

# SIMULAÇÃO DE CHEIA NO RIO GUADIANA A JUSANTE DA BARRAGEM DE ALQUEVA

## *FLOOD SIMULATION IN GUADIANA RIVER DOWNSTREAM ALQUEVA DAM*

Orlando Silva<sup>(1)</sup> e Teresa Viseu<sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> Universidade de Évora, Colégio Luís António Verney, orlando@evora.pt

<sup>(2)</sup> Laboratório Nacional de Engenharia Civil, tviseu@lnec.pt

### SUMMARY

*Catastrophic floods in the Guadiana River are simulated associated either to the hypothetical complete removal of the Alqueva dam structure as well as to the spillway full discharge. Two different numerical models for flood propagation are used, presenting the paper a comparative analysis of the results obtained by both models.*

*The first model was developed as a research tool and is a fluid dynamic model based on the Saint-Venant conservation equations applied to a mass of water that flows in the simplified surface representing the river stretch. In this model, the flow equations are discretized by the finite volume method and the interpolation of the convective term is made by using the superbee scheme. The equations are solved with the 4<sup>th</sup> order Runge-Kutta method.*

*The second model is the well-known HEC-RAS, a commercial tool developed by the U.S. Army Corps of Engineers.*

### Resumo

A simulação da ocorrência de uma cheia catastrófica associada à remoção integral da barragem de Alqueva é efectuada com base num modelo de dinâmica de fluidos.

O modelo que serve de base às simulações considera a geometria aproximada da bacia do rio e condições hidrológicas iniciais, utilizando as equações unidimensionais discretizadas da conservação da massa e do momento linear (equações de Saint-Venant) e as formulações adoptadas para as forças envolvidas.

Neste modelo são utilizados o método dos volumes finitos, uma interpolação não linear do termo convectivo e o método de Runge-Kutta de 4<sup>a</sup> ordem.

Ao mesmo caso de estudo foi aplicado o modelo unidimensional de simulação de cheias HEC-RAS.

Foram simulados dois cenários O primeiro considera a descarga da cheia de projecto dos descarregadores, ou seja, um caudal permanente igual a 10 000 m<sup>3</sup>/s. O segundo considera como condições iniciais uma cota inicial de 140 m de água na albufeira, sendo as simulações efectuadas após a remoção da barragem.

Neste artigo, apresenta-se uma análise comparativa e crítica dos resultados obtidos nas simulações numéricas efectuadas para ambos os cenários e por ambos os modelos. Esta análise comparativa permitiu avaliar, para o caso estudado, as diferenças de resultados obtidos pelos dois modelos.

### Introdução

O escoamento em vales naturais resultante da rotura de uma barragem envolve fenómenos hidráulicos complexos de difícil caracterização matemática. A

análise apresentada no presente trabalho incide no rio Guadiana a jusante da barragem de Alqueva. Neste trecho alternam zonas muito encaixadas, de vertentes abruptas, com outras em que o vale é largo com margens de declive suave.

Para possibilitar a simulação de escoamentos nestas condições foi desenvolvido um modelo computacional: modelo RiverMood. Ao mesmo caso de estudo foi aplicado o modelo de cálculo HEC-RAS, tendo sido realizada uma análise comparativa dos resultados obtidos nas simulações numéricas efectuadas.

Esta análise comparativa permitiu verificar que o comportamento da evolução da cheia é equiparável nos resultados obtidos pelos dois modelos, verificando-se um bom ajustamento no que diz respeito aos níveis atingidos e ao tempo de chegada da cheia.

Verificou-se igualmente que as diferenças mais significativas entre os resultados obtidos pelos dois modelos ocorrem nos valores máximos dos níveis de água no trecho mais a jusante, com o modelo RiverMood a proporcionar um maior amortecimento da cheia.

### Modelo RiverMood

Na presente aplicação prática, o modelo RiverMood simula a propagação da massa de água que se escoia a partir da albufeira da barragem de Alqueva sobre o leito de cheia até uma localização a jusante e próxima de Mértola. A geometria do leito do rio é modelada por justaposição de sectores de pirâmides. A dinâmica da massa de água é modelada pela aplicação de equações de balanço da massa e do

momento linear sob a forma das equações de Saint-Venant (1871) unidimensionais:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} = \mathbf{S} \quad (1)$$

em que

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} A \\ Q \end{bmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{bmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + \frac{F_{pf}}{\rho} \end{bmatrix}, \quad (2)$$

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x} (F_{pl} + F_g + F_a) \end{bmatrix}$$

A coordenada  $x$  é tangencial à linha do fundo do leito. As forças são projectadas sobre esta direcção.  $A$  e  $Q$  são as variáveis do escoamento, respectivamente a área da secção transversal e o caudal volúmico.

A força hidrostática  $F_{pf}$  pode ser traduzida pela expressão:

$$F_{pf} = \int_{z_0}^H \rho g b(z) dz \cdot (H - z) \quad (3)$$

A força de pressão que as paredes laterais do leito exercem sobre a água é expressa por:

$$F_{pl} = \int_{s_i} \rho g dz \frac{\partial b(x, z)}{\partial x} dx \cdot [H(x) - z] \quad (4)$$

A força gravítica é calculada por:

$$F_g = m \bar{g} \cdot \hat{x} = \rho \cdot A \cdot \delta x \cdot g \cdot \frac{dz}{dx} = \rho \cdot A \cdot g \cdot \delta x \quad (5)$$

A força de atrito é calculada com base na equação de Manning-Strickler:

$$\frac{\partial F_a}{\partial x} = - \frac{\rho g n^2 Q |Q|}{AR^{4/3}}, \quad (6)$$

A superfície livre da água na albufeira é considerada horizontal e a evolução da sua cota calculada com base no caudal que entra no domínio de cálculo a partir da albufeira.

### Método numérico no modelo RiverMood

#### Discretização

As equações de transporte diferenciais (1) e (2) são discretizadas por integração nos volumes de controlo representados na figura 1, utilizando o método dos

volumes finitos desenvolvido pelo grupo de Spalding (Gosman et al., 1969).

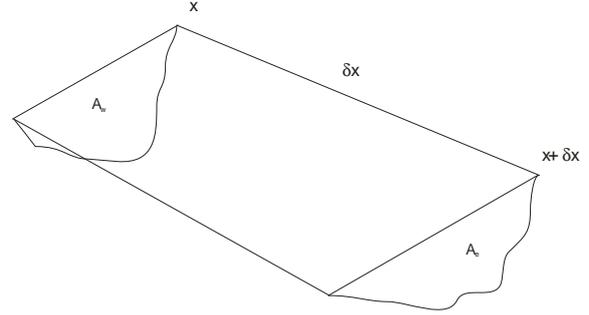


Fig. 1 – Volume de controlo de geometria arbitrária

As secções rectas dos volumes de controlo são consideradas como justaposições de trapézios (vide figura 2).

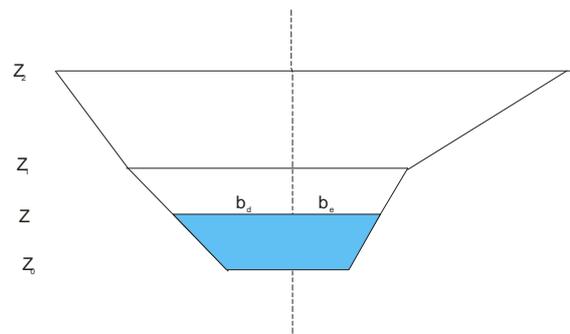


Fig. 2 – Secção recta de um volume de controlo

#### Cálculo de fluxos

A determinação de soluções livres de oscilações numéricas que permitam, simultaneamente, a resolução de discontinuidades, requer a utilização de interpolações não lineares dos fluxos nas interfaces dos volumes de controlo.

Os métodos baseados na solução de problemas de Riemann permitem a conservação da massa e momento linear, conduzindo ainda a soluções com um grau de precisão elevado.

O método de Roe (1981) calcula os fluxos nas interfaces por intermédio da aproximação seguinte:

$$\mathbf{F}_{i+1/2} = \frac{1}{2} [\mathbf{F}_E + \mathbf{F}_D - \mathbf{R}_{i+1/2} \cdot \Delta \mathbf{U}] \quad (7)$$

em que  $\mathbf{R} = d\mathbf{F}/d\mathbf{U}$  e  $\Delta \mathbf{U} = \mathbf{U}_D - \mathbf{U}_E$ , com os valores das variáveis e fluxos do escoamento calculados à esquerda e direita da interface.

Uma simplificação deste método é apresentada p. ex. em Sanders 2001, em que:

$$\mathbf{F}_{i+1/2} = \frac{1}{2} [\mathbf{F}_E + \mathbf{F}_D - \alpha_{i+1/2} \cdot \Delta \mathbf{U}] \quad (8)$$

com  $\alpha = \max(|v+a|, |v-a|)$ ,  $v=Q/A$ ;  $a=(gA/b)^{1/2}$ , sendo  $b$  a largura da superfície livre da água.

Os termos  $F_E$  e  $F_D$  são calculados no estudo presente por intermédio do esquema de interpolação Superbee (Roe, 1985). Numa malha irregular como a utilizada, a interpolação dos fluxos recorreu a variáveis normalizadas como descrito em Darwish e Moukalled, 2003.

#### **Método de cálculo da evolução no tempo**

A evolução das soluções das equações discretizadas com os métodos acima referidos é calculada por aplicação do método de Runge-Kutta de 4ª ordem (cf. Hoffman, 1992).

#### **Modelo Hec-Ras**

Na caracterização das condições de propagação dos caudais de cheia, no trecho de linha de água em estudo foi igualmente utilizado o modelo de cálculo HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), versão 3.1.3, desenvolvido pelo U.S. Army Corps of Engineers (USACE, 2002).

O programa permite calcular e apresentar graficamente as curvas de regolfo de escoamentos, lentos ou rápidos, em rios de secção natural ou regularizada, para vários valores de caudal, apresentando ou não singularidades tais como pontes, colectores, diques, confinamentos longitudinais e descarregadores. Simula escoamentos unidimensionais por recurso ao método direct-step de Chow. Dispõe ainda de uma interface gráfica que permite a visualização rápida dos resultados.

O cálculo assenta na subdivisão do rio ou canal em troços cujos comprimentos obedecem a imposições de geometria e precisão. Nos troços em que não há singularidades, a determinação das curvas de regolfo baseia-se na aplicação do teorema de Bernoulli, recorrendo ao método das diferenças finitas. Na quantificação das perdas de carga é utilizada a fórmula de Manning-Strickler. O declive médio da linha de energia num dado troço de cálculo é determinado em função da média das capacidades de escoamento nas secções limítrofes desse troço.

Os dados necessários ao modelo dividem-se em dados gerais (como variáveis de controlo para a execução do cálculo, coeficientes de rugosidade de Manning, regimes do escoamento, caudal, etc.) e em dados relativos às secções de cálculo (número da secção, pontos definidores, distâncias, cota da face inferior do tabuleiro de uma ponte, etc.).

Os resultados dos cálculos consistem nos valores de profundidade do escoamento, cota da superfície livre da água, perda de carga por atrito, caudal total e dos leitos (menor e maiores), áreas das secções molhadas dos vários leitos, volumes de água acumulada no rio, velocidades médias dos vários leitos, etc.

Adicionalmente, é possível obter a representação das secções transversais utilizadas no cálculo com as alturas de água e o desenho dos perfis longitudinais. Estes podem incluir, além da curva de regolfo, a linha de energia, a linha das cotas críticas, a linha do talvegue, as linhas definidas de cada uma das margens do leito menor e linha definida pelas extremidades das secções.

#### **Caso de estudo**

A zona sujeita ao estudo da propagação da onda de inundação tem cerca de 88 km de extensão, estando compreendida entre a barragem de Alqueva e uma secção a jusante de Mértola. Este trecho foi caracterizado em termos topográficos por perfis transversais, levantados das cartas militares, à escala 1:25 000 dos Serviços Cartográficos de Portugal do IGeoE.

Da análise dos elementos que caracterizam a configuração e a ocupação do vale a jusante, foi possível constatar que nele alternam trechos muito encaixados, de vertentes abruptas, com outros em que o vale é largo com margens de declive suave.

Verifica-se que no primeiro trecho do vale a jusante, entre a barragem e a secção de localização da barragem de Pedrógão (km 22), o rio Guadiana se escoia por um vale relativamente encaixado. O segundo trecho é definido entre Pedrógão e uma secção situada uma dezena de quilómetros a jusante da ponte ferroviária de Serpa, (km 36). Neste trecho, o vale é menos encaixado, existindo algumas planícies aluviais. O terceiro trecho, definido pela última secção referida e a secção situada em Mértola, tem uma extensão de cerca de 30 km. Neste trecho, o vale é extremamente encaixado de vertentes abruptas.

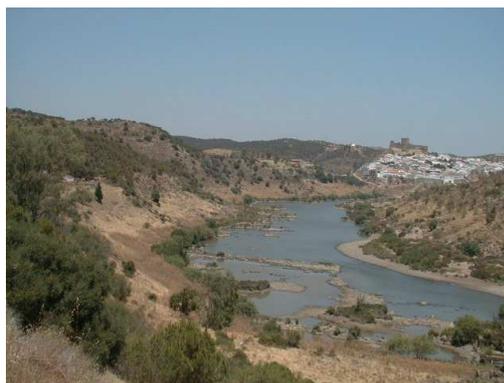


Fig. 3 – Aspecto do rio Guadiana em Mértola

As simulações efectuadas com ambos os modelos consideram inicialmente um caudal de  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$  em todo o rio até ao instante em que se procede à abertura completa dos descarregadores, num dos casos de estudo, ou à remoção integral da barragem de Alqueva, no outro caso.

A partir deste instante são calculadas por ambos os modelos as variáveis relevantes para caracterizar a

onda de cheia, nomeadamente os caudais e níveis da água em cada instante, para todas as secções do rio consideradas.

### Resultados

Para o caso do escoamento com do caudal máximo de dimensionamento dos descarregadores da barragem de Alqueva, 10 000 m<sup>3</sup>/s, os resultados obtidos, partindo de um escoamento com caudal inicial de 2 000 m<sup>3</sup>/s, são apresentados através dos perfis longitudinais dos níveis em t= 2h 15min e t= 5h, nas figuras 4 e 5, respectivamente.

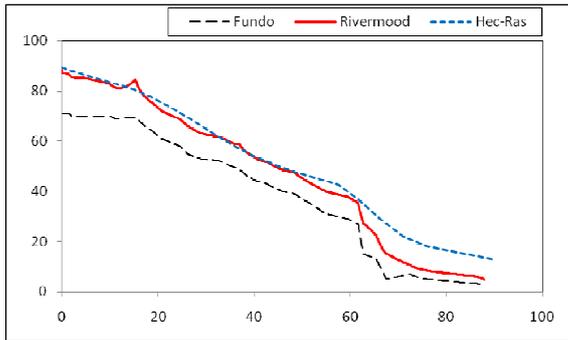


Fig. 4 – Níveis de água ao longo do rio em t = 2h 15min, Q=10000 m<sup>3</sup>/s.

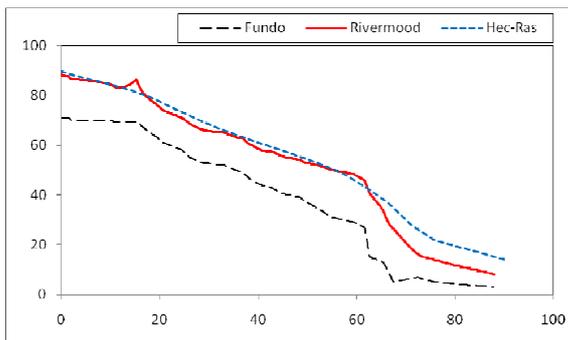


Fig. 5 – Níveis de água ao longo do rio em t = 5h, Q=10000 m<sup>3</sup>/s.

No caso em que se considera a rotura da barragem, os perfis calculados para os níveis de água são representados nas figuras 6 e 7, nos instantes 2h 15m e 5h após a remoção da barragem.

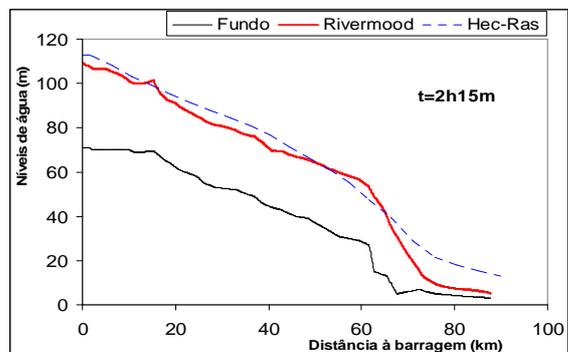


Fig. 6 – Níveis de água ao longo do rio em t = 2h 15min, rotura da barragem.

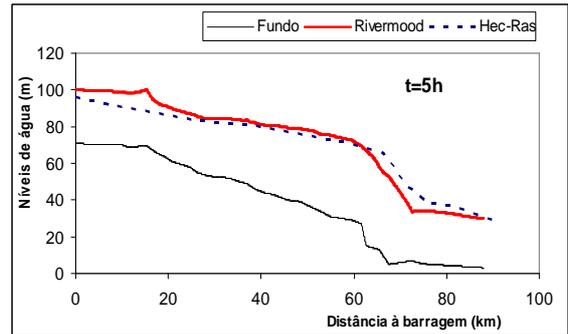


Fig. 7 – Níveis de água ao longo do rio em t = 5h, rotura da barragem.

Estes resultados revelam a existência de evolução da onda de cheia qualitativamente semelhantes. Nas simulações efectuadas com o modelo Hec-Ras, a onda de cheia avança com uma velocidade um pouco mais elevada relativamente à onda calculada pelo modelo Rivermood, como revelam as figuras. Numa situação mais próxima do regime estacionário, como sucede 5h após a remoção da barragem, a figura 7 revela perfis dos níveis de água razoavelmente semelhantes.

Os hidrogramas dos níveis de água, 19km a jusante de Alqueva e na cidade de Mértola, são representados nas figuras 8 e 9, apresentando comportamentos análogos embora não coincidentes.

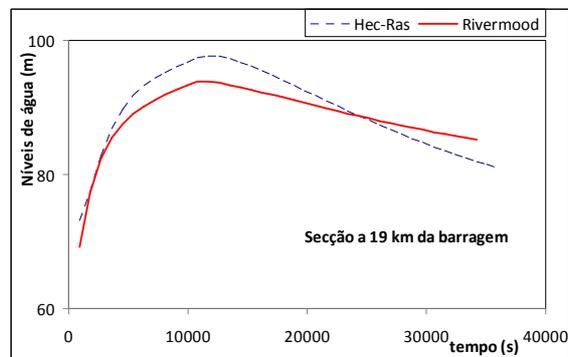


Fig. 8 – Hidrograma de nível a 19 km a jusante da barragem, rotura da barragem.

Na secção a 19 km, o nível de cheia calculada pelo modelo Hec-Ras é superior ao calculado pelo Rivermood, descendo mais rapidamente que neste após o máximo da cheia.

O hidrograma referente a Mértola indica, para ambos os modelos, a chegada da onda de cheia por volta das 2h 45m após remoção da barragem. O nível da água eleva-se mais de 20m num tempo relativamente curto após a chegada da onda de cheia. Nesta secção, o modelo Rivermood calcula uma descida mais rápida da onda do que o Hec-Ras.

Os níveis de água prévios à chegada da onda a Mértola não são coincidentes em ambos os modelos devido à utilização de pressupostos diferentes nas formas de calcular o escoamento com o caudal inicial de 2000 m<sup>3</sup>/s.

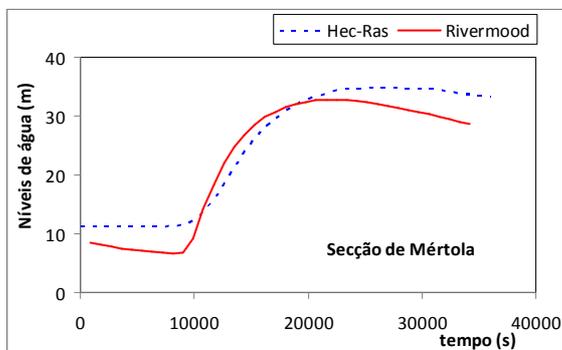


Fig. 9 – Hidrograma de nível em Mértola, rotura da barragem.

### Conclusões

A aplicação do modelo RiverMood ao caso de estudo indicia que se trata de um instrumento realista para a análise de macro-cheias.

O comportamento da evolução da cheia é equiparável nos resultados obtidos pelos dois modelos, verificando-se um bom ajustamento no que diz respeito aos níveis atingidos e ao tempo de chegada da cheia.

A análise dos hidrogramas dos níveis de água permite concluir que existem diferenças entre os resultados obtidos pelos dois modelos, nomeadamente nos valores máximos dos níveis de água no trecho mais a jusante, com o modelo RiverMood a proporcionar um maior amortecimento da cheia.

Estas diferenças podem ser explicadas pela utilização de equações de conservação diferentes nos dois modelos. As diferenças que existem nos ramos descendentes do hidrograma de níveis na secção de Mértola podem ser explicados pelas diferentes formas de modelar a fronteira de jusante nos dois modelos.

### Bibliografia

- V. Chow, Open-channel hydraulics, McGraw-Hill, 1959.
- M. Darwish, F. Moukalled, “TVD schemes for unstructured grids”, Int. J. Heat Mass Transfer 46, p. 599-611, 2003.
- A. Gosman, W. Pun, A. Runchal, D. Spalding, M. Wolfshtein, Heat and mass transfer in recirculating flows, Academic Press, 1969.
- J. Hoffman, Numerical Methods for engineers and scientists, McGraw-Hill, 1992.

R. Manning, “On the flow of water in open channels and pipes”, 1895, in TICEI 24 (1894-95), 179-207. (artigo apresentado no ICEI, 4 Dec 1889).

P. Roe, “Approximate Riemann solvers, parameter vectors, and difference schemes”, J. Comp. Phys., vol 43, p. 357-372, 1981

P. Roe, “Some contributions to the modeling of discontinuous flows”, in Lect. Appl. Math., vol. 22, p. 163-192, 1985.

B. de Saint Venant, “Théorie du mouvement non-permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l’introduction des marées dans leur lit”, Comptes Rendus de l’Acad. Sci., Paris, vol. 73, p. 147-154, 237-240, 1871.

B. Sanders, “High-resolution and non-oscillatory solution of the St. Venant equations in non-prismatic channels”, J. Hydraulic Research, vol. 39, p. 321-330, 2001.

USACE, “HEC-RAS River Analysis System – User’s manual”. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Centre (HEC), 2002.