$, que equivale a:

$$\frac{a}{60} \cdot (b+1) \cdot t_{MAX}^b - \frac{1}{\alpha+1} \cdot q_{e,MAX} = 0 \Leftrightarrow t_{MAX} = \left[\frac{q_{e,MAX}}{\frac{a}{60} \cdot (b+1) \cdot (\alpha+1)} \right]^{\frac{1}{b}}$$

Substituindo a expressão de t_{MAX} na expressão de armazenamento, tem-se:

$$H_{a,MAX} = \frac{a}{60} \cdot \left[\frac{q_s}{\frac{a}{60} \cdot (b+1)} \right]^{\frac{b+1}{b}} - \frac{1}{\alpha+1} \cdot q_{e,MAX} \cdot \left[\frac{q_{e,MAX}}{\frac{a}{60} \cdot (b+1) \cdot (\alpha+1)} \right]^{\frac{1}{b}}$$

Dado que a consideração de um efluente constante no método simplificado correspondente a assumir o efluente máximo evacuado pelo dispositivo de descarga, ou seja que $q_s = q_{e,MAX}$, a razão entre o volume calculado pelo novo método e o volume calculado pelo método simplificado é dada por (Abreu, 1983):



$$\frac{H_{a,MAX;NOVO}}{H_{a,MAX}} = \left[\frac{1}{(\alpha + 1)} \right]^{\frac{b+1}{b}}$$

Assim, o coeficiente de majoração a aplicar será de: $\rho = \left[\frac{1}{(\alpha + 1)} \right]^{\frac{b+1}{b}}$

Este coeficiente depende apenas de dois parâmetros os quais dizem respeito às características do órgão de saída, α , e ao período de retorno do acontecimento pluviométrico, b (Abreu, 1983). No caso mais frequente da evacuação do caudal para jusante se assemelhar à descarga por um orifício de um reservatório, o valor de α é da ordem de 0,5. Neste caso, o coeficiente de majoração é de aproximadamente 1,4, pouco dependendo do período de retorno, T (1,3 para $T = 2$ anos, 1,4 para $T = 5, 10, 20$ e 50 anos, e 1,5 para $T = 100$ anos). Observe-se que, de acordo com a dedução apresentada, o volume de armazenamento só é quantificado a partir da cota do orifício de descarga.

2.4 - Limitação do método a bacias dispostas em linha com o colector

Importa chamar à atenção que o método holandês considera que a bacia começa a esvaziar-se imediatamente a seguir ao instante em que o caudal afluente deixa de ser superior ao caudal máximo regularizado para jusante, q_s , o que acontece em bacias dispostas em série com o colector (“on-line”). No caso de bacias dispostas paralelamente ao colector (“off-line”), em que um descarregador a montante desvia para a bacia o caudal que excede q_s , é fundamental garantir o esvaziamento desta logo que o caudal afluente seja menor que q_s , para prevenção de inundações no caso de fenómenos recorrentes ou de maior duração. O dimensionamento hidráulico dos descarregadores é complexo para estes casos.

3 - MÉTODO NUMÉRICO

3.1 - Descrição geral

O dimensionamento final da bacia de retenção deve entrar em consideração com a influência das principais características da bacia de drenagem no hidrograma afluente, com a geometria da estrutura de retenção e com a lei de vazão do órgão de descarga para jusante. Foi desenvolvido um modelo numérico que, embora simplificado, tenha em conta estes factores.

O modelo numérico desenvolvido permite a introdução de hietogramas de projecto, designadamente o proposto por Matos (1987), descrito na Figura 2 e calculado com base em curvas IDF.



O hidrograma de entrada na estrutura de retenção resulta da aplicação de um modelo hidrológico, que tem em consideração a área total da bacia de drenagem, o coeficiente de escoamento e as perdas iniciais. O modelo hidrológico permite ainda considerar a contribuição de uma percentagem de áreas permeáveis, mediante a introdução dos respectivos parâmetros de perdas iniciais e de infiltração para a fórmula de Horton. A propagação do escoamento na bacia de drenagem pode ser modelada pela relação tempo área, pelo método do reservatório linear, ou ainda pelo modelo de Clark, que conjuga os efeitos de translação e de armazenamento da curva tempo-área e do reservatório linear.

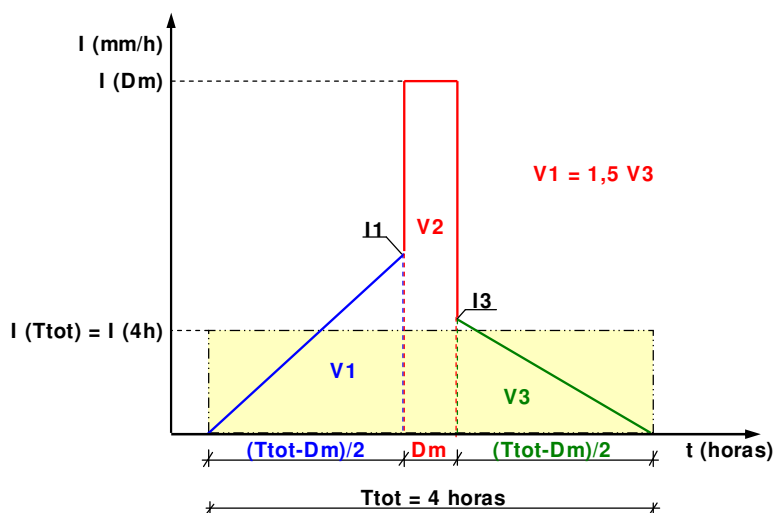


Figura 2 – Hietograma de projecto proposto por Matos (1987)

Podem ser consideradas diferentes geometrias da estrutura de retenção, incluindo a irregular, mediante a introdução da curva da área superficial ou do volume de retenção em função da altura de armazenamento (determinada num sistema georeferenciado, por exemplo), tal como ilustrado na Figura 3. Alternativamente, esta relação pode ser calculada com base numa geometria pré-definida, apresentada na Figura 4, caracterizada pela largura da base (w), relação comprimento/largura na base (c) e inclinação dos taludes (k).

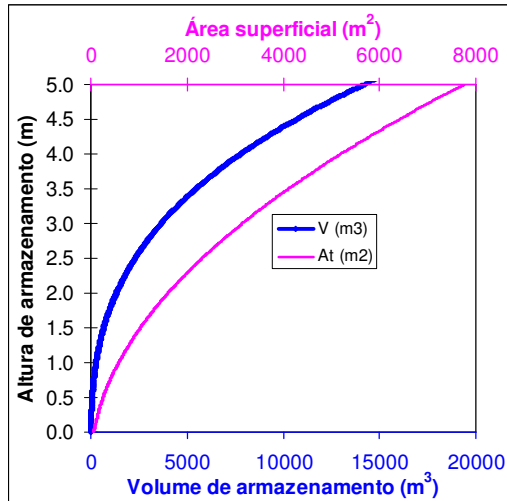


Figura 3 – Exemplo das curvas da área superficial e do volume em função da altura de armazenamento

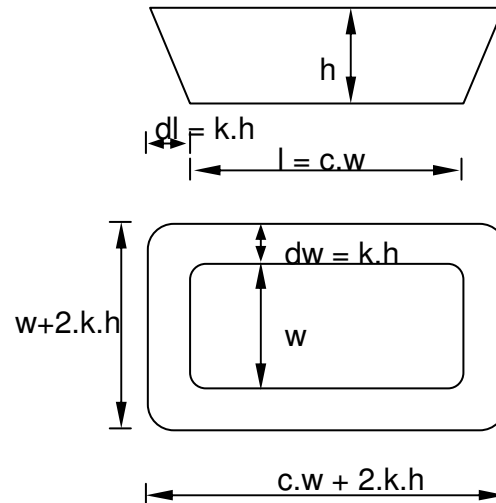


Figura 4 – Geometria da estrutura pré definida e parâmetros característicos (w , c , k)

O modelo permite considerar um ou dois órgãos de descarga em simultâneo e localizados a diferentes cotas, do tipo orifício, aqueduto ou descarregador. A condição de jusante, em cada instante, é calculada com base na relação dos pares de valores altura de água - caudal fornecida pelo utilizador, ou, alternativamente, considerando o escoamento uniforme no colector a jusante (caracterizado pelo diâmetro, coeficiente de Manning-Strickler, inclinação e cota da soleira a montante).

O método numérico baseia-se no cálculo, por cada décimo de minuto, do caudal afluente, da altura de água e do caudal efluente da estrutura de retenção, durante um período de tempo superior à duração do hietograma. O volume de retenção será máximo no instante em que a fase descendente do hidrograma afluente iguala o valor limite pré-definido para a descarga. O modelo calcula iterativamente o volume de retenção necessário para que o caudal descarregado para jusante não exceda o valor limite pré-definido nesse instante - fazendo variar a área da base, ou a inclinação dos taludes da estrutura de retenção, ou a dimensão do órgão de descarga, consoante instrução do utilizador. O modelo repete este processo, para cada duração da ponta do hietograma de projecto, desde uma duração da ponta igual ao tempo de concentração da bacia de drenagem até garantir que uma determinada duração da ponta corresponde à necessidade máxima de retenção (ver Figura 8, na Secção 5).

O programa desenha os hidrogramas de entrada e de saída e a altura de água ao longo do tempo na estrutura de retenção (ver Figura 7, na Secção 5).

4 - APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

4.1 - Descrição da bacia de drenagem

Selecionou-se para caso de estudo uma bacia com cerca de 20 ha localizada na Cidade de Odivelas, a qual faz parte de uma área urbana que foi aprofundadamente estudada em trabalhos anteriores (David e Matos, 2000; David, 2002). Dispõem-se de dados de monitorização da precipitação e dos caudais e de um modelo matemático no programa SWMM, cuja descrição da construção e calibração estão descritos em Cambez *et al.* (2008) (sub-bacia B2-U). O SWMM é um modelo distribuído que utiliza as equações de Saint-Venant. A Figura 5 ilustra o modelo no SWMM, que inclui como imagem de fundo uma fotografia do *Google Earth*.

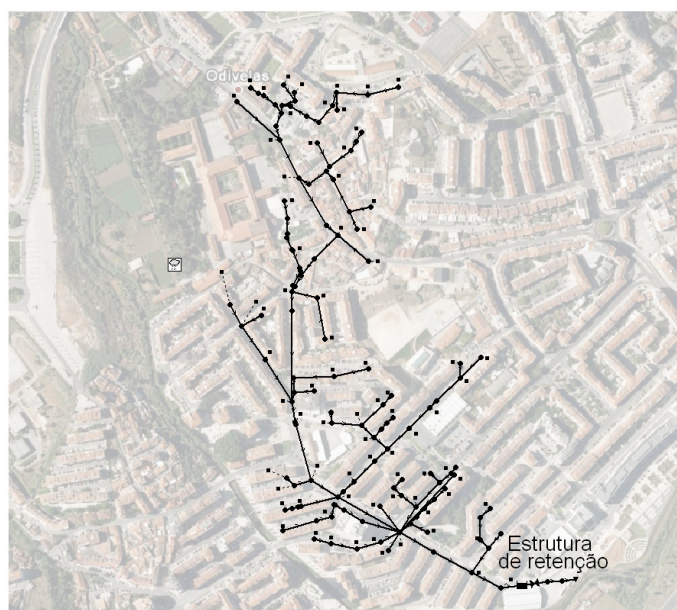


Figura 5 - Caso de estudo - Planta da rede de drenagem no SWMM

As áreas impermeáveis das sub-bacias foram inicialmente definidas com base no estudo da ocupação do terreno. No entanto, dado que as áreas impermeáveis levavam a caudais superiores aos monitorizados a jusante, a calibração consistiu fundamentalmente em ajustar os valores das áreas impermeáveis, através da multiplicação por um coeficiente de redução hidrológica, e em anular a contribuição das áreas permeáveis (tal como é efectuado pelo modelo hidrológico A do programa MOUSE, do *DHI*). Acresce que, apesar de se dispor de medições de um período chuvoso com 4 meses, os resultados obtidos não permitiam uma calibração adequada dos parâmetros de infiltração, pelo que, pelo princípio da parcimónia dos parâmetros, se justificava a não modelação das áreas permeáveis.

As áreas impermeáveis contribuintes para o escoamento correspondem sensivelmente a 14 ha, ou seja a 70% da área total da bacia. Para efeitos do presente trabalho, a área da bacia e o somatório das áreas impermeáveis foram arredondados para os valores exactos de, respectivamente, 20 ha e 14 ha.



4.2 - Cenários de dimensionamento da estrutura de retenção

Pretende-se dimensionar uma bacia de retenção localizada a jusante da área de estudo, tendo em vista amortecer o caudal escoado para jusante, para o período de retorno de 10 anos, para o máximo de $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$.

Os resultados obtidos pelo método holandês (descrito na Secção 2) serão comparados com os obtidos pelo modelo numérico descrito na Secção 3, para diferentes cenários de configuração da estrutura de retenção, de curva de vazão do órgão de saída, e de disponibilidade de cota entre as secções de montante e de jusante. Finalmente, as soluções obtidas pelo modelo numérico, para cada um dos cenários, serão posteriormente verificadas no modelo em SWMM.

Foram considerados os seguintes 4 cenários de dimensionamento:

- 1º cenário:** bacia de retenção a céu aberto com área superficial rectangular e constante, com disponibilidade de cota entre as secções de montante e de jusante, e com descarga independente da altura de água na bacia (caudal máximo de $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$);
- 2º cenário:** bacia de retenção a céu aberto com área superficial rectangular e constante, com disponibilidade de cota entre as secções de montante e de jusante, e com descarga por um orifício rectangular $0,6\text{m} \times 0,6\text{m}$ junto ao fundo;
- 3º cenário:** bacia de retenção a céu aberto com área superficial rectangular e taludes com inclinação 8:1 (h:v), com disponibilidade de cota entre as secções de montante e de jusante, e com descarga por um orifício rectangular $0,6\text{m} \times 0,6\text{m}$ junto ao fundo;
- 4º cenário:** estrutura de retenção enterrada de secção superficial rectangular e constante, pouca disponibilidade de cota, e descarga por um orifício rectangular $0,6\text{m} \times 0,6\text{m}$ junto ao fundo.

5 - RESULTADOS

5.1 - Aplicação do método holandês

Da aplicação do método holandês ao caso de estudo, considerando o período de retorno de 10 anos e as curvas IDF do RGSPDADAR, para a região A, resulta:

$$t_{MAX} = \left[\frac{q_s}{\frac{a}{60} \cdot (b+1)} \right]^{\frac{1}{b}} = \left[\frac{1,4}{\frac{290,7}{60} \cdot (-0,549 + 1)} \right]^{\frac{1}{-0,549}} = 10,53 \text{ minutos}$$



$$V_{a,MAX} = 10.C.A. \left[\frac{-q_s \cdot b}{(b+1)} \right] \cdot \left[\frac{q_s}{\frac{a}{60} \cdot (b+1)} \right]^{\frac{1}{b}} \Leftrightarrow$$

$$V_{a,MAX} = 10 \times 0,70 \times 14 \times \left[\frac{-1,40 \times (-0,549)}{(-0,549 + 1)} \right] \times \left[\frac{1,40}{\frac{290,7}{60} \cdot (-0,549 + 1)} \right]^{\frac{1}{-0,549}} = 1077 \text{ m}^3$$

Para o caso em que o caudal efluente não pode ser considerado constante, e admitindo a descarga por um orifício localizado junto ao fundo, obtém-se o seguinte coeficiente de majoração:

$$\rho = \left[\frac{1}{(\alpha + 1)} \right]^{\frac{b+1}{b}} = \left[\frac{1}{(0,5 + 1)} \right]^{\frac{-0,549+1}{-0,549}} = 1,395$$

de onde resulta: $V_{a,MAX} = 1077 \times 1,395 = 1503 \text{ m}^3$

5.2 - Calibração do hidrograma afluente à estrutura de retenção no modelo numérico

A calibração do hidrograma afluente à estrutura de retenção no modelo numérico foi feita através da comparação dos resultados com os do modelo SWMM. A Figura 6 ilustra a comparação de resultados obtidos utilizando o hidrograma de projecto proposto por Matos (1987), para o período de retorno de 10 anos e duração da ponta de 14 minutos. Com base nas características da bacia, consideraram-se os seguintes parâmetros no modelo numérico: Área = 20 ha; percentagem de área impermeável = 70%; e perdas iniciais de 1,5 mm. Entre os modelos de propagação do escoamento disponíveis pelo modelo numérico desenvolvido, o modelo de Clark foi o que proporcionou uma melhor calibração, conjugando os efeitos de translação e de armazenamento da curva tempo-área, com o coeficiente de 6 minutos, e do reservatório linear, com o coeficiente de 3 minutos.

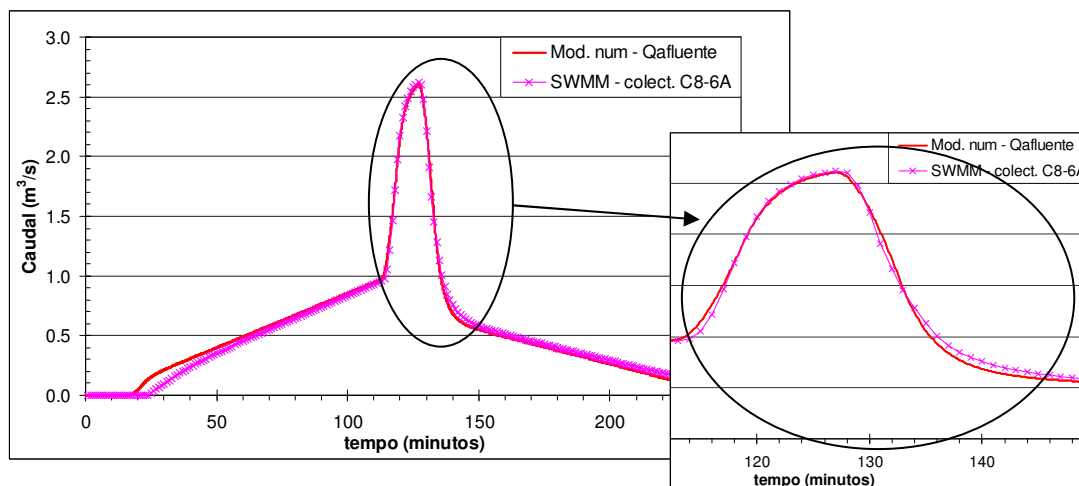


Figura 6 – Exemplo da calibração do hidrograma afluente à estrutura no modelo numérico

5.3 - Resultados do modelo numérico proposto e do SWMM para os 4 cenários

A Figura 7 compara os resultados obtidos pelo modelo numérico descrito na secção 3 e pelo SWMM, para os 4 cenários simulados. As linhas vermelha e rosa correspondem aos hidrogramas afluentes obtidos pelo modelo proposto e pelo SWMM, respectivamente (valores no eixo do lado esquerdo); as linhas a verde escuro e claro correspondem aos hidrogramas efluentes obtidos pelo modelo proposto e pelo SWMM, respectivamente (também com valores no eixo do lado esquerdo); finalmente, as linhas a azul escuro e claro correspondem às alturas de água na estrutura de retenção obtidas pelo modelo proposto e pelo SWMM, respectivamente (valores no eixo do lado direito).

Para o 1º cenário simulado - *bacia de retenção a céu aberto com área superficial rectangular e constante, com disponibilidade de cota entre as secções de montante e de jusante, e com descarga independente da altura de água na bacia (caudal máximo de 1,4 m³/s)* - o volume de armazenamento máximo ocorre para um hietograma de projecto com duração de intensidade de ponta de 12 minutos, conforme se pode observar no gráfico da Figura 8, que ilustra os resultados obtidos para diversas durações de ponta do hietograma de projecto. O volume de retenção necessário é de 814 m³ (inferior em 263 m³ relativamente ao método holandês).

Da simulação efectuada no modelo SWMM com o mesmo hietograma de projecto resultou um volume de retenção necessário de 808 m³.

Conforme se pode observar no 1º gráfico da Figura 7, os resultados obtidos por ambos os modelos para o 1º cenário são bastante semelhantes.

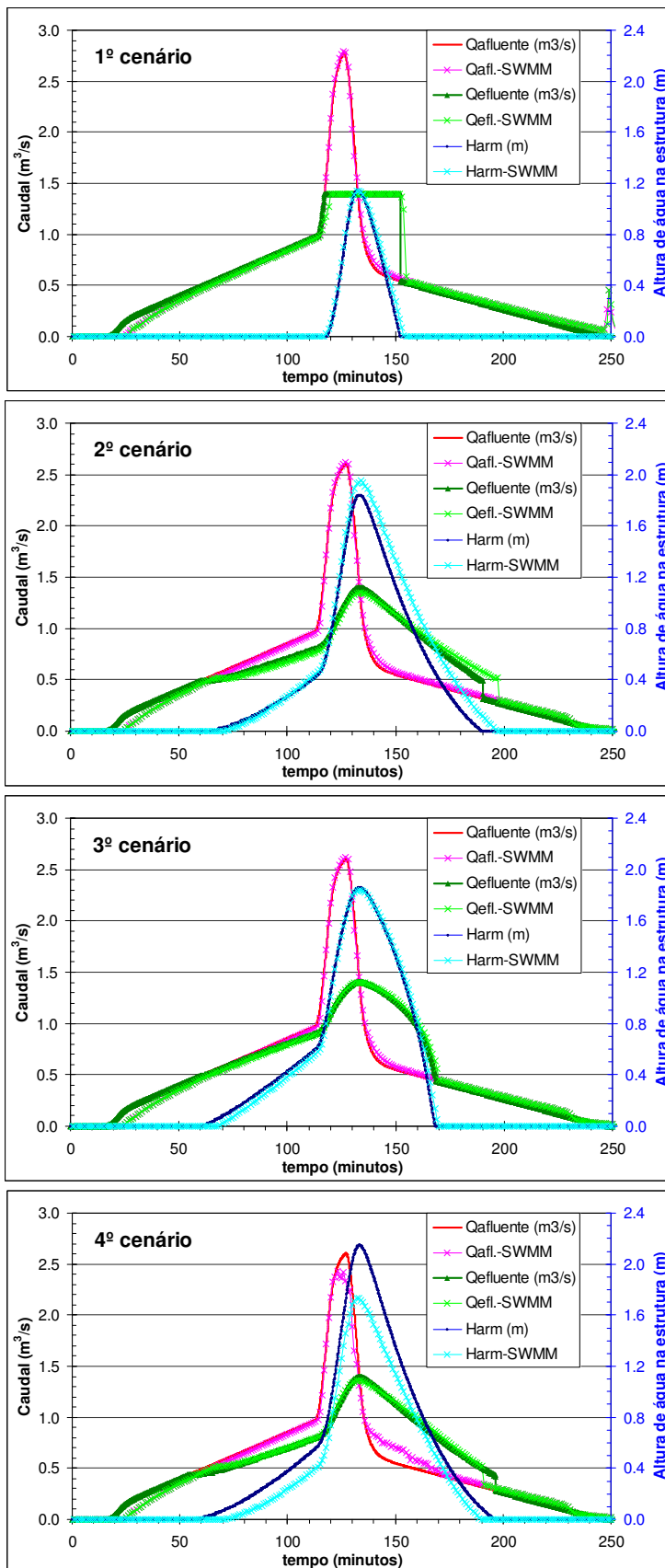


Figura 7 – Hidrogramas afluente e efluente e altura de água na estrutura de retenção obtidos pelo modelo numérico proposto e pelo SWMM, para os 4 cenários

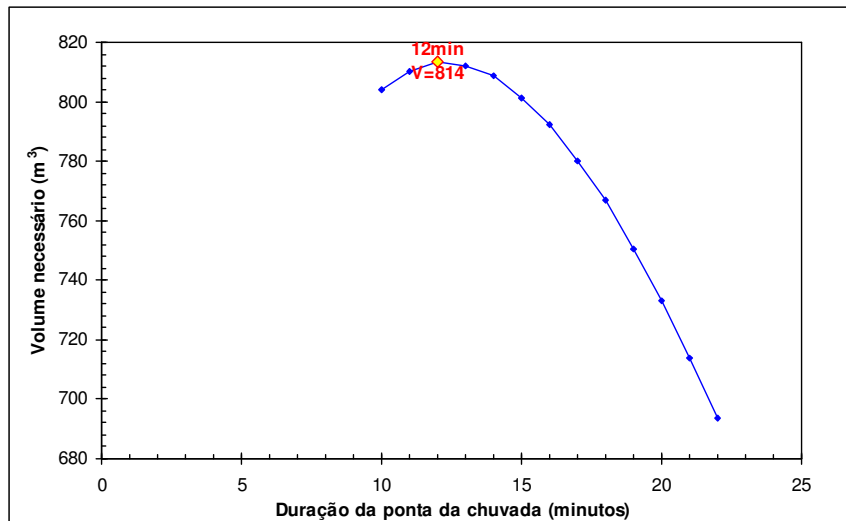


Figura 8 – Necessidades de retenção para diferentes durações da intensidade de máxima precipitação, determinadas pelo modelo numérico, para o 1º cenário

No 2º cenário simulado - *bacia de retenção a céu aberto com área superficial rectangular e constante, com disponibilidade de cota entre as secções de montante e de jusante, e com descarga por um orifício rectangular 0,6m x 0,6m junto ao fundo* - o caudal efluente e a altura de água na bacia de retenção dependem da geometria desta, bem como da dimensão do orifício e do respectivo coeficiente de vazão. No modelo numérico considerou-se um orifício rectangular localizado junto ao fundo, com 0,6 m x 0,6 m e coeficiente de vazão de 0,60, e fixou-se a relação entre o comprimento e a largura da bacia igual a 2. Assim, para cada duração de ponta do hietograma de projecto, o modelo determina iterativamente (para diferentes valores da largura da estrutura de retenção, i.e., da área da base) o volume necessário que assegure um caudal máximo efluente de 1,40 m³/s.

O volume máximo ocorreu para um hietograma de projecto com duração de intensidade de ponta de 14 minutos, correspondente a uma bacia com área de base de 784,9 m² (19,8 m x 39,6 m), com altura de água máxima de 1,84 m e um volume de 1 450 m³.

A simulação em SWMM utilizando uma bacia rectangular com as mesmas dimensões da área da base (19,8 m x 39,6 m), um orifício semelhante (0,6m x 0,6m, coeficiente de vazão de 0,60 e a mesma diferença de cotas em relação ao colector a jusante) e o mesmo hietograma de projecto, levou a uma altura de água na bacia de retenção de 1,95 m e um volume de 1 500 m³. O caudal máximo descarregado para jusante foi de 1,35 m³/s, valor ligeiramente inferior ao pretendido. Estas diferenças de resultados (ver Figura 7) têm pouco significado e são atribuídas às diferenças dos métodos de cálculo nos dois modelos.

A Figura 9 representa o perfil longitudinal da rede de colectores na vizinhança da estrutura de retenção no modelo em SWMM, com indicação da altura de água, onde se pode observar que não há regolfo para montante devido ao armazenamento na bacia.

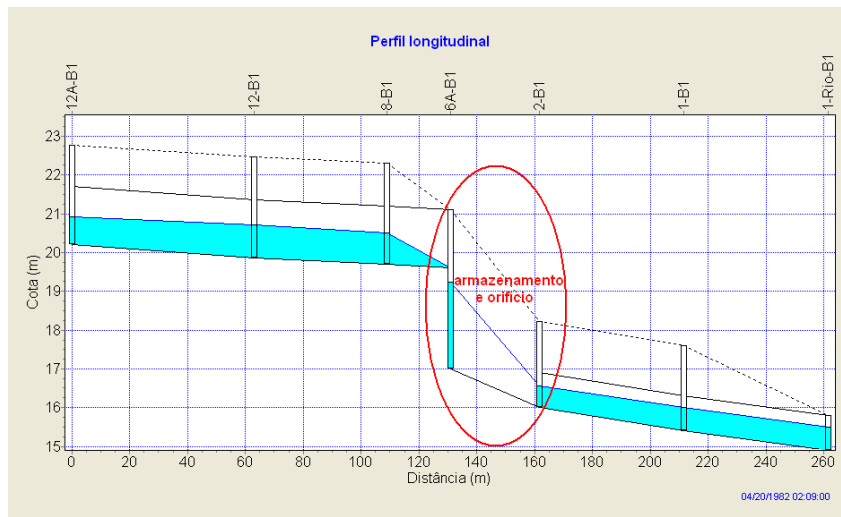


Figura 9 – Perfil longitudinal da rede de colectores na vizinhança da estrutura de retenção no modelo em SWMM, para o 2º cenário

O 3º cenário - *bacia de retenção a céu aberto com área superficial rectangular e taludes com inclinação 8:1 (h:v), com disponibilidade de cota entre as secções de montante e de jusante, e com descarga por um orifício rectangular 0,6m x 0,6m junto ao fundo* - é praticamente igual ao 2º cenário, mas em que os taludes têm inclinação 8:1 (h:v). O volume máximo ocorreu para um hietograma de projecto com duração de intensidade de ponta de 14 minutos, correspondente a uma bacia com altura de água máxima de 1,86 m, com área superficial na base e no topo de, respectivamente, 59 m² e 1 429 m², e um volume de 1 114 m³.

A simulação em SWMM utilizando uma bacia com as mesmas dimensões (área da base de 59 m² e inclinação de taludes 8:1), um orifício semelhante e o mesmo hietograma de projecto, levou a uma altura de água na bacia de retenção de 1,84 m e um volume de 1 092 m³. O caudal máximo descarregado para jusante foi exactamente 1,40 m³/s. Tal como também se pode observar na Figura 7, os resultados obtidos pelos dois modelos são muito semelhantes.

No 4º cenário - *estrutura de retenção enterrada de secção superficial rectangular e constante, pouca disponibilidade de cota, e descarga por um orifício rectangular 0,6m x 0,6m junto ao fundo* - admite-se haver pouca disponibilidade de cota entre as secções de montante e de jusante da estrutura de retenção. Assim, considera-se uma estrutura de retenção enterrada de secção rectangular, com descarga por um orifício rectangular 0,6m x 0,6m junto ao fundo. O volume máximo ocorreu para um hietograma de projecto com duração de intensidade de ponta de 14 minutos, correspondente a uma bacia com área de base de 706 m² (18,8 m x 37,6 m), com altura de água máxima de 2,15 m e um volume de 1 520 m³.

A simulação em SWMM utilizando uma bacia rectangular com as mesmas dimensões da área da base (18,8 m x 37,6 m), um orifício semelhante (0,6m x 0,6m, coeficiente de vazão de 0,60 e a mesma diferença de cotas em relação ao colector a jusante) e o mesmo hietograma de projecto, levou a uma altura de água na bacia

de retenção de 1,73 m e um volume de 1 225 m³. Conclui-se que o volume obtido pelo SWMM é cerca de 20 % inferior ao obtido pelo método numérico descrito na Secção 3.

Tal como pode ser observado no último gráfico da Figura 7, o hidrograma afluente no modelo SWMM é amortecido durante a ponta de cheia, o que mostra a influência de efeitos de regolfo para montante da estrutura de retenção. Este fenómeno, que é modelado pelo SWMM, não é considerado pelo modelo numérico descrito na Secção 3. A Figura 10 representa o perfil longitudinal da rede de colectores na vizinhança da estrutura de retenção no modelo em SWMM, confirmando a elevação da altura de água nos colectores a montante da estrutura de retenção.

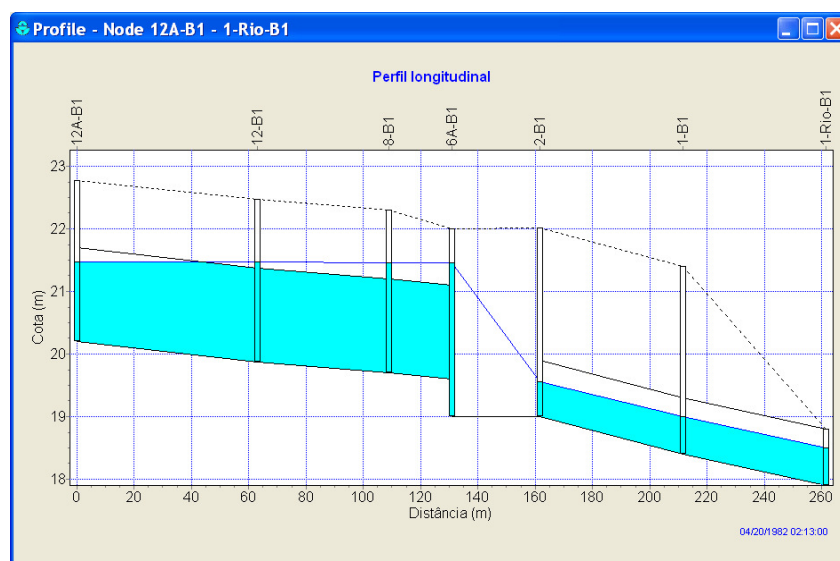


Figura 10 - Perfil longitudinal da rede de colectores na vizinhança da estrutura de retenção no modelo em SWMM, para o 4º cenário

5.4 - Apreciação crítica dos resultados obtidos para os 4 cenários

No Quadro 1 apresenta-se a síntese de resultados dos volumes de retenção obtidos pelos diferentes métodos, para os 4 cenários.

Quadro 1 – Volumes de retenção obtidos pelos diferentes métodos, para os 4 cenários

Cenários Métodos	1º Cenário (descarga fixa)	2º Cenário (b. paralelipip., orifício de desc.)	3º Cenário (b. piramidal, orifício de desc.)	4º Cenário (b. paralelipip., orifício de desc., limitação de cota)
Mét. holandês	1 077	1 503 (considerando um coeficiente de majoração de 1,395)		
Mét. numérico S. 3	814	1 450	1 114	1 520
Mod. SWMM	808	1 500	1 092	1 225



Da análise do Quadro 1, confirma-se que para o caso em que se possa admitir o caudal efluente constante, i.e., independente da altura de água na estrutura de retenção (1º cenário), o método holandês pode conduzir a volumes de retenção superiores aos necessários, por não ter em conta os efeitos de atraso e de amortecimento do hidrograma de cheia. Acresce que a consideração destes efeitos pelo método numérico, para o caso de estudo seleccionado, conduziu a uma duração crítica da chuvada de 12 minutos, a qual foi de 10,5 minutos para o método holandês. Neste caso, o sobredimensionamento do resultado do método holandês foi da ordem dos 30%.

Para os casos em que o caudal de descarga depende da altura de água na estrutura de retenção, o volume de armazenamento tem necessariamente de ser superior (dado que durante o enchimento da bacia a descarga é inferior ao valor limite estabelecido). Se a lei de descarga for aproximada à do escoamento por um orifício localizado junto ao fundo de um reservatório de paramento vertical, demonstrou-se que o volume obtido pelo método holandês deverá ser majorado em 40% ($\rho \approx 1,40$). Compreende-se assim que os volumes de retenção obtidos pelo modelo numérico para o 2º, 3º e 4º cenários, em que se considerou a descarga por um orifício localizado junto ao fundo da bacia de retenção, dependente da altura de água, sejam superiores ao do 1º cenário.

Acresce que, tal como pode ser observado na Figura 7, a utilização de um hidrograma de projecto no modelo numérico (em vez de uma precipitação uniforme) levou a que, para os 3 cenários em que a descarga depende da altura de água na bacia, o armazenamento se inicie durante a fase ascendente do hidrograma afluente, e não unicamente durante o período de ponta de cheia, levando a um aumento suplementar da necessidade de armazenamento. Justifica-se assim que a diferença de volumes entre o 1º e o 2º cenário no modelo numérico seja superior aos 40 % anteriormente referidos. Justifica-se também a aproximação de resultados entre o modelo numérico e o método holandês (que diferem em apenas 3%).

O volume de retenção para o 3º cenário é inferior ao do 2º cenário devido ao efeito de concavidade da estrutura de retenção, que reduz o efeito de variação da descarga para jusante com o aumento do volume armazenado. Observe-se que os volumes fornecidos pelo método numérico descrito na Secção 3 e pelo SWMM são muito próximos do volume obtido pelo método holandês não majorado (1077 m^3), sendo superiores em menos de 4% e 2%, respectivamente. No entanto, neste cenário, a área superficial da bacia para a altura máxima de armazenamento praticamente duplicou a área superficial necessária para o 2º cenário.

O 4º cenário, que considera uma estrutura de retenção enterrada devido a limitações de cota entre a secção de montante e a de jusante, é o único em que se verificam diferenças significativas de resultados entre modelo numérico proposto e o SWMM. Estas diferenças devem-se à ocorrência de regolfo para montante da



estrutura de retenção, fenómeno que não é representado pelo modelo numérico descrito na Secção 3.

6 - CONCLUSÕES

A simplicidade do método holandês faz dele um método de grande aplicação no pré-dimensionamento de bacias de retenção. Os resultados apresentados neste trabalho suportam as seguintes conclusões, relativamente a este método:

- Nos casos em que o caudal descarregado para jusante possa ser considerado constante, i.e., independente da altura de água na bacia de retenção, o método holandês pode conduzir a volumes de retenção significativamente superiores aos necessários, por não ter em conta os efeitos de atraso e de amortecimento do hidrograma de cheia (a diferença de resultados tem tanto mais significado quanto menor for a diferença entre a duração da chuvada crítica e o tempo de concentração da bacia, e quanto menor for a diferença entre a intensidade de precipitação crítica e o caudal que se admite passar para jusante por unidade de superfície contribuinte).
- No caso de se dispor de uma bacia de retenção com paramentos verticais e com descarga por um orifício junto ao fundo, o resultado obtido pelo método holandês majorado por um coeficiente de 1,4 deverá ser próximo do fornecido por um modelo mais complexo que utilize hietogramas de projecto (tais como o proposto por Matos, 1987), para a generalidade dos casos.
- No caso de se dispor de uma bacia de retenção de forma concava e com descarga por um orifício junto ao fundo, o resultado fornecido pelo método holandês deverá ser majorado por um coeficiente não superior a 1,4, que deverá ser tanto menor quanto maior for a concavidade da bacia (no caso apresentado, de uma bacia com taludes com inclinação 8:1 (h:v), o coeficiente de majoração a aplicar seria inferior a 1,04).

O dimensionamento final deve ser efectuado através de um método numérico que tenha em consideração hietogramas de projecto, as características da bacia de drenagem, a geometria da estrutura de retenção e a lei de vazão dos órgãos de descarga. No entanto, para os casos em que a lei de vazão depende da altura de água na bacia, a utilização de um modelo distribuído e hidrodinâmico convencional (e.g., SWMM, MOUSE, Inforworks) obriga à execução de diversas simulações para determinar, através de um processo iterativo, as dimensões da bacia que limitam o caudal descarregado ao valor pretendido. Este processo tem de ser repetido para diferentes cenários de duração da ponta do hietograma de projecto, até se determinar a duração crítica que exige a maior necessidade de retenção.

Face ao exposto, foi apresentado um modelo numérico que entra em consideração com hietogramas de projecto (em vez de precipitações uniformes no tempo), com a influência das principais características da bacia de drenagem no hidrograma afluente, com a geometria da estrutura de retenção e com a lei de vazão de diferentes órgãos de descarga para jusante. O modelo determina a chuvada crítica



de projecto (designadamente a duração da ponta do hietograma) e permite o cálculo iterativo das necessidades de armazenamento para diferentes opções de dimensionamento da bacia de retenção e dos órgãos de descarga. O modelo perde validade nas situações em que ocorra regolfo para montante da estrutura de retenção.

Os resultados obtidos pelos modelos numéricos deixam em evidência que a fixação do caudal descarregado para jusante a um valor constante, independente da altura de água na bacia de retenção, pode levar a importantes reduções dos volumes necessários para amortecer o caudal de ponta resultante do hietograma de projecto proposto por Matos (1987). No entanto, estas reduções podem não ser tão acentuadas para a utilização de outro tipo de hietogramas de projecto (e.g., o hietograma decrescente).

REFERÊNCIAS

- ABREU M. R. (1983). Metodologias para a redução de caudais de ponta e volumes de escoamento em sistemas de drenagem - principais aspectos relativos à utilização de bacias de retenção. In Contribuição para o Estudo da Drenagem de Águas Pluviais em Zonas Urbanas, LNEC, ICT - S290, V2, pp. 253-284.
- BRANDÃO C., RODRIGUES R., COSTA J. P. (2001). Análise de Fenómenos Extremos. Precipitações Intensas em Portugal Continental. DSRH.
- CAMBEZ M.J., PINHO J., DAVID L.M. (2008). Modelação matemática de um sistema de drenagem urbana com o SWMM. In XIII ENaSB, Covilhã.
- DAVID L.M., MATOS R.S. (2000). Modelação hidráulica e da qualidade da água de um sistema de drenagem unitário em Odivelas. In IX ENaSB, Loures, em CD.
- DAVID L.M. (2002). Qualidade da água em tempo de chuva no sistema de drenagem urbana da Ribeira da Póvoa. In X Encontro ENaSB, Braga, em CD.
- MATOS R., SILVA M. (1986). Estudos de precipitação com aplicação no projecto de sistemas de drenagem pluviais. Curvas de Intensidade-Duração-Frequência da Precipitação em Portugal. Lisboa, ITH 24. LNEC.
- MATOS M.R. (1987). Métodos de Análise e de Cálculo de Caudais Pluviais em Sistemas de Drenagem Urbana - Estudo referenciado em dados experimentais de bacias urbanas portuguesas”, Tese, Hidráulica, LNEC.
- Regulamento Geral de Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais. Dec. Reg. n.º 23/95 de 23 de Agosto.