

UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Faculdade de Ciências e Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil

Parameterização e validação do modelo computacional de brechas em barragens de aterro RoDaB

Cláudio António Ramos Garcia

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Mestrado Integrado em Engenharia Civil – Perfil de Construção

Orientador: Professor Mário J. Franca

Júri

Arguente: Professor Pedro Santos Coelho

Vogais: Professor João Bento Leal
Professor Mário J. Franca

Mai de 2011

UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Faculdade de Ciências e Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil

Parameterização e validação do modelo computacional de brechas em barragens de aterro RoDaB

Cláudio António Ramos Garcia

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Mestrado Integrado em Engenharia Civil – Perfil de Construção

Orientador: Professor Mário J. Franca

Mai de 2011

"Copyright"Todos os direitos reservados. Cláudio António Ramos Garcia.

Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade Nova de Lisboa

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Ao Professor Mário Jorge Rodrigues Pereira da Franca, meu orientador científico, pelo seu apoio, orientação, conhecimento transmitido e disponibilidade para ajudar sempre que possível a desenvolver o presente trabalho.

Aos meus amigos e companheiros de estudo pela sua companhia, boa disposição, e tranquilidade que me demonstraram e pelos conselhos que me transmitiram ao longo do curso e desta etapa, pois sem eles teria custado muito mais a desenvolver este trabalho. Não poderia deixar de agradecer em especial à Rita, por estar sempre ao meu lado, pelo seu apoio, seu incentivo e compreensão demonstrada.

De forma mais pessoal e particular queria agradecer à minha família, em especial à minha mãe e à minha irmã, por estarem sempre ao meu lado, por me transmitirem o seu apoio, carinho e incentivo ao longo de vários anos.

Em especial queria dedicar este trabalho à memória do meu pai e amigo António Garcia, que sempre acreditou no meu sucesso e ao longo da minha vida académica e parte da realização da minha tese onde me transmitiu o seu apoio incondicional, o seu incentivo e a sua confiança.

Resumo

A construção e exploração das barragens podem envolver danos potenciais para as populações e bens materiais e ambientais na sua vizinhança, tornando-se indispensável planejar soluções de prevenção e mitigação dos efeitos de uma cheia resultante da ruptura de uma barragem. O modelo RoDaB, inicialmente concebido para barragens de enrocamento, é um modelo de simulação de ruptura por galgamento de barragens, generalizado posteriormente para barragens de aterro. O modelo RoDaB estima a configuração final da brecha e o hidrograma efluente de uma ruptura de barragem afectada por galgamento. O modelo é baseado numa metodologia simples de esvaziamento de albufeira, tendo como condição fronteira de jusante a vazão na brecha, sendo esta dependente da erosão da brecha. Para a evolução da configuração da brecha, utiliza uma formulação analítica baseada na equação de Exner modificada. O trabalho desenvolvido consistiu na validação e calibração do modelo para quatro casos de estudo de rupturas por galgamento, mais propriamente três barragens de aterro e uma de enrocamento, todas com características distintas. Contribui-se assim para a calibração e validação geral do modelo por forma à sua posterior aplicação na prática.

Palavras-chave: galgamento, ruptura, barragem, brecha, aterro

Abstract

The construction and exploitation of dams can involve potential damage to people and property and environmental issues in their neighbourhood, making it essential to plan solutions to prevent the effects of a flood resulting from a ruptured dam. The RoDaB model was firstly conceived for rockfill dams to simulate the overtopping failure and further adapted for earth Dams. This model estimates the final breach configuration and the outflow hydrograph when the dam failure is caused by overtopping. The model is based on a reservoir depletion having the outflow hydrograph as condition the downstream boundary and the discharge through the breach which depends of the erosion. The analytical formulation is based in Exner's modified equation which is used to obtain the breach development and its final configuration. The present work consists in the validation and calibration of the model to four study cases about dam overtopping, more properly three embankment dams and one rockfill dam and all of them with distinct characteristics. Thus contributes to the calibration and validation of the model in order to further its implementation in practice.

Keywords: overtopping, failure, dam, breach, earth-fill

Índice

1.	Introdução	- 1 -
1.1.	Considerações gerais.....	- 1 -
1.2.	Barragens no mundo.....	- 2 -
1.3.	Acidentes em barragens.....	- 4 -
1.4.	Enquadramento legal de segurança de barragens em Portugal (RSB)	- 6 -
1.5.	Objectivos.....	- 7 -
1.6.	Organização da dissertação	- 8 -
2.	Revisão bibliográfica sobre ruptura de barragens	- 9 -
2.1	Causas das rupturas	- 9 -
2.2	Rupturas em barragens de aterro	- 11 -
2.3	Desenvolvimento do estudo sobre rupturas de barragens	- 14 -
3.	Modelo RoDaB	- 27 -
3.1.	Considerações gerais.....	- 27 -
3.2.	Evolução da brecha	- 28 -
3.2.1.	Equação de erosão	- 28 -
3.2.2.	Modelo empírico de evolução da brecha.....	- 29 -
3.2.3.	Modelo semi-empírico de evolução de brecha.....	- 30 -
3.2.4.	Modelo racional de evolução da brecha	- 30 -
3.3.	Esvaziamento da albufeira	- 31 -
3.3.1.	Equação da continuidade.....	- 31 -
3.3.2.	Caudal efluente por galgamento do coroamento.....	- 32 -
3.3.3.	Caudal efluente pela brecha	- 33 -
3.4.	Introdução e saída de dados	- 34 -
4.	Aplicação do modelo RoDaB aos casos de estudo	- 37 -
4.1	Considerações gerais.....	- 37 -
4.2.	Determinação da curva de volumes genérica	- 38 -

4.3.	Ruptura da barragem de Goose Creek.....	- 41 -
4.3.1.	Descrição geral da barragem e da ruptura.....	- 41 -
4.3.2.	Aplicação do método semi-empírico	- 42 -
4.3.3.	Aplicação do método racional.....	- 43 -
4.3.4.	Apresentação dos resultados das simulações da ruptura da barragem	- 44 -
4.4.	Ruptura da barragem de South Fork.....	- 48 -
4.4.1.	Descrição geral da barragem e da ruptura.....	- 48 -
4.4.2.	Aplicação do método semi-empírico	- 50 -
4.4.3.	Aplicação do método racional.....	- 52 -
4.4.4.	Apresentação dos resultados das simulações da ruptura da barragem	- 53 -
4.5.	Ruptura da barragem de Oros	- 58 -
4.5.1.	Descrição geral da barragem e da ruptura	- 58 -
4.5.2.	Aplicação do método semi-empírico	- 60 -
4.5.3.	Aplicação do método racional.....	- 62 -
4.5.4.	Apresentação dos resultados das simulações da ruptura da barragem de Oros .	- 63 -
4.6.	Ruptura da barragem de Castlewood	- 68 -
4.6.1.	Descrição geral da barragem e da ruptura.....	- 68 -
4.6.2.	Aplicação do método semi-empírico	- 70 -
4.6.3.	Aplicação do método racional.....	- 72 -
4.6.4.	Apresentação dos resultados das simulações da ruptura da barragem	- 73 -
5.	Conclusões e propostas para desenvolvimentos futuros	- 79 -
5.1.	Conclusões.....	- 79 -
5.2.	Propostas para desenvolvimentos futuros	- 81 -
	Bibliografia	- 83 -

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Estatísticas da construção de barragens de aterro entre 1800-1985 (Penman, 1986)	- 4 -
Figura 2.1 - Geometria das brechas por acção do galgamento, (a) geometria inicial da brecha, (b) forma da brecha em “V” em resultado da erosão do material menos resistente, (c) resultado da erosão lateral. (Johnson & Illes, 1976).....	- 11 -
Figura 3.1 - Imagem do ambiente de trabalho do programa RoDaB.....	- 34 -
Figura 3.2 - Imagem da análise gráfica da ruptura de uma barragem através do pós-processador do programa RoDaB	- 35 -
Figura 4.1 - Curva de volumes genérica	- 40 -
Figura 4.2 - Variação do volume da albufeira da barragem de Goose Creek	- 44 -
Figura 4.3 - Variação do caudal efluente pela brecha da barragem de Goose Creek.....	- 45 -
Figura 4.4 - Variação da cota do leito da brecha da barragem de Goose Creek.....	- 46 -
Figura 4.5 - Variação da largura da brecha da barragem de Goose Creek.....	- 47 -
Figura 4.6 - Corte transversal do corpo da barragem de South Fork (Frank, 1988)	- 49 -
Figura 4.7 - Variação do volume da albufeira da barragem de South Fork	- 54 -
Figura 4.8 - Variação do caudal efluente pela brecha da barragem de South Fork.....	- 55 -
Figura 4.9 - Variação da cota do leito da brecha da barragem de South Fork.....	- 56 -
Figura 4.10 - Variação da largura da brecha da barragem de South Fork	- 57 -
Figura 4.11 - Corte transversal do corpo da barragem de Oros (Departamento Nacional de Obras Contra as Secas, Brasil)	- 58 -
Figura 4.12 - Imagem actual da barragem do Oros (Carvalho).....	- 59 -
Figura 4.13 - Variação do volume da albufeira da barragem de Oros	- 64 -
Figura 4.14 - Variação do caudal efluente pela brecha da barragem de Oros.....	- 65 -
Figura 4.15 - Variação da cota do leito da brecha da barragem de Oros	- 66 -
Figura 4.16 - Variação da largura da brecha da barragem de Oros	- 67 -
Figura 4.17 - Imagem de uma pequena ruptura na barragem de Castlewood ocorrida nos primeiros anos de actividade da dita estrutura, (Sharon et al.,1997)	- 68 -

Figura 4.18 - Imagem actual do que restou do corpo da barragem de Castlewood (Salsbury, 2009)	- 69 -
Figura 4.19 - Variação do volume da albufeira da barragem de Castlewood	- 74 -
Figura 4.20 - Variação do caudal efluente pela brecha da barragem de Castlewood	- 75 -
Figura 4.21 - Variação da cota do leito da brecha da barragem de Castlewood	- 76 -
Figura 4.22 - Variação da largura da brecha da barragem de Castlewood	- 77 -

Índice de Quadros

Quadro 1.1 - Desenvolvimento da construção de barragens (Schnitter, 1967)	- 2 -
Quadro 1.2 - Ruptura de barragens acima de 15 m localizadas na Europa Ocidental ⁽¹⁾ e nos E.U.A desde 1900 excluindo actos de guerra (Schnitter, 1967).....	- 5 -
Quadro 2.1- - Principais causas de rupturas em barragens (Johnson & Illes, 1976).....	- 10 -
Quadro 2.2- Parametrização de brechas de barragens baseados em casos reais de rupturas (Singh, 1996)	- 15 -
Quadro 2.3 - Relação entre o volume do reservatório e a variável C_B , para o cálculo da largura média da brecha B (Von Thun & Gillette, 1990)	- 18 -
Quadro 2.4- Compilações de estudos sobre rupturas de barragens e respectivas estimativas dos parâmetros da brecha e do caudal efluente máximo	- 19 -
Quadro 2.5- Resumo dos modelos de ruptura de barragens segundo Broich (1999)	- 22 -
Quadro 4.1 - Cota máxima do nível de água e volume da albufeira das 11 barragens utilizadas para criar a curva de volumes genérica	- 39 -
Quadro 4.2 - Características da barragem de Goose Creek	- 41 -
Quadro 4.3 - Dados da ruptura da barragem de Goose Creek (Singh & Scarlatos, 1987)	- 42 -
Quadro 4.4 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Goose Creek pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão da brecha (C_B) de 2,21.....	- 42 -
Quadro 4.5 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Goose Creek pelo método racional ($C_B=2,21$)	- 43 -
Quadro 4.6 - Características da barragem de South Fork (Froehlich, 1987).....	- 49 -
Quadro 4.7 - Dados da ruptura da barragem de South Fork (Froehlich, 1987)	- 50 -
Quadro 4.8 - Valores da simulação da ruptura da barragem de South Fork pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B= 1,77$	- 51 -
Quadro 4.9- Valores da simulação da ruptura da barragem de South Fork pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B=1$	- 51 -
Quadro 4.10- Valores da simulação da ruptura da barragem de South Fork pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_B=1,77$	- 52 -
Quadro 4.11 Valores da simulação da ruptura da barragem de South Fork pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_B=1$	- 53 -
Quadro 4.12 - Características da barragem de Oros.....	- 59 -

Quadro 4.13- Dados da ruptura da barragem de Oros	- 60 -
Quadro 4.14 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Oros pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B=0,5$	- 61 -
Quadro 4.15 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Oros pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B=0,3$	- 61 -
Quadro 4.16 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Oros pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_B=0,5$	- 62 -
Quadro 4.17 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Oros pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_B=0,3$	- 63 -
Quadro 4.18 - Características da barragem de Castlewood	- 69 -
Quadro 4.19 - Dados da ruptura da barragem de Castlewood.....	- 70 -
Quadro 4.20- Valores da simulação da ruptura da barragem de Castlewood pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B=1,77$	- 71 -
Quadro 4.21 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Castlewood pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B=1,0$	- 71 -
Quadro 4.22 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Castlewood pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_B=1,77$	- 72 -
Quadro 4.23 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Castlewood pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_B=1,0$	- 73 -
Quadro 5.1 – Melhores coeficientes de erosão pela abordagem semi-empírica	- 80 -

1. Introdução

1.1. Considerações gerais

A presença de uma barragem num vale constitui um factor de risco devido à possibilidade de ocorrer uma ruptura, levando à libertação de uma elevada quantidade de água armazenada na albufeira da barragem. É criada uma onda de cheia capaz de causar elevados estragos, potenciando perdas para a população e para as infra-estruturas que se encontram a jusante da barragem.

A possibilidade de se verificar um acidente numa barragem leva a que seja necessário estudar e planear soluções de prevenção e mitigação dos seus efeitos. Os organismos responsáveis pela segurança e protecção civil e a comunidade técnico-científica têm-se debruçado sobre esta problemática relacionada com este tipo de acidente. Uma das soluções criadas face a uma situação de emergência é a elaboração, planeamento e treino de procedimentos especiais preventivos para dar resposta a situações de emergência ocasionadas pela ocorrência de situações críticas que possam constituir risco. De forma a gerir o perigo deve ser feita uma gestão do risco de ocorrência de um acidente, devendo existir uma avaliação dos níveis de risco envolvidos nas diversas fases da vida de uma barragem, desde a construção até ao abandono da obra, e promoção de medidas mitigadoras de danos causados por eventuais acidentes face à inevitabilidade de uma segurança não absoluta ou sujeita a incertezas.

Face à necessidade de serem criadas normas de segurança em barragens, foi criado pelos organismos do estado em colaboração com a Autoridade Nacional para a Protecção Civil, o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) apresentado no Decreto-Lei nº11/90 de 6 de Janeiro, que impõe estudos de ruptura e a realização de cartas de inundação no vale a jusante correspondentes a cheias resultantes de uma eventual e hipotética ruptura da barragem. Esta regulamentação é resultante desta perspectiva de segurança e presença de risco potencial admitido.

No sentido de aumentar a segurança das barragens e dos vales a jusante, a comunidade científica nas últimas décadas tem-se debruçado sobre a problemática da ruptura de barragens, sendo a maioria dos seus estudos baseados em casos documentados de acidentes e em aproximações por regressões baseadas em características gerais da barragem e da albufeira.

Uma tarefa essencial para a caracterização da cheia induzida por um acidente do tipo ruptura de barragem é a modelação hidrodinâmica e simulação computacional da mesma. É com base nos resultados obtidos através da simulação que se elaboram os mapas de inundação e de zonamento e as cartas de risco de forma a ser feito o estudo das consequências e das possíveis medidas a tomar para mitigação do acidente.

O modelo RoDaB (Franca & Almeida, 2004) é um modelo computacional, inicialmente concebido para simular a ruptura de uma barragem de enrocamento, tendo de seguida sido adaptado para qualquer barragem de aterro. Tem como resultado um hidrograma de cheia consistente e contínuo. O modelo é baseado numa metodologia simples de esvaziamento de albufeira. A determinação das condições de jusante para simulação da cheia no vale de jusante

passa pela caracterização da hipotética brecha da barragem, da sua evolução no tempo, da sua configuração final e da sua lei de vazão. O presente estudo tem por âmbito a caracterização e modelação de brechas em barragens de aterro provocadas pelo seu galgamento.

1.2. Barragens no mundo

As barragens desde que começaram a ser construídas têm sido uma parte vital da civilização humana. Atendendo à história, as barragens são um factor importante para ajudar ao desenvolvimento de nações, principalmente para as mais dependentes de irrigação. Este tipo de estrutura, tendo a capacidade de reter grandes quantidades de água, permite que esta seja aproveitada para geração de energia hidroeléctrica, controlo de cheias, irrigação, abastecimento de água, navegação, actividades recreativas, entre outras (Jansen, 1988).

Os primeiros registos de construção de barragens datam de 4000 anos A.C, dizendo respeito a uma barragem de aterro na Jordânia com revestimento em alvenaria. Várias civilizações continuaram a construir e a desenvolver a técnica de construção de barragens. Como os romanos em 1300 A.C, no actual Irão, com a construção de uma barragem em aterro com 26m de altura, começando a utilizar entulho com ligante de cimento no seu núcleo e argamassas com blocos de pedra como revestimento, aumentando assim as dimensões da estrutura e consequentemente o volume da albufeira; esta barragem ainda se encontra em funcionamento (Singh, 1996).

O desenvolvimento das técnicas de construção nomeadamente com o auxílio de máquinas pesadas permitiu construir grandes barragens no último século. Schnitter (1967) apresentou uma base de dados (Quadro 1.1) descrevendo o desenvolvimento da construção de barragens ao longo de séculos, fazendo a distinção entre barragens de betão e em aterro e apresentando casos paradigmáticos da evolução deste tipo de estruturas.

Quadro 1.1 - Desenvolvimento da construção de barragens (Schnitter, 1967)

Barragens de alvenaria/betão			Barragens de aterro		
Ano da construção	Nome/Localização	Altura (metros)	Ano da construção	Nome/Localização	Altura (metros)
3000 A.C	Kosheish (Egipto)	15	240 A.C	Gukow (China)	-
séc.XI D.C	Almonocid (Espanha)	29	1128 D.C	Daimonike (Japão)	30
1158	Tibi (Espanha)	46	1675	St. Ferreol (França)	36
1866	Gouffre d'Enfer (França)	60	1840	Entwistle (Inglaterra)	-
1904	Cheeseman (U.S.A)	72	1867	Maday (Índia)	44

Barragens de alvenaria (betão)			Barragens de aterro		
Ano da construção	Nome/Localização	Altura (metros)	Ano da construção	Nome/Localização	Altura (metros)
1905	New Cronton (U.S.A)	91	1892	San Leandro (U.S.A)	47
1910	Shoshone (U.S.A)	99	1909	Nexaca (México)	56
1915	Arrowrock (U.S.A)	107	1911	Bull Corral (U.S.A)	73
1924	Schrah (Suíça)	111	1924	Dix River (U.S.A)	84
1929	Diablo (U.S.A)	119	1931	Salt Springs (U.S.A)	100
1932	Owyhee (U.S.A)	127	1939	San Gabriel (U.S.A)	115
1934	Chambon (França)	136	1948	Mud Mountain (U.S.A)	130
1936	Hoover (U.S.A)	221	1950	Anderson Ranch (U.S.A)	139
1958	Mauvoisin (Suíça)	237	1958	Swift (U.S.A)	156
1961	Vaiont (Itália)	262	1980	Nurek (Tadjiquistão)	300
1962	Grande Dixence (Suíça)	284	1985	Rogun (Tadjiquistão)	335
1980	Jinping I (China)	300			

As barragens podem ser classificadas de diferentes formas: tamanho, tipo de material usado na construção, forma, finalidade, perigo, potencial, etc. As três primeiras classificações são as mais importantes (Singh, 1996).

Em relação ao tamanho, estas podem ser pequenas, médias e grandes. O tamanho normalmente é classificado de acordo com a altura ou o volume da albufeira (Singh, 1996).

Baseada nos materiais usados na construção, a barragem pode ser homogénea ou constituída por aterro zonado, enrocamento com núcleo de aterro ou com face em betão e alvenaria ou

apenas betão; neste caso, a barragem pode ser de gravidade, em arco, em abóbada ou com contrafortes resistentes. Algumas barragens são construídas com vários tipos de materiais, incluído material de aterro, enrocamento, alvenaria ou betão. Podem ainda conter na sua constituição madeira, telas sintéticas e asfálticas (Singh, 1996).

Antes de 1800, grande parte das barragens eram constituídas por material de aterro. No século XIX, o betão começou a ganhar popularidade, principalmente devido aos avanços tecnológicos e na análise estrutural deste material. Como resultado, no final do século XIX registava-se maior número de construção de barragens em betão do que em aterro. Analisando a figura 1.1, em 1920 o número de barragens de aterro construídas em relação ao total registou o valor mais baixo de sempre, cerca de 33%. Contudo mais recentemente o valor voltou a aumentar para 80% (Singh, 1996).

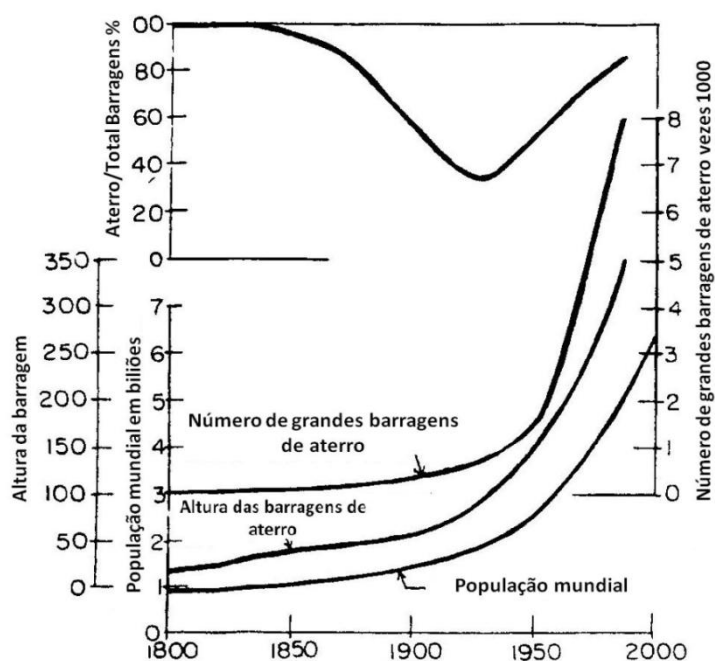


Figura 1.1 - Estatísticas da construção de barragens de aterro entre 1800-1985 (Penman, 1986)

1.3. Acidentes em barragens

Quando ocorre a ruptura de uma barragem, uma grande quantidade de água é libertada, criando uma onda de cheia capaz de causar elevados estragos, criando elevadas perdas para a população e para as infra-estruturas que se encontram a jusante da barragem.

Todos os estudos apresentados em seguida realizados por diversos autores foram retirados da publicação Dam Breach Modeling Technology (Singh, 1996).

Jansen R. (1980) reuniu a informação necessária para concluir que ocorreram 2000 rupturas de barragens no mundo desde século XII D.C., tendo 10% dessas rupturas sido registadas no século XX, causando elevados prejuízos económicos e tirando a vida a mais de 8000 pessoas.

Schnitter (1967) compilou dados de rotura de barragens com altura superior a 15 m na Europa ocidental e nos E.U.A e criou uma base de dados das respectivas rupturas, cuja informação se encontra no Quadro 1.2.

Quadro 1.2 - Ruptura de barragens acima de 15 m localizadas na Europa Ocidental⁽¹⁾ e nos E.U.A desde 1900 excluindo actos de guerra (Schnitter, 1967)

Ano	Nº de barragens	Barragens destruídas		Nomes das barragens destruídas (Ano da rotura)	Perdas humanas (Rupturas ⁽²⁾)
		Nº	%		
1900-1909	190/100 ⁽³⁾	9/9 ⁽³⁾	4,7/9 ⁽³⁾	Scottsdale (1904), Hauser (1908), Zuni (1909), Jumbo West (1910), Austin (1911), Hatchtown (1914), Sepulveda (1914), Long Tom (1916), Lake Toxaway (1916)	100
1910-1919	280/220	12/12	4,3/5,5	Stony River (1914), Horse Creek (1914), Hebron (1914 e 1942), Lyman(1915), Plattsburg (1916), Mammoth (1917), Schaeffer (1921), Bully Creek (1925), Wagner (1938), Sinker Creek (1943), Swift (1964)	10 (3)
1920-1929	430/280	8/6	1,9/2,1	Apishapa (1923), Gleno (1923), Moyie (1925), Lake Lanier (1926), Diandi (1926), St. Francis (1928), Balsam (1929), Sella Zerbino (1935)	1010 (5)
1930-1939	450/280	1/1	0,2/0,4	La Fruta (1930)	0 (1)
1940-1949	390/240	0	0	Nenhuma	
1950-1959	960/530	4/2	0,4/0,4	Stockton Creek (1950), Vega de Tera (1959), Malpasset (1959), Baldwin Hills (1963)	570 (3)
Total (60 anos)	2700/1650	34/30	1,3/1,8	23 barragens em aterro e 11 barragens de betão	1690 (18) ⁽⁴⁾
⁽¹⁾ Excluindo a Escandinávia		⁽³⁾ O segundo valor aplica-se apenas a rupturas nos E.U.A			
⁽²⁾ Nº de rupturas em que existe informação		⁽⁴⁾ 410 mortes em 14 rupturas no E.U.A			

Da Silveira (1984 e 1990) chegou à conclusão que a probabilidade de ruptura de uma barragem de aterro passou de 0,029 no período de 1900-1920 para 0,0035 no período de 1960-1975. Comparando com outros tipos de estruturas, Penman & Milligan (1993) comprovaram que as barragens têm uma longevidade assinalável, ou seja, todos os tipos de barragens têm um bom registo de segurança, podendo-se afirmar que as barragens de aterro são estruturas seguras. A frequência de rupturas de barragens desde 1900 D.C, excluindo os actos de guerra, diminuiu de forma considerável.

1.4. Enquadramento legal de segurança de barragens em Portugal (RSB)

Este sub-capítulo foi baseado na apresentação “Regulamento de Segurança de Barragens e a Protecção Civil” realizada por Luís Sá.

A construção e exploração das barragens podem envolver danos potenciais para as populações e bens materiais e ambientais a jusante, tornando-se, portanto, indispensável controlar a segurança destas obras, por intermédio de medidas adequadas de projecto, construção, exploração, observação e inspecção.

De forma a garantir e a controlar a segurança foram criados:

- Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) – Decreto-Lei nº. 11/90 de 6 de Janeiro;
- Normas de Projecto de Barragens (NPB) – Portaria nº. 846/93 de 10 de Setembro;
- Regulamento de Pequenas Barragens (RPB) – Decreto-Lei nº. 409/93 de 14 de Dezembro.

A Subcomissão dos Regulamentos de Barragens elaborou uma profunda e detalhada revisão das disposições do Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) em vigor desde 1990, foi aprovado um novo Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) pelo Decreto-Lei nº. 344/2007 de 15 de Outubro. Este aplica-se a todas as barragens de altura igual ou superior a 15 m, medida desde a cota mais baixa da superfície geral das fundações até à cota do coroamento, ou a barragens de altura igual ou superior a 10 m cuja albufeira tenha uma capacidade superior a 1 hm³, no presente Regulamento designadas por grandes barragens; e às barragens de altura inferior a 15 m que não estejam incluídas na alínea anterior e cuja albufeira tenha uma capacidade superior a 100 000 m³. Estão ainda sujeitas às disposições do RSB outras barragens que, em resultado da aprovação de projectos ou de estudos de avaliação de segurança, sejam incluídas na Classe I definida de seguida.

As entidades envolvidas no controlo de segurança das barragens são:

- O Instituto da Água, I. P (INAG) - competência genérica de controlo de segurança de barragens (Autoridade);
- O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) - consultor em matéria de controlo de segurança das barragens;
- A Autoridade Nacional de Protecção Civil (ANPC) - entidade orientadora e coordenadora das actividades de protecção civil ao nível nacional.

De acordo com o RSB, as barragens agrupam-se em função dos danos potenciais a elas associados, nas classes a seguir indicadas por ordem decrescente da gravidade dos danos:

- Classe I;
- Classe II;
- Classe III.

A classificação referida deve ter em conta as vidas humanas, bens e ambiente no vale a jusante. É para as barragens de Classe I que deve ser organizado o planeamento de Emergência. Qualquer barragem (pública ou privada) que em caso de rotura ponha em perigo mais de 24 habitantes é obrigada a ter planeamento de emergência.

Uma novidade neste RSB é que distingue claramente que o planeamento de emergência é constituído pelo Plano Interno e Plano Externo.

A elaboração do Plano de Emergência Interno (PEI) é da responsabilidade do dono de obra, documento este relativo à segurança da albufeira e do vale a jusante na zona de auto-salvamento (ZAS). Para esta zona considera-se o vale percorrido em 30 minutos pela onda de inundação, com um mínimo de 5 km.

O PEI é submetido pelo Dono de Obra e aprovado pelo Instituto da Água, I. P (INAG) após parecer da Autoridade Nacional de Protecção Civil (ANPC).

Os requisitos mínimos estão satisfeitos quando os procedimentos de alerta e de aviso estiverem bem definidos.

A elaboração do Plano de Emergência Externo (PEE) é da responsabilidade da Protecção Civil. Esta é responsável pela gestão das situações de emergência e aviso às populações fora da zona de auto-salvamento (ZAS) e pelas acções de sensibilização da população no âmbito do PEE.

De acordo com o RSB quem deve elaborar o PEE depende da abrangência administrativa do vale atingido pela inundação como se indica seguidamente:

- envolvendo um concelho → Câmara Municipal;
- envolvendo dois ou mais concelhos → Governo Civil;
- envolvendo concelhos de dois ou mais distritos → ANPC.

1.5. Objectivos

O objectivo principal da presente dissertação é validar e calibrar o modelo computacional RoDaB para quatro casos de estudo de rupturas documentadas (três barragens de aterro e uma de enrocamento).

Inicia-se a presente dissertação por uma pesquisa sobre os vários estudos de diversos autores sobre o mecanismo de formação de rupturas de barragens em aterro e enrocamento. Contextualiza-se a ruptura de barragens como problema de engenharia (barragens artificiais e naturais) e realiza-se uma recolha de dados sobre ruptura de barragens, com especial ênfase para rupturas por galgamento em barragens de aterro. Após essa contextualização e recolha

de dados sobre acidentes nestas estruturas, é essencial compreender o modelo computacional RoDaB e a respectiva entrada e saída de dados, com vista à realização de diversas simulações para calibração dos parâmetros de erosão da brecha e validação do modelo. Como resultado das simulações apresenta-se uma compilação de parâmetros do RoDaB com base em características gerais da barragem.

1.6. Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos, incluindo a introdução e as conclusões, e encontra-se organizada de acordo com os objectivos definidos.

No Capítulo 1 é realizada uma contextualização sobre as barragens construídas no mundo, com especial atenção para as de aterro. Apresenta-se uma breve base de dados sobre as principais rupturas ocorridas no século XX, e refere-se a necessidade de criar regulamentos de segurança para prevenir os acidentes em barragens, contextualizando-se o caso português. Termina-se com os objectivos gerais da dissertação.

No Capítulo 2 são apresentados os vários estudos sobre a formação e desenvolvimento da ruptura de barragens de aterro e enrocamento realizados por diversos autores, assim como as respectivas causas que iniciam a ruptura. Este capítulo é baseado na informação compilada por (Singh, 1996).

No Capítulo 3 é apresentado o programa RoDaB, explicando os diferentes modelos que simulam o desenvolvimento da brecha e as formulações matemáticas que permitem a estudo da ruptura, assim como a metodologia para realizar uma simulação de uma ruptura de uma barragem.

No Capítulo 4 são estudadas quatro rupturas por galgamento do coroamento da barragem (três de aterro e uma de enrocamento) com a simulação da respectiva ruptura pelo programa RoDaB, apresentando as diferentes calibrações necessárias para a validação do modelo computacional.

No capítulo 5 resumem-se as principais conclusões alcançadas neste trabalho e indicam-se alguns temas a desenvolver e a aprofundar em trabalhos futuros.

2. Revisão bibliográfica sobre ruptura de barragens

2.1 Causas das rupturas

A ruptura de uma barragem tanto pode ser acidental ou deliberada, natural ou devido à acção humana. Ocorrendo a rotura de forma acidental esta pode desenvolver-se devido aos seguintes factores (Singh, 1996):

- Deterioração natural da estrutura;
- Acção da natureza como por exemplo chuvas torrenciais ou terremotos;
- Assentamentos diferenciais;
- Deslizamentos;
- Erosão interna;
- Galgamento;
- Acção de ondas.

Ocorrendo a rotura devido à acção humana esta pode desenvolver-se devido a (Singh, 1996):

- Actos de sabotagem;
- Construção ou projecto deficiente ;
- Demolição controlada;
- Localização imprópria;
- Má gestão da albufeira.

As causas principais da ruptura de barragens em aterro, em betão de gravidade e em arco encontram-se no Quadro 2.1 (Singh, 1996).

As barragens de aterro totalizam cerca de 75% das barragens do mundo das quais 88% são barragens de aterro e 12% em enrocamento (ICOLD, 2003). A probabilidade de ruptura de uma barragem de aterro foi estimada em 9×10^{-5} ruptura/ano, 4,5 maior que em barragens de betão ou alvenaria.

Biswas & Chatterjee (1971) reuniram informação de mais de 300 barragens de aterro e de betão de todo o mundo e chegaram à conclusão que aproximadamente 35% das rupturas ocorreram devido à capacidade de vazão insuficiente do descarregador de cheias, sendo esta a maior causa de rotura das barragens de aterro, enrocamento e de betão. A rotura devido a problemas nas fundações, erosão interna, deslizamentos, sobrepressões no paramento de jusante e assentamentos fazem parte de 25% das causas de rotura. Os 40% restantes devem-se a um mau dimensionamento da barragem, erros na construção e na manutenção da barragem, uso de materiais de qualidade inferior, errada localização da barragem, deficiente operação das comportas, entre outras razões.

Quadro 2.1 - Principais causas de rupturas em barragens (Johnson & Illes, 1976)

Tipo de barragem	Causa da rotura
Aterro	Galgamento Erosão interna (<i>piping</i>) Problemas na fundação Acção de ondas
Gravidade	Deslizamento da estrutura Instabilidade da estrutura Problemas na fundação
Arco	Excesso de carga devido a cheias Deslizamento do corpo Saturação do corpo Erosão da fundação provocada por galgamento Falha dos encontros laterais do vale onde se encontra fundada a barragem

Penman (1986) observou que as causas de ruptura de uma barragem de aterro devem-se principalmente à erosão por galgamento, erosão interna e devido a deslizamentos rotacionais.

Loukola et al. (1993) reuniram informação de 87000 barragens na China, onde 80% destas eram de aterro e mais de 90% eram de dimensão pequena. Chegaram à conclusão que 98,3% das rupturas ocorreram em barragens de aterro. A causa principal das rupturas foi galgamento devido a chuvas torrenciais e consequentes cheias.

Middlebrooks (1953) reuniu a informação de rupturas de barragens nos E.U.A, relacionando a idade da estrutura com a ruptura desta. Chegou à conclusão que a ruptura por deslizamento é mais provável acontecer na fase inicial de vida da barragem do que no final de vida desta. A erosão interna pode ser mais prejudicial nos primeiros 5 anos, devido ao preenchimento dos vazios por água, diminuindo assim a resistência mecânica dos materiais que constituem a barragem. O galgamento, sendo um factor externo à estrutura da barragem, pode afectar a estrutura em qualquer idade desta.

Um outro estudo permitiu concluir que mais de 60% das causas de ruptura das barragens deve-se ao galgamento da estrutura ou à erosão interna desta (USCOLD, 1975 e Middlebrooks, 1953). Estes valores provavelmente são superiores para os casos de rupturas de barragens em aterro, pois os materiais são menos resistentes à erosão, tanto para as barragens de enrocamento como para as de terra onde existe maior heterogeneidade dos materiais. Já o betão é mais homogéneo do que os materiais que constituem as barragens de aterro, logo as barragens de betão têm menor probabilidade de ruir devido ao galgamento e à erosão interna.

Foster et al. (2000) realizaram uma análise extensa de rupturas concluindo que os modos de ruptura mais comuns em barragens de aterro são a erosão interna (48%) e o galgamento (46%).

2.2 Rupturas em barragens de aterro

Descrevem-se sumariamente as principais causas de rupturas de barragens em aterro, devido ao galgamento e por erosão interna (*piping*).

Quando uma barragem em aterro é galgada, o poder erosivo da água sobre o paramento de jusante cria uma brecha. A localização desta é dependente de um ponto fraco no corpo da barragem onde a força de corte seja crítica, podendo rapidamente evoluir para uma brecha maior (Singh, 1996).

A extensão da brecha depende da duração do galgamento da água sobre a barragem, das propriedades e geometria da estrutura. Johnson & Illes (1976) sugerem a configuração da brecha inicial e a sua evolução como pode ser vista na Figura 2.1.

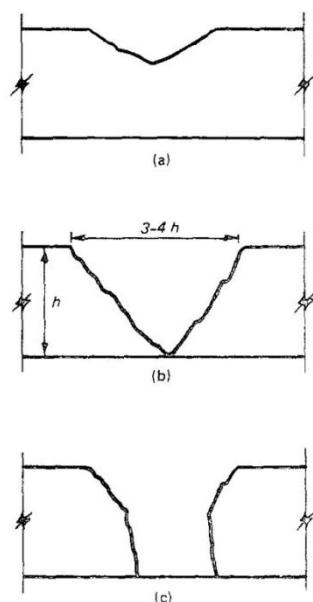


Figura 2.1 - Geometria das brechas por acção do galgamento, (a) geometria inicial da brecha, (b) forma da brecha em "V" em resultado da erosão do material menos resistente, (c) resultado da erosão lateral. (Johnson & Illes, 1976)

MacDonald & Langridge- Monopolis (1984) analisaram as características de brechas em várias rupturas de barragens. Chegaram à conclusão que para barragens de aterro e sem ser de aterro, a forma da brecha pode ser triangular com 2V:1H de inclinação lateral. Continuando a evoluir a rotura da barragem, a brecha atinge a base desta e assumirá uma forma trapezoidal se o material abaixo da fundação for não erodível, passando a erosão a ocorrer nas paredes laterais da brecha.

A erosão da brecha continuará até ser encontrado um estrato não erodível, que pode ser por exemplo a base da fundação, ou então quando o poder erosivo sobre a brecha for menor que o valor crítico de tensão de corte do material da barragem.

É difícil prever a localização exacta da brecha no corpo da barragem, pois depende de vários factores, mas em geral tem o seu início em pontos fracos do coroamento da barragem (Singh, 1996 e Johnson & Illes, 1976).

O galgamento da barragem induz um assentamento no centro desta, sendo este o local mais provável para o início da rotura. Contudo uma má compactação do material que constitui o corpo da barragem, podendo ocorrer em qualquer ponto desta, também constitui um ponto fraco para originar a formação da brecha (Singh, 1996).

Powledge et al. (1989a e 1989b) estudaram um modelo de barragem de aterro afectada por galgamento, provocado por exemplo por uma cheia, tendo identificado três diferentes zonas de regime de escoamento e de erosão sobre o paramento de jusante (Figura 2.2). Estas zonas são:

- Zona 1: Fraca tensão de arrastamento, as cargas hidráulicas são baixas e o nível de energia é baixo;
- Zona 2 – Tensão de arrastamento elevada, o nível de energia é semelhante à zona 1, mas a energia no paramento a jusante já é significativa;
- Zona 3 – Tensão de arrastamento muito elevada com elevado potencial erosivo, o valor da energia do escoamento aumenta gradualmente ao longo do paramento de jusante, a velocidade de escoamento é elevada.

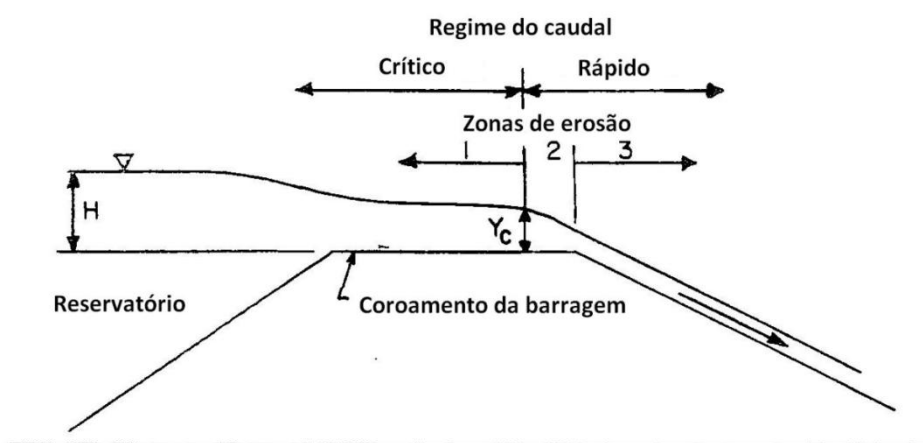


Figura 2.2 - Zonas de regime de escoamento e zonas de erosão durante o galgamento de uma barragem de aterro: Zona 1 – Fraca tensão de arrastamento; Zona 2 – Tensão de arrastamento elevada; Zona 3 – Tensão de arrastamento muito elevada com elevado potencial erosivo

Após galgamento, o processo de erosão geralmente começa no pé ou na base da barragem, onde a velocidade e a turbulência do escoamento é maior. Contudo, o início da brecha pode começar em qualquer descontinuidade da estrutura, dependendo da configuração da barragem de aterro. Após o início da ruptura no pé de jusante da barragem, esta vai desenvolver-se sobre o paramento de jusante da barragem até atingir o coroamento. A ruptura vai então evoluir para montante aumentando a sua largura ao longo do paramento de jusante (Singh, 1996).

O processo de erosão interna (*piping*) conducente à ruptura que se desenvolve ao longo do corpo da barragem deve-se à circulação de água ao longo do corpo que vai criar mais espaços vazios devido ao arrastamento de agregados que constituem a estrutura. Os materiais ao serem arrastados criam caminhos de formas tubulares, fazendo com que a água percole ao longo da barragem com uma maior pressão (Singh, 1996).

Assim que os caminhos são criados pela infiltração de água no corpo da barragem, uma brecha desenvolve-se rapidamente, o material granular que se encontra acima destes caminhos vai sofrer um destacamento e o coroamento sofre um assentamento, levando a que o valor do caudal a passar para jusante aumente e uma brecha semelhante à do galgamento se dê. (Singh, 1996) Pode ver-se este desenvolvimento da ruptura ilustrado esquematicamente na Figura 2.3.

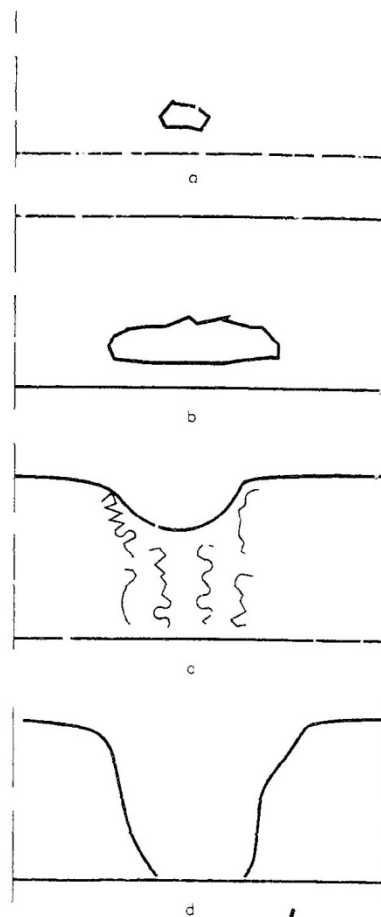


Figura 2.3 - Sequência da geometria da brecha em resultado da acção "*piping*" (Johnson & Illes, 1976)

A brecha criada por erosão interna (*piping*) desenvolve-se mais rapidamente do que uma brecha criada por galgamento da barragem. A partir do momento em que se dá a ruptura dos caminhos tubulares, ou seja uma ruptura rápida, forma-se uma onda para jusante da barragem, devido ao esvaziamento súbito da albufeira da barragem. Além desta onda propagando-se para jusante, outra pode ser criada na direcção da albufeira (Singh, 1996).

A erosão interna é uma das causas principais da ruptura de barragens de aterro, dependendo principalmente (Singh, 1996):

- Das características do material corpo da barragem, ou seja, da capacidade de ser muito ou pouco permeável ao escoamento de água (densidade do material que constitui a barragem, tipo de agregados);
- Do estado da barragem (descontinuidades, brechas, quantidade de vazios que constituem o corpo da estrutura);
- Da altura de água acima do coroamento aquando ocorre um galgamento da barragem.

A maioria das rupturas relacionadas com a erosão podem ser identificadas e solucionadas antes de ocorrer qualquer tipo de ruptura (Singh, 1996).

2.3 Desenvolvimento do estudo sobre rupturas de barragens

A previsão do caudal resultante de uma ruptura de barragem depende essencialmente da evolução da brecha; esta é o resultado do processo erosivo que depende das características hidrodinâmicas e geotécnicas do evento (Wahl, 2004).

Existem numerosos estudos sobre rupturas de barragens. Contudo, grande parte das rupturas, ocorreram antes de haver a necessidade de se documentar toda a informação sobre o desenvolvimento e as características da brecha. Babb & Mermel (1968) reuniram mais de 600 casos de incidentes em barragens de todo o mundo, mas a informação sobre as rupturas não era a mais detalhada. Na década de 80 do século XX vários autores estudaram vários casos credíveis de ruptura em barragens, desenvolvendo parâmetros para a brecha e para caudal máximo, estes são: SCS, 1981; Singh & Snorrason, 1982; MacDonald et al., 1984; Costa, 1985; Froehlich D., 1987, 1995a, 1995b; e Singh & Scarlatos, 1987a. Outros autores a partir de estudos anteriores, desenvolveram estimativas em relação aos parâmetros da brecha e aos caudais efluentes: FERC, 1987; e Von Thun & Gillette, 1990. A tabela que se encontra de seguida (Quadro 2.5) resume os casos de estudo e as relações propostas por diversos autores.

A maioria dos estudos apresentados de seguida foram baseados em bases de dados de acidentes em 20-50 barragens, sendo a maioria delas de pequena dimensão. Informação de rupturas para barragens com altura superior a 20 metros é escassa. A maioria da informação sobre rupturas é de barragens com altura entre 6 a 15 metros. Graham (1983) reuniu informação de acidentes em seis barragens com alturas elevadas e com albufeiras grandes, mas a informação para 4 destas não é credível. Pode-se concluir que apenas uma pequena amostra da base de dados serve para estudar as relações relativamente aos parâmetros da brecha e respectivos caudais efluentes. Diferentes propostas seriam apresentadas se existisse mais informação sobre as rupturas, principalmente para grandes barragens.

O Quadro 2.2 resume as relações propostas por diversos autores para os parâmetros da brecha (ex: geometria, tempo de formação). Os primeiros estudos foram feitos por Johnson & Illes (1976) que publicaram a classificação das configurações das brechas de barragens de aterro, gravidade e em arco. Para as de aterro, a geometria da brecha é descrita de triangular a trapezoidal à medida que esta evolui. A maioria das configurações das brechas de barragens de aterro é considerada como trapezoidal.

Quadro 2.2 - Parametrização de brechas de barragens baseados em casos reais de rupturas (Singh, 1996)

Referências	Número de casos estudados	Relações propostas (Unidades S.I, metros, m ³ /s, horas)
Johnson e Illes (1976)		$0.5 h_d \leq B \leq 3 h_d$ para barragens de aterro
Singh e Snorrason (1982,1984)	20	$2 h_d \leq B \leq 5 h_d$ $0,15 \text{ m} \leq d_{ovtop} \leq 0,61 \text{ m}$ $0,25 \leq t_f \leq 1,0$
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	42	<u>Barragens de aterro:</u> $V_{er} = 0,0261(V_{out} \times h_w)^{0,769}$ (boa aproximação) $t_f = 0,0179(V_{er})^{0,364}$ (valor em excesso) <u>Outras barragens:</u> $V_{er} = 0,00348(V_{out} \times h_w)^{0,852}$ (boa aproximação)
FERC (1987)		B normalmente 2-4 vezes h_d B pode variar entre 1-5 vezes h_d $Z = 0,25$ a 1 (projectadas, barragens compactadas) $Z = 1$ a 2 (não projectadas, barragens de escória e carvão) $t_f = 0,1$ - 1 horas (projectadas, barragens compactadas de aterro) $t_f = 0,1$ - $0,5$ horas (não projectadas, pouco compactadas)
Froehlich (1987)	43	$\bar{B}^* = 0,47K_0(S^*)^{0,25}$ $K_0 = 1,4$ galgamento; $1,0$ outros casos $Z = 0,75K_c(h_w^*)^{1,57} (\bar{W}^*)^{0,73}$ $K_c = 0,6$ com revestimento no paramento; $1,0$ sem revestimento $t_f^* = 79(S^*)^{0,47}$

Referências	Número de casos estudados	Relações propostas (Unidades S.I, metros, m ³ /s, horas)
Reclamation (1988)		$B=(3) h_w$ $t_f = (0.011)B$
Singh e Scarlatos (1988)	52	Propostas da geometria da brecha e da duração da ruptura B_{topo}/B_{fundo} aproximadamente 1,29
Von Thun e Gillette (1990)	57	Estimativas para B , Z , t_f
Dewey e Gillette (1993)	57	Modelo do início da brecha; Estimativas para B , Z , t_f
Froehlich (1995b)	63	$\bar{B}=0,1803K_0V_w^{0,32}h_b^{0,19}$ $t_f=0,00254V_w^{0,53}h_b^{(-0,90)}$ $K_0=1,4$ para galgamento; 1,0 para outros casos

Onde,

B - largura da brecha (geral);

\bar{B} - largura média da brecha $(B_{topo}+B_{fundo})/2$;

\bar{B}^* - largura média da brecha adimensional (\bar{B}/h_b) ;

h_b - altura da brecha;

h_d - altura da barragem;

h_w - altura de água na ruptura, acima do fundo da brecha;

d_{ovp} - altura de galgamento na ruptura;

K_C - factor de correcção da parede do núcleo (0,6 se a barragem contém parede do núcleo; 1,0 para os outros casos);

K_0 - factor de correcção do galgamento (1,4 se a ruptura for por galgamento; 1,0 para os outros casos);

Q_p - caudal efluente máximo da brecha;

S - volume da albufeira;

S^* - volume da albufeira adimensional (S/h_b^3) ;

t_f - tempo de formação da brecha;

t_f^* - tempo de formação da brecha adimensional, $t_f/\sqrt{gh_b}$

V_{er} - volume de material erodido do corpo da barragem;

V_{out} - volume de água efluente pela brecha (Volume da albufeira+Volume do caudal afluente durante a ruptura);

\bar{W}^* - largura média da barragem adimensional $(W_{coroamento}+W_{fundo})/(2h_b)$;

Z - inclinação da parede lateral da brecha (Z horizontal:1Vertical)

Singh & Snorrason (1982) apresentaram as primeiras propostas da largura da brecha, estudaram a ruptura de 20 barragens, onde relacionaram a largura da brecha com a altura da barragem e chegaram à conclusão que a largura da brecha é geralmente igual a 2-5 vezes a altura da estrutura. Em relação à duração da ruptura, desde o início à geometria final da brecha esta normalmente varia entre 15 minutos a 1 hora.

MacDonald et al. (1984) propuseram um factor da formação da brecha, definido como o produto do volume do caudal efluente (incluindo o volume de água da albufeira e o volume afluente) com a altura de água medida a partir do topo da brecha no momento da ruptura. Relacionaram também o volume de material do aterro removido na ruptura com este factor, para barragens de aterro e para outras (por exemplo para as de enrocamento ou aterro com núcleo resistente à erosão). Os autores também afirmaram que, a partir de 42 casos de estudo, a inclinação das paredes das brechas pode ser igual a 1H:2V, com uma geometria triangular ou trapezoidal, dependendo se a brecha atingia ou não a base da barragem. Foi também apresentada uma curva para o tempo de formação da brecha em função do volume de material erodido para as barragens de aterro, em relação a outras barragens a duração da ruptura não é previsível, provavelmente em alguns casos a ruptura devia-se a instabilidades estruturais e não devido ao desenvolvimento da erosão ao longo da ruptura. Os autores também criaram uma abordagem interactiva para estimar os parâmetros da brecha e o caudal efluente, usando o programa DAMBRK, referido no Quadro 2.4.

Froehlich (1987) desenvolveu equações adimensionais para estimar a largura média da brecha, o factor da inclinação média e o tempo de formação da brecha. As estimativas foram baseadas nas características da barragem, no volume do reservatório, na altura de água acima da base da brecha, na altura e largura da brecha, na largura do topo do coroamento, nos coeficientes para rupturas por galgamento e por outras rupturas, e na presença de revestimento no paramento de montante ou não. O autor também concluiu que a brecha criada devido à ruptura por galgamento normalmente tem uma maior largura e a sua erosão lateral é mais rápida, isto comparando com outras brechas criadas por outros tipos de rupturas.

Froehlich (1987) continuou o seu estudo, a partir da informação de 63 casos de estudo de rupturas. O autor desenvolveu novas estimativas a partir de equações para a largura média da brecha e para o tempo de ruptura, a grande diferença foi as equações deixarem de ser adimensionais. Também sugeriu que o factor da inclinação lateral da brecha é igual a Z=1,4 para rupturas por galgamento e Z=0,9 para outras causas de rupturas. Após os 63 casos

estudados o autor estimou que o factor médio da inclinação lateral média das brechas seria aproximadamente de 1,0.

USBR (1988) a partir de um modelo computacional com o nome de SMPDBK, estimou a largura final da brecha e o tempo de ruptura; o valor dos resultados é superior ao resultado esperado, ou seja, são considerados valores conservativos. O autor ao apresentar estas estimativas criou um factor de segurança para o procedimento da classificação do risco. Para as barragens de aterro, a largura média recomendada é igual a 3 vezes a profundidade da brecha. Em relação ao tempo de desenvolvimento da brecha o autor recomenda que seja 0,011 vezes do valor da largura da brecha (em metros).

Singh & Scarlatos (1987) após estudarem 52 casos de ruptura de barragens, apresentaram estimativas da geometria da brecha e do tempo de ruptura. Os autores propuseram uma relação entre a largura do topo e do fundo da brecha, B_{topo}/B_{fundo} entre 1,06 e 1,74, com um valor médio de 1,29. No estudo das simulações das rupturas, a duração não excedeu em grande parte dos casos as 3 h e em mais de 50% o tempo da ruptura foi inferior a 1,5 h. Em grande parte das simulações a inclinação das paredes laterais da brecha variou entre 10^0 e 50^0 em relação à vertical.

Von Thun & Gillette (1990) e Dewey & Gillette (1993) a partir de estudos anteriores de rupturas de barragens, desenvolveram estimativas para a inclinação das paredes das brechas, largura das brechas e do tempo de ruptura. Os autores propuseram que a inclinação das paredes das brechas fosse de 1:1 para barragens constituídas por paramentos coesivos ou núcleos coesivos com grande largura.

Em relação à largura média da brecha Von Thun & Gillette (1990) propuseram que esta fosse:

$$\bar{B}=2,5h_w+C_B \quad [2.1]$$

onde h_w é a altura de água na albufeira no momento da ruptura e C_B uma variável de acordo com o volume do reservatório.

Quadro 2.3 - Relação entre o volume do reservatório e a variável C_B , para o cálculo da largura média da brecha \bar{B} (Von Thun & Gillette, 1990)

Volume do reservatório (m ³)	C_B (metros)
<1,23×10 ⁶	6,1
1,23×10 ⁶ -6,17×10 ⁶	18,3
6,17×10 ⁶ -1,23×10 ⁷	42,7
>1,23×10 ⁷	54,9

Este método de calcular a largura da brecha é mais expedito do que a abordagem proposta por MacDonald et al. (1984), em que o volume de material erodido relaciona-se com a largura da brecha. Dependendo sempre das características da geometria de cada barragem, os autores nos seus estudos observaram que o limite superior de largura da brecha para grandes barragens de aterro observaram é de 150 m.

Von Thun & Gillette (1990) também propuseram dois métodos de estimar o tempo de ruptura, a primeira equação estima a duração de ruptura para barragens com erosão resistente e a segunda equação estima para material com erosão rápida.

$$t_f = 0,020h_w + 0,25 \quad [2.2]$$

$$t_f = 0,015h_w \quad [2.3]$$

Onde t_f representa-se em horas e h_w , altura de água acima do topo da brecha calcula-se em metros.

Os autores também desenvolveram outra estimativa para o tempo de formação da brecha baseado na relação da erosão lateral média da brecha com a altura de água acima do topo da brecha; mais uma vez a primeira equação apresentada de seguida é para barragens constituídas por material resistente à erosão e a seguinte para estruturas com erodibilidade elevada.

$$t_f = \frac{\bar{B}}{4h_w} \quad [2.4]$$

$$t_f = \frac{\bar{B}}{4h_w + 61} \quad [2.5]$$

Onde \bar{B} e h_w apresentam-se em metros.

De forma a clarificar o estudo dos diversos autores sobre rupturas de barragens e respectivas estimativas dos parâmetros da brecha e do caudal efluente máximo apresenta-se de seguida os resultados no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 - Compilações de estudos sobre rupturas de barragens e respectivas estimativas dos parâmetros da brecha e do caudal efluente máximo

Referências	Casos de estudo	Propostas	Notas
Babb e Mermel (1968)	>600 incidentes		Grande parte dos casos não estão bem documentados
Kirkpatrick (1977)	16 (mais 5 rupturas hipotéticas)	$Q_p = f(h_w)$	

Referências	Casos de estudo	Propostas	Notas
Hagen (1982)	6	$Q_p=f(h_w)$	
Reclamation (1982)	21	$Q_p=f(h_w \times S)$	
Graham (1983)	6		Relação entre barragens com as grandes albufeiras e a sua altura
Singh e Snorrason (1982,1984)	20 rupturas reais e 8 rupturas simuladas	Estimativas para B , d_{ovtop} e t_f $Q_p=f(S); Q_p=f(h_d)$	Estudo do Q_p baseado nas simulações
Graham (sem data)	19	$Q_p=f(h_w, S)$	
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	42	$V_{er}=f(V_{out} \times h_w)$ $t_f=f(V_{er})$ $Q_p=f(V_{out} \times h_w)$	
Costa (1985)	31 barragens construídas	$Q_p=f(h_d)$ $Q_p=f(S)$ $Q_p=f(h_d \times S)$	Inclui informação de rupturas reais de barragens
Evans (1986)		$Q_p=f(V_w)$	
FERC (1987)		Estimativas para B, Z, t_f	
Froehlich (1987)	43	Relações para B, Z, t_f	
Reclamation (1988)		Estimativas para B, t_f	
Singh e Scarlatos (1988)	52	Estimativas para B, Z, t_f	
Von Thun e Gillette (1990)	57	Estimativas do Z $B=f(h_w, S)$ $t_f=f(h_w, \text{resistência da erosão})$	

Referências	Casos de estudo	Propostas	Notas
Froehlich (1995b)	63	Estimativas para B, Z, t_f	
Froehlich (1995a)	22	$Q_p = f(V_w, h_w)$	

Onde,

Q_p - caudal efluente máximo da brecha;

h_w - altura de água no período da ruptura, acima do fundo da brecha;

S - volume da albufeira;

h_d - altura da barragem;

d_{ovp} - altura do caudal de galgamento na ruptura;

t_f - tempo de formação da brecha;

V_{er} - volume de material erodido do corpo da barragem;

V_{out} - volume de água do caudal que flui na brecha (Volume da albufeira+Volume do caudal afluente durante a ruptura);

Toda a informação sobre modelação de ruptura de barragens de aterro utilizada até este momento foi retirada da publicação Prediction of Embankment Dam Breach Parameters, editada por Wahl em 1998, da entidade Water Resources Research Laboratory.

O caudal máximo ou hidrograma do caudal podem ser calculados através de diferentes abordagens (Broich, 1999):

- Empírica;
- Analítica;
- Paramétrica;
- Numérica.

Todas as abordagens, com excepção do método empírico, requerem certas considerações de hidráulica, transporte de sedimentos e de geotecnia (Wahl, 2004). As condições hidrodinâmicas estão bem representadas pela teoria dos escoamentos com pouca profundidade. As maiores dificuldades acabam por se encontrar na escolha de uma fórmula de transporte de sedimentos com os parâmetros apropriados e a modelação dos processos erosivos do fundo e das margens da brecha. Em todos os modelos é necessário criar um desenvolvimento matemático da brecha. Se o desenvolvimento da brecha é modelado de acordo com estimativas de mecânica de solos, durante a simulação de um momento para o outro pode ocorrer o colapso. Isto é consistente com a natureza mas introduz dificuldades

matemáticas. Por vezes o desenvolvimento da brecha é apresentado como contínuo, apesar de se prever descontínuo. Os modelos numéricos utilizam normalmente menos pressupostos, em que a brecha é moldada de forma determinística e considerando o corpo da barragem homogéneo (Singh, 1996, Tingsanchali & Chinnarasri, 2001, Coleman et al., 2002, Franca & Almeida, 2004 e Wang & Bowles, 2006). De acordo com Hanson et al., (1999) e Wahl (2004), a maior fragilidade destes modelos é a não integração dos componentes hidrodinâmica e geotécnica, nomeadamente no que diz respeito à instabilidade dos taludes da brecha.

De seguida é apresentado um quadro apresentado em Broich (1999), com o resumo do estudo de rupturas de barragens realizados por diversos autores nos últimos anos. O quadro permite organizar: o trabalho publicado pelo autor, apresentando o ano e o programa desenvolvido por este; o tipo de abordagem para resolver o problema da ruptura; a fórmula que permite calcular o transporte dos sedimentos e; a geometria final da brecha e seu desenvolvimento.

Quadro 2.5 - Resumo dos modelos de ruptura de barragens segundo Broich (1999)

Autor, ano, programa	Modelo	Fórmula do transporte de sedimentos	Desenvolvimento da brecha/ geometria da brecha	Notas
Cristofano (1965)	analítico, cálculo iterativo	abordagem especial	contínua/largura constante da brecha	
Harris & Wagner (1967) BRDAM	modelo paramétrico	fórmula de Schoklitsch (arrastamento)	-/ forma parabólica	
Thirriot (1975)	modelo paramétrico	desconhecido	desconhecido	
Lou (1981)	modelo numérico em 1-D	fórmula de Duboys (suspensão) e Einstein (arrastamento)	contínua/ forma parabólica	
Ponce & Tsigoglou (1981)	modelo numérico em 1-D	equação de Meyer-Peter-Muller (arrastamento)	contínua/-	a largura da brecha depende do caudal
MacDonald & Langridge-Monopolis (1984)	modelo empírico			
Nogueira (1984)	modelo numérico em 1-D	equação modificada de Meyer-Peter-Muller (arrastamento)	contínua/ forma parabólica	

Autor, ano, programa	Modelo	Fórmula do transporte de sedimentos	Desenvolvimento da brecha/ geometria da brecha	Notas
Fread (1984) BREACH	modelo paramétrico	fórmula de Smart (arrastamento)	descontínua/ forma trapezoidal	estabilidade das paredes laterais da brecha verificada; a largura da brecha depende da profundidade da água
Singh & Scarlatos (1985) BEED	modelo paramétrico	fórmula modificada de Einstein-Brown (arrastamento)	descontínua/ forma trapezoidal ou rectangular	estabilidade das paredes laterais da brecha verificada
Singh & Quiroga (1988)	analítica/ cálculo adimensional	função específica	contínua/ trapezoidal ou triangular	
Macchione & Sirangelo (1988)	modelo numérico em 1-D	sem informação	contínua/ forma trapezoidal ou triangular	
Froehlich (1989)	modelo empírico			melhor ajuste de curva de caudal dada)
Bechteler & Broich (1991) DEICH_P	modelo paramétrico	várias fórmulas	contínua/ forma trapezoidal	inclui a influência do material do núcleo e da estabilidade do núcleo
Goutal & Benoist (1993). Slawa, E. Ben Slama (1995) EROSIF	modelo numérico em 1-D	Meyer-Peter/Müller	contínua/ forma rectangular	
MIKE11 dambreak structure	modelo paramétrico	fórmula de Meyer-Peter-Muller (arrastamento), fórmula de Engelund/ Hansen (total), fórmula definida pelo utilizador	desconhecido	incorporado em MIKE11

Autor, ano, programa	Modelo	Fórmula do transporte de sedimentos	Desenvolvimento da brecha/ geometria da brecha	Notas
Tingsanchali & Hoai (1993)	modelo reduzido numérico em 1-D	fórmula de Meyer-Peter-Muller modificada por Koch	apenas erosão de fundo/ a partir da solução da equação 2D-Exner	discretização da equação de Exner;
Takahashi & Nakagawa (1994)	modelo numérico em 2-D	sem fórmula de transporte de sedimentos	contínua/ forma rectangular	método específico para o cálculo da erosão
Broich (1997) DEICH_N2	modelo numérico em 2-D	Nove diferentes fórmulas e combinações: 1. Meyer-Peter/Müller MPM (arrastamento) 2. Engelund/Hansen (suspensão) 3. Bagnold (total) 4. Smart (arrastamento) 5. Smart/Bagnold (combinado) 6. Zanke/Bagnold (combinado) 7. MPM/Bagnold (combinado) 8. Engelund/Hansen (arrastamento) 9. Smart/Bagnold (combinado para material não uniforme)	Broich (1997) DEICH_N2	modelo numérico em 2-D
Broich (1997) DEICH_A	cálculo analítico	aproximação por Ponce	contínua/ forma rectangular	
Paquier et al. (1998)	modelo numérico em 1-D	Meyer-Peter/Müller	rectangular, circular (para "piping"), trapezoidal (em vez de rectangular se o utilizador preferir)	As bases da validação estão de acordo com as informações retiradas de casos reais
Paquier (1998)	modelo numérico em 2-D	Concentrações de equilíbrio de Van Rijn	contínua/ simulada pelo modelo	adaptação do código Rubar 20 que resolve equações de fundo 2-D, adicionando equações de convecção-difusão para a concentração de sedimentos
Macchione & Reno (1999)	cálculo analítico	desconhecido	Desconhecido	

Recentemente, estudos experimentais de ruptura incluíram barragens em aterro compactas por material coesivo (Zhu, 2006), com núcleo de argila (Vaskinn et al., 2004) e em enrocamento com cortina impermeabilizadora sobre paramento de montante (Franca & Almeida, 2002).

3. Modelo RoDaB

3.1. Considerações gerais

Este sub-capítulo foi baseado na apresentação do modelo RoDaB (Rockfill Dam Breaching) em Franca & Almeida (2004) e Franca et al. (2004).

O RoDaB (Franca & Almeida, 2004), inicialmente concebido para simular rupturas de barragens de enrocamento por galgamento, é um modelo computacional simplificado para a simulação da evolução de brechas em barragens de aterro. Tem como resultado um hidrograma de cheia consistente e contínuo, apropriado para a utilização em modelos de propagação de cheias nos vales a jusante de barragens.

O hidrograma de cheia resultante da ruptura de uma barragem constitui a condição de fronteira de montante para modelos hidrodinâmicos de simulação da onda de ruptura. Foram feitos vários estudos de forma a tentar prever o hidrograma de cheia, desses estudos pode-se dividir em dois grandes grupos:

- O grupo primeiro baseia-se em abordagens com recurso a dados reais e a aproximações por regressão tendo em conta as características gerais da barragem e da albufeira; Wahl, (1998) publicou vários dados acerca destas abordagens;
- O segundo grupo baseia-se em abordagens com recurso a métodos semi-analíticos estabelecidos a partir das leis físicas de esvaziamento da albufeira e da progressão da brecha; Singh, (1996) foi um dos autores mais produtivo nesta abordagem.

Contudo existe uma elevada dispersão de resultados obtidos na previsão de hidrogramas resultantes da ruptura de barragens, contribuindo para a elevada incerteza no processo de análise de segurança dos vales a jusante de barragens (CADAM, 2000). Por exemplo prevê-se uma incerteza de 50% nos resultados em relação ao caudal máximo escoado na fase de ruptura, estimando-se que para o valor do tempo de formação da brecha esta seja superior.

O modelo RoDaB estima a configuração final da brecha e o hidrograma efluente de uma ruptura de barragem afectada por galgamento. O modelo é baseado numa metodologia simples de esvaziamento da albufeira, tendo como condição fronteira de jusante a vazão na brecha, sendo esta dependente da erosão da brecha.

O modelo RoDaB estima a evolução da brecha recorrendo a três abordagens diferentes:

- Empírica;
- Semi-empírica;
- Racional.

O modelo computacional RoDaB possui uma interface acessível em ambiente de janelas e tem sido utilizado na modelação de ruptura de barragens de aterro tanto em trabalho de investigação com de engenharia prática, nomeadamente na estimação do hidrograma efluente em caso de ruptura da barragem de Odeloluca, situada no Algarve, no âmbito do seu Plano de Emergência Interno, aprovado em 2009 (Franca et al., 2011).

3.2. Evolução da brecha

3.2.1. Equação de erosão

Para a evolução da configuração da brecha, as abordagens racional e semi-empírica utilizam uma formulação analítica baseada na equação de Exner modificada. No programa RoDaB a equação de Exner (Exner, 1925) é utilizada no caudal de controlo da secção da brecha para a determinação da evolução da erosão na secção inferior da brecha. Graf & Altinakar (1998) propuseram um rearranjo da equação de Exner, considerando um intervalo unitário ($\Delta x=1$); considera-se no modelo que a condição de fronteira a montante (correspondendo à albufeira) corresponde a um caudal sólido nulo. Sendo assim, a equação fica na forma descrita de seguida, onde o caudal de sólidos é calculado na secção da brecha como:

$$\frac{dN_B}{dt} + \frac{1}{1-\rho} q_{s,b} = 0 \quad [3.1]$$

em que:

ρ – porosidade (-);

$q_{s,b}$ – caudal de material sólido da parte inferior da brecha por unidade de área (ms^{-1});

N_B – cota do fundo da brecha (m);

t - tempo (s).

Graf e Altinakar (1998) propuseram que o caudal de material sólido seja calculado em função da velocidade média do caudal e de duas constantes de erosão:

$$q_{s,b} = \alpha_{s,b} U_B^{\beta_{s,b}} \quad [3.2]$$

em que:

$\alpha_{s,b}$ – coeficiente de erosão ($\text{m}^{-\beta_{s,b}} \text{s}^{\beta_{s,b}}$);

$\beta_{s,b}$ – expoente de erosão (depende essencialmente da dimensão do material) (-);

U_B – velocidade média de escoamento na brecha (ms^{-1}).

Assim, substituindo [3.1] em [3.2] a equação descrita da evolução do fundo da brecha vem:

$$\frac{dN_B(t)}{dt} = C_{s,b} \frac{Q_B(t)^{\beta_{s,b}}}{A_B(t)^{\beta_{s,b}}} \quad [3.3]$$

em que:

A_B - área da brecha (m^2);

$C_{s,b}$ - coeficiente de erosão do fundo da brecha (-).

O coeficiente de erosão é calculado a partir das constantes $\alpha_{s,b}$ e de $1/(1-\rho)$ ($m^{1-\beta}m^{\beta-1}$). A secção da brecha é calculada multiplicando a largura média pela carga hidráulica sobre a soleira da brecha. A partir das experiências em laboratório e de dados empíricos chegou-se à conclusão que a razão entre a erosão lateral média e a do fundo da brecha é de 80% da erosão média.

3.2.2. Modelo empírico de evolução da brecha

Nesta abordagem é necessário à partida ter o conhecimento dos parâmetros da brecha (geometria final, tempo de formação e tipo de evolução da brecha). Esta baseia-se na formulação matemática apresentada por Fread (1984):

$$N_B(t) = N_c - \left(\frac{t}{t_B}\right)^{\rho_N} h_B \quad [3.4]$$

$$W_B(t) = W_B^{ini} + \left(\frac{t}{t_B}\right)^{\rho_W} (W_B^{fin} - W_B^{ini}) \quad [3.5]$$

em que:

N_c - cota do coroamento da barragem; (m)

W_B - largura da brecha; (m)

ρ_N - expoente de evolução do fundo da brecha (normalmente tomado igual a 1, evolução linear); (-)

t_B - tempo de formação da brecha; (s)

h_B - profundidade final da brecha; (m)

ρ_W - expoente de evolução da largura da brecha (normalmente tomado igual a 1, evolução linear); (-)

3.2.3. Modelo semi-empírico de evolução de brecha

Nesta formulação a configuração final da brecha é necessária como condição final da simulação da brecha. Contudo a evolução da brecha é calculada de acordo com 3.2.1., sendo as equações de erosão para o desenvolvimento da cota do fundo e da largura da brecha as seguintes:

$$\frac{dN_B(t)}{dt} = C_{s,b} \frac{Q_B(t)^{\beta_{s,b}}}{A_B(t)^{\beta_{s,b}}} \quad [3.6]$$

$$\frac{dW_B(t)}{dt} = C_{s,m} \frac{Q_B(t)^{\beta_{s,m}}}{A_B(t)^{\beta_{s,m}}} \quad [3.7]$$

em que:

$C_{s,b}$ - coeficiente de erosão do fundo da brecha; (-)

$\beta_{s,b}$ - expoente de erosão do fundo da brecha; (-)

$A_B(t)$ - área da brecha; (m²)

$C_{s,m}$ - coeficiente de erosão das margens da brecha; (-)

$\beta_{s,m}$ - expoente de erosão das margens da brecha; (-)

Os coeficientes e expoentes de erosão apresentados são função da erodabilidade do material da barragem, podendo ser estimados empiricamente a partir da curva granulométrica dos agregados que constituem a barragem.

3.2.4. Modelo racional de evolução da brecha

Nesta formulação o cálculo da evolução da formação da brecha é calculado da mesma forma do que no modelo semi-racional. Toda a simulação é baseada nas características de erodabilidade do material da barragem, não há limitação da configuração inicial ou final da brecha imposta pelo utilizador do programa RoDaB. A evolução da brecha apenas está limitada fisicamente pela largura do vale e pela cota do fundo deste. A brecha desenvolve-se de acordo com a capacidade erosiva do escoamento.

Esta formulação é apenas dependente das características geométricas da barragem, do material que constitui a estrutura (parâmetros C e β) e do coeficiente de resposta dinâmica da barragem (λ_R).

O modelo RoDaB tem como condicionantes:

- A ruptura da barragem tem de ser parcial e gradual, de forma a que os efeitos inerciais e ondulatórios na albufeira sejam desprezados;
- Apenas se considera a rotura de barragens por galgamento. Não são consideradas as rupturas provocadas por escoamento de percolação ou possíveis deslizamentos devido a instabilidade no talude de montante.

3.3. Esvaziamento da albufeira

3.3.1. Equação da continuidade

A simulação da albufeira é realizada a partir de um modelo de balanço de volumes, baseado na equação da continuidade ou de conservação de massa, em que se admite que a superfície livre se mantém horizontal.

$$Q_i - Q_B - Q_C = \frac{dV_R}{dt} \quad [3.8]$$

em que:

Q_i – caudal afluente à albufeira resultante do hidrograma de cheia (m^3s^{-1});

Q_B – caudal efluente através da brecha (m^3s^{-1});

Q_C – caudal efluente por galgamento do coroamento (m^3s^{-1});

V_R – Volume na albufeira (m^3);

t – variável tempo (s).

O caudal efluente devido a dispositivos como turbinas e descarregadores de cheias não é introduzido no RoDaB: estes caudais podem-negligenciar se comparado com o caudal efluente através da brecha e por galgamento.

A equação anterior pode representar-se ainda da seguinte forma:

$$\lambda_R(Q_i - Q_B - Q_C) = \frac{dV_R}{dt} \quad [3.9]$$

em que:

N_R – nível de água na albufeira (m);

λ_R – coeficiente dinâmico da albufeira (m^{-2}).

O coeficiente dinâmico ou coeficiente de resposta dinâmica da albufeira, relaciona a variação do nível da albufeira com a variação de volume armazenado. Este coeficiente quantifica a rapidez de resposta da albufeira, no que respeita ao nível de água, a variações de volume

impostas nas fronteiras da albufeira, e é determinado entre cada dois pontos da curva de volumes.

O coeficiente dinâmico da albufeira corresponde ao inverso da área de referência (superfície) do reservatório da barragem. Como forma de simplificação, o programa RoDaB considera que o vale a montante da barragem tem uma forma rectangular. Esta aproximação acaba por ser válida, pois a maioria das barragens de aterro acabam por ser construídas em vales com uma largura elevada.

3.3.2. Caudal efluente por galgamento do coroamento

O caudal sobre o coroamento da barragem é calculado com base na seguinte lei de vazão:

$$Q_C = C_C L'_C (\sqrt{2g})(N_R - N_C)^{1,5} \quad [3.10]$$

onde,

C_C – coeficiente de vazão do coroamento da barragem (-);

L'_C - comprimento do coroamento galgado (m);

g – aceleração gravítica (ms^{-2});

N_C – cota do nível do coroamento (m);

N_R – cota do nível da albufeira (m).

Esta formulação é aplicável se desprezar os efeitos inerciais nomeadamente os decorrentes da propagação de ondas na albufeira provocadas pela abertura “rápida” de uma brecha. Só existe caudal de galgamento se o valor da cota da albufeira for superior à cota do coroamento na zona onde está a ocorrer o galgamento.

As barragens de enrocamento tendem a ser mais estáveis e resistentes ao fenómeno de galgamento em comparação com as de aterro (Stephenson, 1979). Numa estrutura de enrocamento o caudal referente ao galgamento pode atingir valores relativamente elevados sem que ocorra o início da rotura (Franca & Almeida, 2004).

Para o cálculo do coeficiente de vazão sobre a barragem de enrocamento pode ser utilizada uma expressão apresentada também por Martins (1981), em função da carga hidráulica sobre o coroamento e da respectiva largura:

$$C_C = 0,333 + 0,132 \frac{N_R - N_C}{B} \quad [3.11]$$

onde:

B – largura do coroamento (m).

3.3.3. Caudal efluente pela brecha

Singh & Scarlatos (1988a) afirmaram que o cálculo contínuo do caudal efluente pela brecha pode ser estimado com uma equação de vazão de um descarregador:

$$Q_B = C_B W_B (N_R - N_B)^{1,5} \quad [3.12]$$

onde,

C_B – coeficiente de vazão de brecha (-), ($C_B = C\sqrt{2g}$, sendo C o coeficiente de vazão de uma soleira normal);

W_B – largura da brecha (m);

N_B – cota do fundo da brecha (m).

Coleman et al. (1997), após estudar o comportamento de barragens constituídas por material incoerente, sugeriu o valor de 1,3 para o coeficiente de vazão da expressão anterior. Desde que o coeficiente de vazão da brecha seja constante, o caudal que passa na brecha será apenas influenciado pela evolução da brecha e pela carga hidráulica.

O valor do expoente da carga hidráulica para ser igual a 1,5, pressupõe que o canal deve ser suficientemente largo para que se possa negligenciar a vazão das zonas junto à parede da brecha. Singh (1996) sugere na descrição do modelo BEED que a vazão nas zonas junto às margens seja calculada em função da carga hidráulica elevada ao expoente 2,5.

3.4. Introdução e saída de dados

O programa RoDaB tem um formato acessível de introdução de dados e de obtenção de resultados, permitindo uma utilização simples e fácil para o estudo científico da ruptura de barragens.

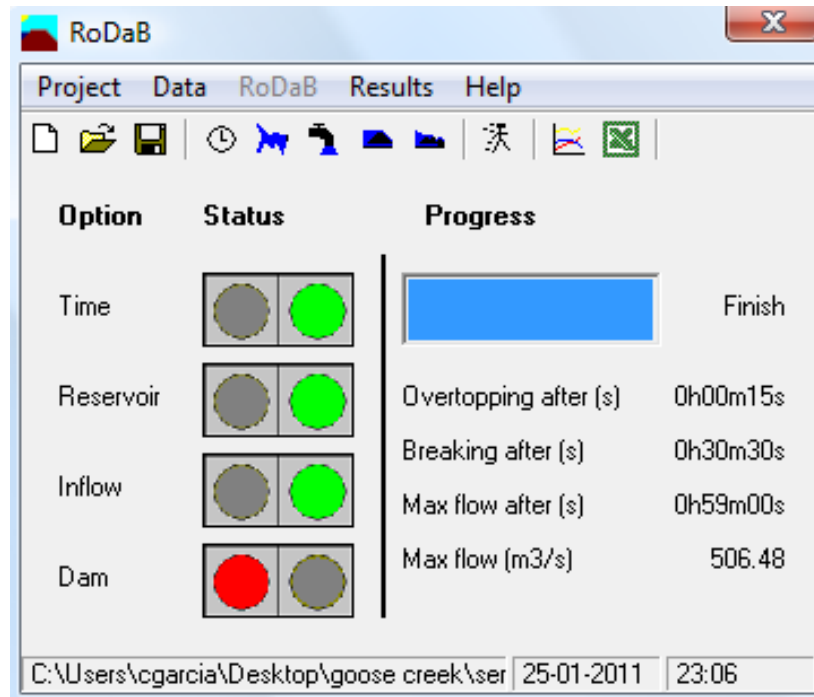


Figura 3.1 - Imagem do ambiente de trabalho do programa RoDaB

Para iniciar a modelação de uma barragem é necessário definir a metodologia a ser utilizada na modelação da ruptura da barragem. Existem três abordagens possíveis para estudar o desenvolvimento da brecha: método racional, semi-empírico e empírico (já descritos anteriormente neste capítulo). Ao escolher uma abordagem de cálculo da brecha é necessário fornecer os respectivos parâmetros de cada método: parâmetros de erosão da brecha, da dimensão inicial e final desta e tempo de desenvolvimento da ruptura.

O utilizador necessita também de introduzir os dados relativos às características da albufeira, mais propriamente a curva de volumes acumulada. Necessita de introduzir as características da geometria da barragem, o valor do caudal afluente à albufeira da barragem, o tempo de duração da simulação e o passo de cálculo pretendido.

O utilizador tem diversos factores para iniciar o processo de desenvolvimento da brecha, quando a barragem está a ser afectada por:

- Uma determinada altura de água acima do coroamento (opção tomada nas simulações apresentadas no capítulo dos resultados);
- Um caudal crítico;
- Uma velocidade crítica.

Em relação à saída dos dados o programa RoDaB permite a análise dos dados de duas formas:

- Um pós-processador incorporado no modelo para análise gráfica (Figura 3.2);
- Uma folha de cálculo que é exportada a partir do programa estando em formato tipo xls.

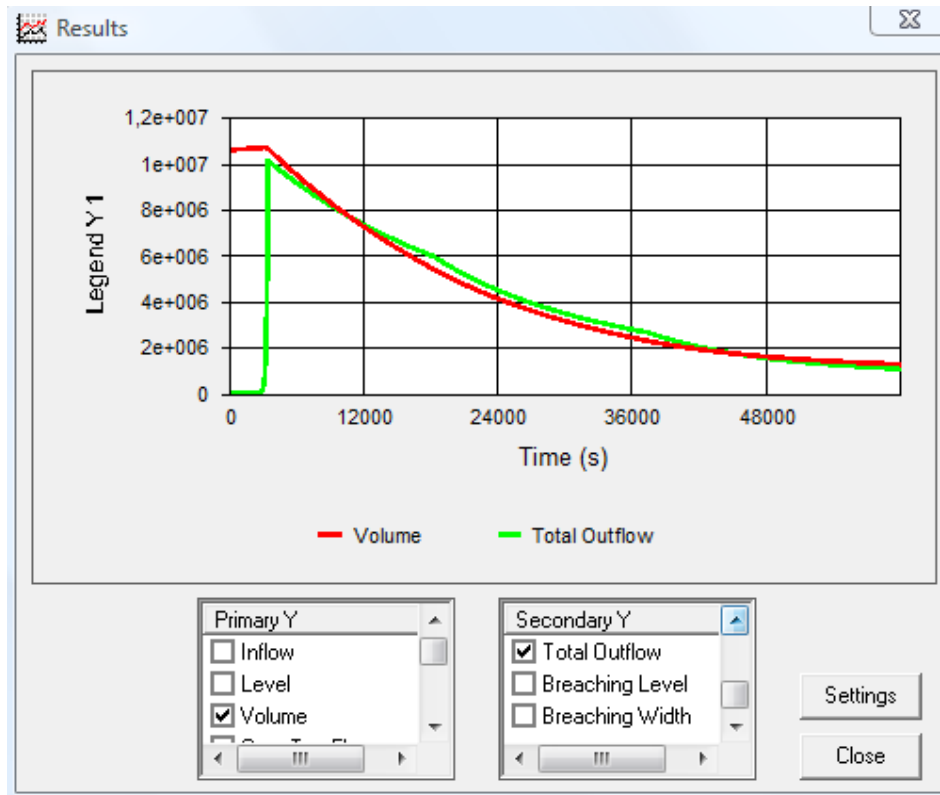


Figura 3.2 - Imagem da análise gráfica da ruptura de uma barragem através do pós-processador do programa RoDaB

O utilizador do programa RoDaB deve introduzir um intervalo de tempo ao longo da duração da simulação da ruptura, ou seja, se o intervalo for de 15 em 15 segundos o programa irá apresentar de 15 em 15 segundos os dados das seguintes variáveis:

- Nível de água na albufeira;
- Volume de água na albufeira;
- Caudal afluente;
- Caudal efluente sobre o coroamento;
- Caudal efluente pela brecha;
- Caudal efluente total;
- Nível da brecha;
- Largura da brecha.

4. Aplicação do modelo RoDaB aos casos de estudo

4.1 Considerações gerais

Para a simulação da evolução da brecha das rupturas das barragens descritas de seguida com recurso ao modelo RoDaB foram usadas as abordagens racional e semi-empírica para a simulação da evolução da brecha, já descritas nos sub-capítulo 3.2.4. e 3.2.3. respectivamente. A calibração dos resultados foi realizada de forma a aproximar os resultados do programa RoDaB aos dados da ruptura das barragens obtidos em diversos elementos de consulta.

Os coeficientes de erosão lateral ($C_{s,m}$), do leito da brecha ($C_{s,b}$) e o expoente de erosão da brecha (β), são parâmetros de erosão do modelo que foram calibrados de forma a que as características cinemáticas das rupturas estudadas fossem mais próximas das observações, sendo estas essencialmente: geometria da brecha (largura e profundidade final) e tempo de ruptura. Estas variáveis influenciam principalmente a duração da ruptura e o desenvolvimento da geometria da brecha. A geometria é estimada a partir das equações [3.4] e [3.5] no capítulo 3.2.2.

O valor do caudal máximo da ruptura efluente pela brecha da barragem depende essencialmente do coeficiente de vazão da brecha, outro parâmetro de calibração do modelo. Esta não foi considerada a grandeza determinante no processo de calibração do modelo uma vez que é aquela susceptível de maior erro de estimação.

Os valores do caudal máximo efluentes pela brecha são sempre comparados com a solução de Ritter para rupturas instantâneas com remoção completa da barragem sem dissipação de energia:

$$Q_M = \frac{8}{27} B_V \sqrt{g} h_0^{3/2} \quad [4.1]$$

em que:

Q_M - caudal máximo efluente [L^3T^{-1}];

B_V - largura do vale de secção rectangular onde se encaixa a barragem [L];

g - aceleração gravítica [LT^{-2}];

h_0 - altura inicial de água a montante da barragem [L].

O valor do caudal máximo dado pela solução de Ritter deve ser sempre superior ao valor real.

O processo de calibração do modelo é realizado utilizando a abordagem semi-empírica em que a geometria final da brecha é imposta. Os parâmetros de erosão deverão assim impôr um tempo de desenvolvimento total da brecha equivalente ao esperado, garantindo-se assim que o processo de formação da brecha é adequadamente descrito no tempo.

Seguidamente é utilizado o modelo racional; calibra-se o coeficiente de vazão da brecha de modo a que o caudal efluente por este seja idêntico ao observado. Este ocorre necessariamente com o fim do processo de ruptura (Walder & O'Connor, 1997 e Franca & Almeida, 2004).

A aplicação da abordagem racional permite confirmar que a evolução da brecha se dá de acordo com o observado. Note-se que, de um modo geral, o processo erosivo continua após esta atingir a forma final esperada. Na realidade, o fim do processo erosivo é determinado por factores desconhecidos que poderão estar relacionados com descontinuidades ou singularidades do corpo da barragem não simulados pelo modelo RoDaB. Assim, com este processo de calibração parametriza-se a erosão e a vazão consequentes de uma ruptura estando no entanto a paragem da ruptura condicionada pelo volume de água disponível na albufeira e pelas fronteiras rígidas não erodíveis da barragem com o terreno (encontros e fundação).

Considerou-se o caudal de galgamento sobre o coroamento como sendo nulo, impondo-se na parametrização do modelo RoDaB um coeficiente de vazão do coroamento da barragem nulo, calculado a partir da equação [3.11] no capítulo 3.3.2. Apenas se estuda o comportamento da ruptura a partir do caudal que passa na brecha e provoca o seu desenvolvimento.

Como condição inicial para o início de formação da brecha, foi introduzido no programa uma altura de 10 cm de água acima do coroamento.

4.2. Determinação da curva de volumes genérica

Foi calculada uma equação que represente uma curva de volumes genérica normalizada pela altura da barragem e pelo volume máximo de armazenamento com o objectivo de introduzir no programa RoDaB, para simular a variação do volume de água armazenada na albufeira ao longo da cota do paramento de montante da barragem para as quatro barragens estudadas mais à frente. Este procedimento justifica-se pelo desconhecimento das curvas de volume armazenadas das barragens em estudo.

A curva genérica foi criada a partir de uma base de dados de 11 barragens de aterro com características distintas; a base de dados tem barragens com diferentes alturas e volume de armazenamento, de forma a que a equação da curva de volumes genérica se adapte a grande parte das barragens em que possa ser utilizada. No Quadro 4.1 encontra-se alguma informação das variáveis que definem a curva de volumes de cada uma das barragens estudadas para criar a curva genérica.

Quadro 4.1 - Cota máxima do nível de água e volume da albufeira das 11 barragens utilizadas para criar a curva de volumes genérica

Barragens		Cota máxima do nível de água (m)	Volume da albufeira (m ³)
	Barbaído	32	4,15×10 ⁷
	Beni Slimane	34	4,94×10 ⁸
	Calheta	34	8,03×10 ⁴
	Divor	21	1,39×10 ⁷
	Vigia	27	1,92×10 ⁷
	Casa Grande	7	1,19×10 ⁴
	Seklafa	46	8,90×10 ⁷
	Chergui	16	1,43×10 ⁶
	Ranhados	40	3,89×10 ⁶
	Odelouca	86	3,20×10 ⁸
	Almeidas	6,3	5,35×10 ⁵

A partir da curva de volumes de cada uma das barragens da base de dados, foi calculado um gráfico da cota na albufeira (equação [4.2]) e do volume de água armazenado (equação [4.3]) adimensional, de forma a que de seguida fosse possível estabelecer uma equação geral para a variação do volume de água com a cota na albufeira de todas as barragens.

$$V^* = \frac{V - V_0}{V_c - V_0} \quad [4.2]$$

$$N^* = \frac{N - N_0}{N_c - N_0} \quad [4.3]$$

Onde,

V^* - volume de água da albufeira adimensional; (-)

V - volume de água na albufeira determinada cota; (m^3/s)

V_0 - volume de água na albufeira à cota mínima; (m^3/s)

V_c - volume de água na albufeira à cota do coroamento da barragem; (m^3/s)

N^* - cota da barragem adimensional; (-)

N - cota; (m)

N_0 - cota mínima da albufeira; (m)

N_c - cota do coroamento da barragem; (m)

Após o cálculo do volume adimensional de água ao longo da altura da barragem das 11 barragens em estudo, foram organizados (Figura 4.1) os dados de forma a realizar uma regressão linear, para estimar uma curva de volumes geral. Na Figura 4.1 encontra-se as equações adimensionais que relacionam a cota de água e o volume da albufeira.

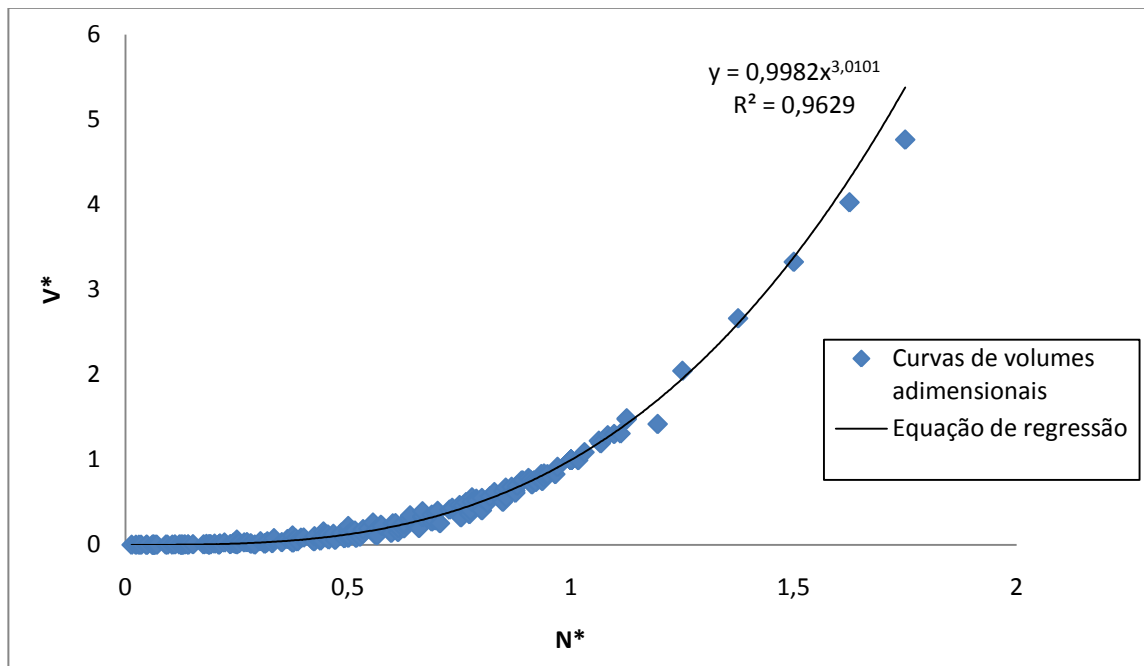


Figura 4.1 - Curva de volumes genérica

4.3. Ruptura da barragem de Goose Creek

4.3.1. Descrição geral da barragem e da ruptura

A barragem de Goose Creek foi construída no sul da Califórnia em 1903 com o objectivo principal de armazenar água potável. O material argiloso que constituía o núcleo da barragem tinha boas características, contudo a secção transversal devia conter três vezes mais material argiloso do que realmente tinha (Singh, 1996).

A causa da ruptura foi o galgamento do coroamento da barragem, devido ao escoamento causado por uma precipitação extrema com a duração de 8 horas (Singh, 1996).

A barragem já havia sido galgada antes de 1916, ano da sua ruptura total, mas implicações legais atrasaram a implementação das medidas de segurança e correctivas que teriam permitido em princípio salvaguardar a integridade da barragem (Singh, 1996).

As características da geometria e da ruptura da barragem de Goose Creek foram obtidas através da base de dados de Singh & Scarlatos (1987) e são apresentadas no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Características da barragem de Goose Creek

Altura (m)	6,1
Largura do coroamento (m)	3,0
Comprimento do coroamento (m)	701
Volume da albufeira (m ³)	1,06×10 ⁷

De forma a calibrar o valor do caudal de pico da ruptura que passa na brecha da barragem foi utilizado para os resultados de seguida apresentados, um coeficiente de vazão da brecha de 2,21. A este valor corresponde um coeficiente de vazão de uma soleira normal de 0,50.

Dado que o hidrograma afluente é desconhecido, optou-se pela aplicação de um hidrograma constante e com um caudal de 35 m³/s. Este valor revelou-se suficiente para garantir que o processo de ruptura se desencadeasse sem no entanto condicionar o hidrograma efluente através da brecha.

Dados da ruptura da barragem de Goose Creek foram obtidos através da base de dados de Singh & Scarlatos (1987) e são apresentados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Dados da ruptura da barragem de Goose Creek (Singh & Scarlatos, 1987)

Causa da Ruptura	galgamento
Caudal máximo efluente - $Q_{p,B}$ (m^3/s)	565
Duração - t_F (h)	0,50
Largura média da brecha - W_B (m)	26,4
Altura da brecha - h_B (m)	4,10

Apresentam-se os resultados obtidos pela abordagem semi-empírica e seguidamente pela abordagem racional.

4.3.2. Aplicação do método semi-empírico

Após calibração dos parâmetros de erosão da brecha (β , $C_{s,b}$, $C_{s,m}$) apresentam-se no Quadro 4.4 os resultados da simulação pela abordagem semi-empírica.

Quadro 4.4 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Goose Creek pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão da brecha (C_B) de 2,21

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{p,B,sim}$ (m^3/s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{p,B,sim}/Q_{p,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,0010	0,0063	481	4,1	26,8	0,85	1,01	0,99	1,01
2	0,0008	0,0050	506	4,1	27,2	0,90	0,94	1,01	1,03

(1) valores para $t=0,5h$

Onde,

β – expoente de erosão da brecha;

$C_{s,b}$ – coeficiente de erosão do nível de fundo da brecha;

$C_{s,m}$ – coeficiente de erosão das margens da brecha;

$Q_{p,B,sim}$ – caudal pico simulado no programa RoDaB;

$t_{f,sim}$ – duração da ruptura simulado no programa RoDaB;

$h_{B,sim}$ – altura final da brecha simulado no programa RoDaB;

$W_{B,sim}$ – largura final da brecha simulado no programa RoDaB.

Pelo método semi-empírico, impondo a configuração final da brecha, ou seja, altura e largura desta, os resultados estão bastante próximos dos dados reais.

Com os expoentes de erosão (β) 1 ou 2 os valores simulados aproximam-se dos dados reais da ruptura da barragem usados como comparação.

4.3.3. Aplicação do método racional

Apresentam-se no quadro 4.5 os resultados da simulação pela abordagem racional, utilizando os parâmetros de erosão (β , $C_{s,b}$, $C_{s,m}$) calibrados pelo método semi-empírico.

Quadro 4.5 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Goose Creek pelo método racional ($C_B = 2,21$)

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{p,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{p,B,sim}/Q_{p,B}$	$t_{f,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,0010	0,0063	2716	4,0	26,3	4,81	1,00	0,99	1,00
2	0,0008	0,0050	5406	3,9	27,2	9,57	0,93	0,95	1,03

(1) valores para $t=0,5h$

Em relação aos valores da largura e da altura da brecha simulados no programa RoDaB conclui-se que após 0,5 h do início da formação da brecha, estes estão bastante próximos dos resultados reais.

O maior problema do método racional é a disparidade de valores para o caudal pico da ruptura e a impossibilidade de controlar o fim do processo de erosão da brecha. O desenvolvimento da erosão da brecha não termina, ou seja, ela continua a aumentar em largura até atingir a largura do próprio vale e a altura da brecha só termina quando se atinge o fundo do paramento da barragem. Esta maior área de brecha leva a que o caudal máximo seja bastante elevado.

A partir dos resultados apresentados no Quadro 4.6 pela abordagem racional constata-se que os valores do caudal máximo efluente pela brecha tanto para o expoente de erosão de 1 e de 2, são bastante superiores, respectivamente 4,8 vezes e 9,6 vezes superiores face ao caudal máximo estimado para o momento da ruptura.

4.3.4. Apresentação dos resultados das simulações da ruptura da barragem

De forma a analisar as variações de volume na albufeira, de caudal efluente, do nível da brecha e por último da largura da brecha, apresentam-se de seguida os respectivos gráficos ao longo da ruptura. Cada gráfico contém as simulações pelo método semi-empírico e pelo racional para os dois expoentes de erosão parametrizados ($\beta = 1$ e 2).

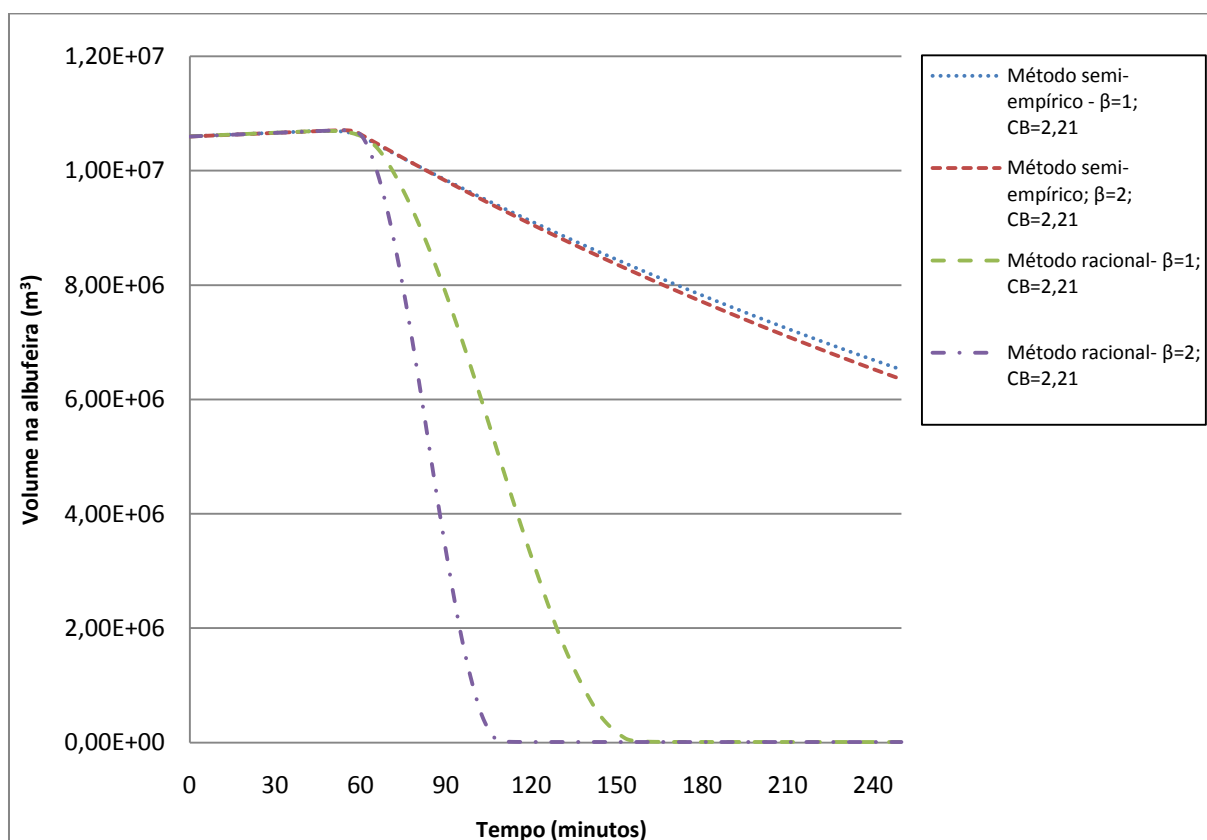


Figura 4.2 - Variação do volume da albufeira da barragem de Goose Creek

A partir do gráfico da Figura 4.2 pode-se confirmar que pelas duas abordagens estudadas o início da formação da brecha é semelhante, esta começa sensivelmente ao fim de 1 h do começo da simulação.

Pode-se verificar que o esvaziamento da albufeira pelo método semi-empírico é praticamente idêntico para o expoente de erosão 1 e 2. Em relação à simulação pelo método racional, verifica-se que pelo expoente de erosão 2 a albufeira é a que esvazia em menor tempo, a erosão da brecha desenvolve-se mais rapidamente.

Note-se que o esvaziamento da albufeira, tal como descrito pelo modelo, só ocorre quando a configuração final da brecha é atingida. Antes que tal aconteça, a albufeira regista um ligeiro aumento no seu volume armazenado pelo que a evolução da brecha e a sua consequente vazão não compensam o caudal afluente introduzido.

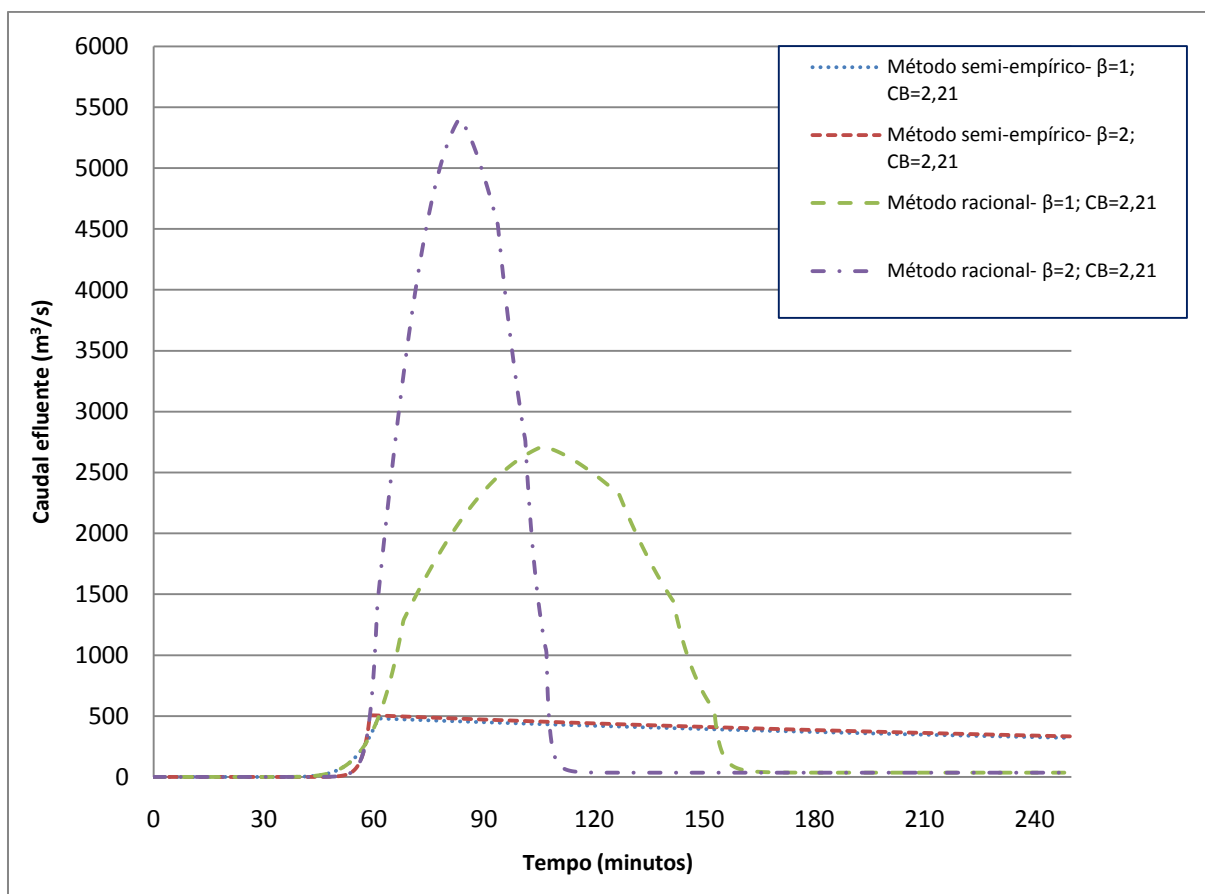


Figura 4.3 - Variação do caudal efluente pela brecha da barragem de Goose Creek

Mais uma vez o desenvolvimento do caudal efluente pela brecha está bastante próximo pela abordagem semi-empírica para as simulações com o expoente de erosão 1 e 2. Já pela abordagem racional com expoente de erosão 2, o caudal máximo é o dobro e ocorre mais rapidamente do que com o expoente 1, respectivamente pode-se também verificar que a amplitude do andamento do caudal efluente ao longo do tempo é bastante menor. Analisando o gráfico da variação de volume (Figura 4.3), o caudal máximo superior e a amplitude menor

pelo método racional com expoente 2 faz sentido pois esta albufeira está a esvaziar mais rapidamente.

Analisando o desenvolvimento do caudal pela abordagem racional com expoente de erosão 1, o caudal máximo da ruptura ocorre ao fim de 1,25 h do início da formação da brecha, não ocorre no momento em que a cota da barragem atinge o mínimo, pois a área da brecha continua a aumentar devido à continuação do desenvolvimento lateral da brecha; pode-se verificar esta constatação na Figura 4.4. Para o instante em que a ruptura deveria terminar ($t = 60$ min após o início da simulação) o valor do caudal é de $492,5 \text{ m}^3/\text{s}$ para a abordagem racional com $\beta = 1$ e $C_b = 2,21$, as abordagens semi-empíricas também têm um valor de caudal efluente pela brecha semelhante, sendo este valor mais próximo do que foi apresentado no Quadro 10. Este valor é inferior à solução de Ritter de cerca de $9800 \text{ m}^3/\text{s}$.

A simulação do esvaziamento da albufeira é baseada no modelo simples de balanço de volumes equação [3.8], em que o caudal afluente à albufeira é constante e o caudal efluente por galgamento do coroamento é nulo, ou seja, nesta situação apenas o caudal efluente pela brecha varia. Tomando atenção à equação, o valor de caudal efluente é proporcional à derivada em ordem ao tempo do volume na albufeira, ou seja, é proporcional à variação de volume por unidade de tempo. Pode-se então constatar que o momento em que o caudal é máximo ocorre quando o declive da curva de esvaziamento da albufeira é máximo (ver Figuras 4.2 e 4.3).

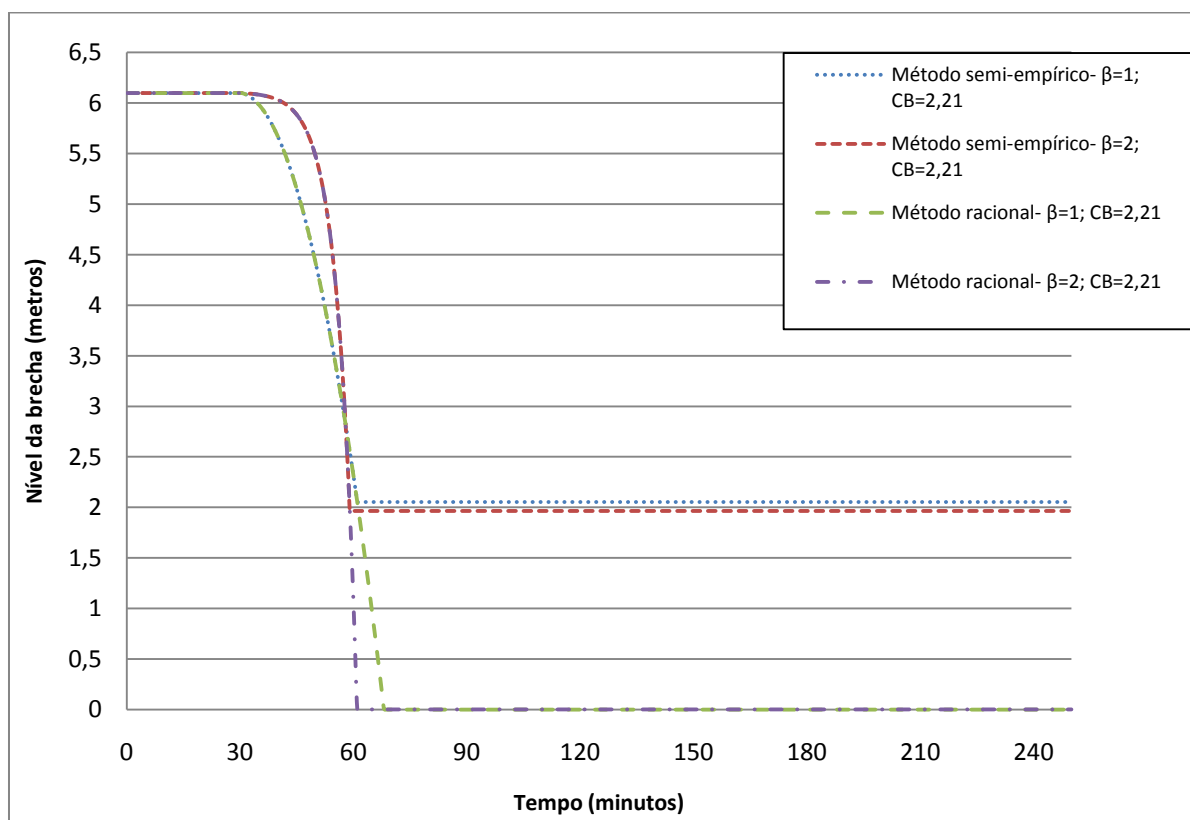


Figura 4.4 - Variação da cota do leito da brecha da barragem de Goose Creek

O desenvolvimento do fundo da brecha é semelhante para as abordagens racional e semi-empírica com expoente de erosão 1 (β), isto até ao instante ($t=60$ min). O mesmo se verifica para as abordagens com expoente de valor 2. Nota-se também que o desenvolvimento da erosão de fundo da brecha é mais rápido para as duas abordagens com expoente 1.

Como a configuração final da brecha é uma condição imposta para o método semi-racional após o instante ($t=60$ min) o desenvolvimento da brecha termina e mantém-se constante ao longo da simulação.

Pelo método racional a erosão de fundo da brecha apenas termina quando é atingido o leito do vale, ou seja, a altura máxima da barragem (6,1 m).

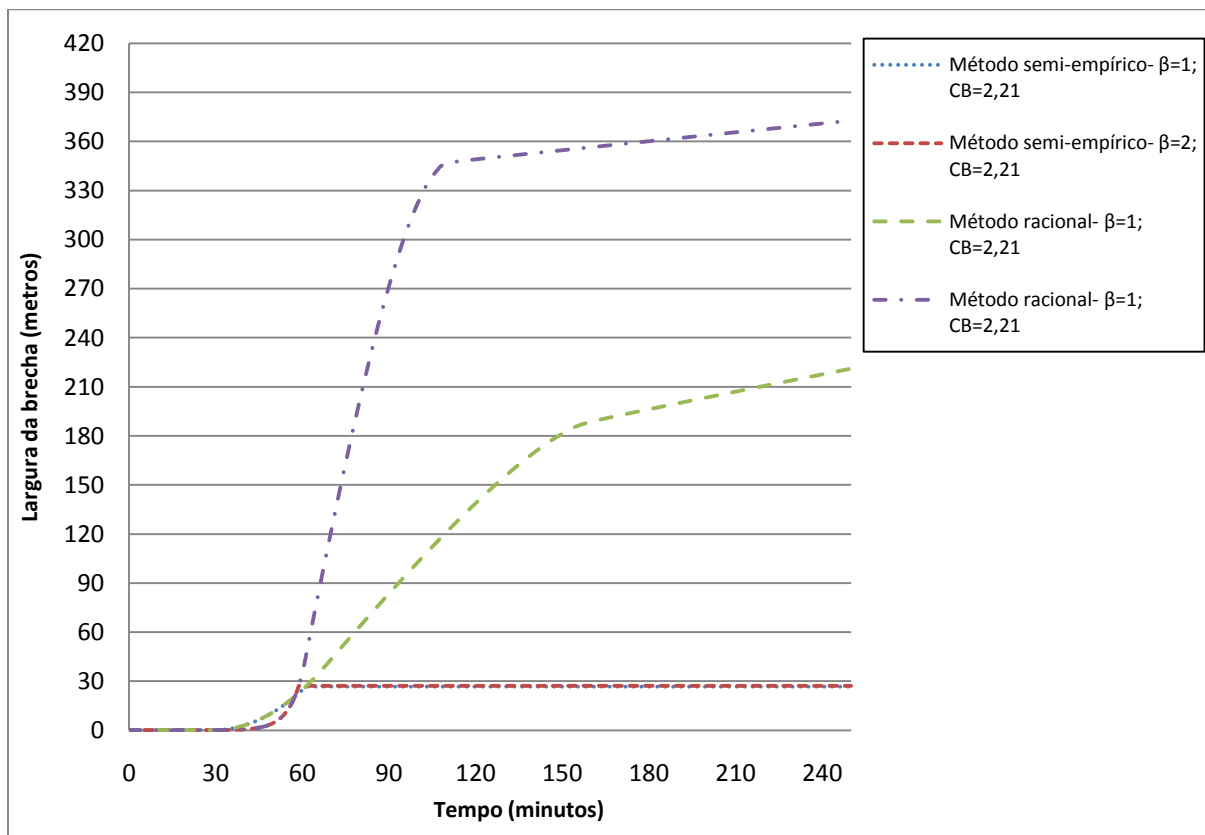


Figura 4.5 - Variação da largura da brecha da barragem de Goose Creek

Analisando o desenvolvimento da largura da brecha pelo método racional, pode verificar-se a partir da figura 4.5 que o desenvolvimento da largura da brecha vai-se prolongando ao longo do tempo. Apesar de se constatar através dos resultados da simulação que ao fim de 0,5 horas do início da formação da brecha a largura desta é de 26,4 metros, ou seja, semelhante à largura observada final, o desenvolvimento da brecha não termina. Mais uma vez verifica-se um desenvolvimento da erosão mais rápido para a simulação com expoente de erosão 2.

No desenvolvimento da largura da brecha pelo método semi-empírico, verificar-se que a altura e a largura da brecha mantêm-se constantes em relação à abordagem racional, a partir do

momento ($t=0,5$ h) contado desde o início da formação da brecha. Apesar da albufeira continuar a esvaziar, o desenvolvimento da erosão na brecha já não se desenvolve, pois impôs-se a configuração final desta.

Nos resultados do modelo racional observa-se uma inflexão na evolução da largura da brecha correspondente ao momento em que a albufeira se encontra esvaziada. O desenvolvimento posterior da largura da brecha é residual e consequência do hidrograma afluente.

O caudal máximo de ruptura pela abordagem semi-empírica, ocorre no momento ($t=0,5$ h após o início da ruptura) em que a largura e a altura da brecha atingem o valor máximo, ou seja, altura em que a secção desta é máxima. Este tipo de ruptura corresponde a uma grande albufeira de acordo com a classificação proposta por Walder & O'Connor (1997) e Franca & Almeida (2004).

4.4. Ruptura da barragem de South Fork

4.4.1. Descrição geral da barragem e da ruptura

A barragem de South Fork encontrava-se situada numa zona montanhosa no estado da Pensilvânia nos E.U.A, mais propriamente num afluente do rio Mississipi. Em 1853 conclui-se a sua construção, a sua estrutura era de aterro e o paramento de montante era protegido por uma camada de enrocamento, pode ver-se um corte transversal do corpo da barragem na Figura 4.6 (Singh, 1996).

A barragem tinha como objectivo aumentar as condições de navegação de um canal. Durante a sua exploração, a cota do coroamento foi diminuída para permitir a passagem de veículos. (Singh, 1996)

Em 1889 registou-se uma elevada pluviosidade que teve como consequência a ruptura da barragem de South Fork, o início da ruptura deveu-se à infiltração de água na estrutura, levando à diminuição da resistência dos agregados. As forças que estavam a actuar sobre o corpo da barragem provocaram um desacoplamento da estrutura em relação à sua fundação, ou seja, induziram uma pressão hidrostática ascendente. Com o deslocamento do corpo da barragem, o paramento de jusante sofreu uma rotação, iniciando assim o galgamento do coroamento da barragem (Singh, 1996).

Devido à ruptura da barragem, 69000 m^3 de agregados do corpo da barragem foram libertados, além de $1,9 \times 10^7 \text{ m}^3$ de água da albufeira. A cidade de Johnstown, situada a 14 km a jusante da estrutura, foi afectada pela onda de cheia, levando à morte de 2200 pessoas (Singh, 1996).

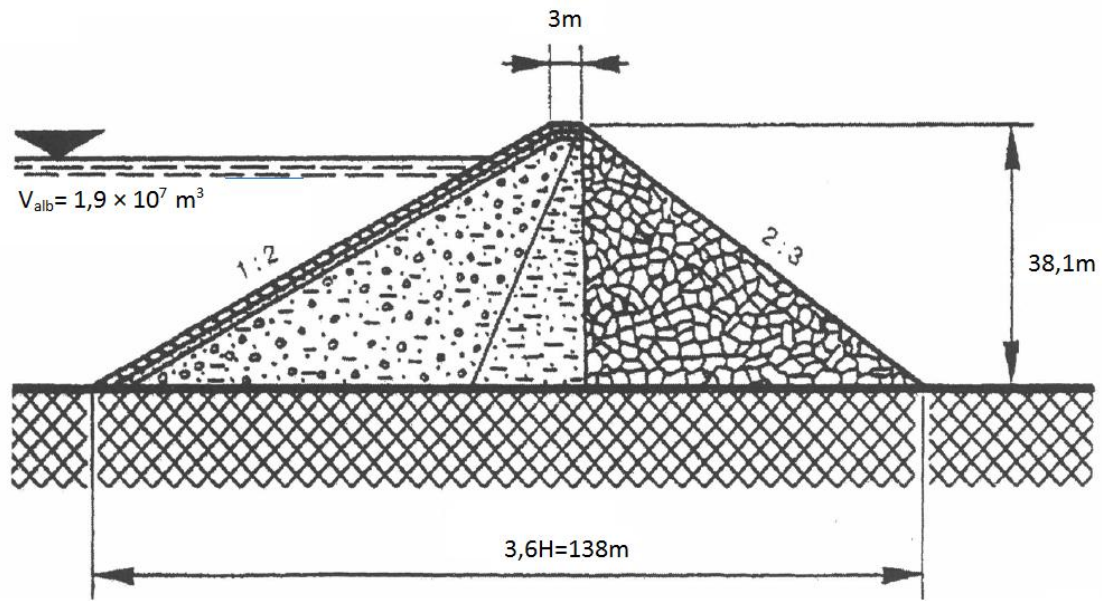


Figura 4.6 - Corte transversal do corpo da barragem de South Fork (Frank, 1988)

As características da geometria e da ruptura da barragem de South Fork foram retiradas da base de dados Froehlich, (1987) e apresentam-se nos Quadros 13 e 14.

Quadro 4.6 - Características da barragem de South Fork (Froehlich, 1987)

Altura (m)	38,1
Largura do coroamento (m)	3,0
Comprimento do coroamento (m)	283,5
Inclinação do paramento de montante	1V:2H
Inclinação do paramento de jusante	2V:3H
Volume da albufera (m ³)	1,9×10 ⁷

Quadro 4.7 - Dados da ruptura da barragem de South Fork (Froehlich, 1987)

Causa da ruptura	galgamento
Caudal máximo efluente - $Q_{p,B}$ (m^3/s)	8500
Duração - t_F (h)	0,75
Largura média da brecha - W_B (m)	94,5
Altura da brecha - h_B (m)	24,4

Dado que o hidrograma afluente é desconhecido, optou-se pela aplicação de um hidrograma constante com um caudal de $50 m^3/s$, este valor revelou-se suficiente para garantir que o processo de ruptura se desencadeasse sem no entanto condicionar o hidrograma efluente através da brecha.

A simulação da ruptura da barragem de South Fork foi feita em primeiro lugar simulada pela abordagem semi-empírica; com um coeficiente de vazão da brecha de 1,77, o valor do caudal máximo efluente pela brecha revelou-se elevado. Para aproximar o valor do caudal foi de seguida estudada a simulação com um coeficiente de vazão de 1,0, tendo este já se revelado apropriado para os resultados das observações apresentada na base de dados.

Após a simulação pela abordagem semi-empírica foi estudada a abordagem pelo método racional.

4.4.2. Aplicação do método semi-empírico

Após a calibração dos parâmetros de ruptura da brecha para o método semi-empírico com coeficiente de vazão 1,77 (correspondente ao coeficiente de vazão de uma soleira normal de 0,40), são apresentados os resultados do estudo da ruptura da barragem de South Fork.

Quadro 4.8 - Valores da simulação da ruptura da barragem de South Fork pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B = 1,77$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{P,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{P,B,sim}/Q_{P,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,0021	0,0080	13150	24,5	94,5	1,55	1,00	1,00	1,00
2	0,0008	0,0028	17278	24,5	95,2	2,03	1,01	1,00	1,01

(1) valores para $t=0,75$ h

Analisando o Quadro 4.8, pode-se verificar que o caudal máximo efluente pela brecha é superior para os dois expoentes de erosão simulados, mais uma vez o caudal máximo ainda se afasta mais do valor esperado para o expoente de erosão 2, o que se verificou igualmente para o caso de estudo da barragem de Goose Creek.

O tempo de ruptura da brecha termina nas duas simulações no período esperado ($t=0,75$ h). O desenvolvimento da erosão da largura e altura da brecha termina nesse momento, porque através desta abordagem as dimensões finais da brecha foram impostas; até ao esse momento o desenvolvimento da brecha evoluiu como o esperado.

Como o valor do caudal máximo resultante da ruptura se encontra distante do valor observado, optou-se por realizar novas séries da simulação da ruptura da barragem de South Fork, alterando o valor do coeficiente de vazão da brecha equação [3.12], de forma a diminuir o caudal máximo efluente pela brecha. Por outro lado, para o desenvolvimento da erosão da brecha ser o esperado até 0,75 h do início da formação da brecha, os coeficientes de erosão também foram alterados. O valor que se aproximava mais do esperado, foi para o coeficiente de vazão igual a 1,0 (correspondendo a um coeficiente de vazão de uma soleira normal de 0,23). De seguida é apresentado os resultados dessa simulação para os dois expoentes de erosão (1 e 2).

Quadro 4.9 - Valores da simulação da ruptura da barragem de South Fork pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B=1$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{P,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{P,B,sim}/Q_{P,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,0035	0,0130	8868	24,6	95,2	1,04	1,06	1,01	1,01
2	0,0024	0,0080	10544	24,6	96,1	1,24	1,01	1,01	1,02

(1) valores para $t \approx 0,80$ h e 0,75 h respectivamente para $\beta=1$ e $\beta=2$

A partir dos resultados da simulação para o coeficiente de vazão 1,0, pode-se verificar que o caudal máximo simulado encontra-se mais próximo dos valores observados, mais uma vez o caudal máximo afasta-se do esperado para a simulação da ruptura da barragem com o expoente de erosão 2.

As dimensões da brecha ao fim de aproximadamente 0,75 h são semelhantes às observadas, ou seja, esta simulação aproxima-se bastante dos valores retirados da base de dados de Froehlich (1987).

4.4.3. Aplicação do método racional

Após a simulação da ruptura da barragem pela abordagem semi-empírica, foi estudada a ruptura pela abordagem racional, de forma a comparar os resultados, principalmente em relação ao desenvolvimento da erosão da brecha.

Quadro 4.10- Valores da simulação da ruptura da barragem de South Fork pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_B=1,77$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{P,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{P,B,sim}/Q_{P,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,0021	0,0080	15688	24,3	94,5	1,85	1,00	1,00	1,00
2	0,0008	0,0028	43340	24,5	95,2	5,10	1,01	1,00	1,01

(1) valores para $t \simeq 0,75$ h

Pelos resultados apresentados na tabela anterior, verifica-se que a geometria da brecha para o momento $t=0,75$ h, supostamente o final da ruptura, tem a largura e altura igual aos valores observados. Até a esse momento a erosão da brecha desenvolve-se de acordo com o esperado, contudo a erosão da brecha continua a desenvolver-se. Devido à maior área da brecha e ao facto da resposta dinâmica da albufeira corresponder a uma albufeira grande (Walder & O'Connor, 1997), o caudal máximo é bastante superior ao observado. A simulação com recurso ao expoente de erosão 2 tem um caudal máximo aproximadamente 5 vezes superior ao caudal real esperado, já o caudal máximo simulado através da abordagem com expoente de erosão 1 verifica-se que está um pouco mais próximo do valor estimado.

Após a simulação pela abordagem racional com coeficiente de vazão 1,77, foi realizada novo estudo da ruptura para o coeficiente com valor 1.

Quadro 4.11 - Valores da simulação da ruptura da barragem de South Fork pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_B=1$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{p,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}$ (m)	$W_{B,sim}$ (m)	$Q_{p,B,sim}/Q_{p,B}$	$t_{f,sim}/t_f$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,0035	0,0130	15408	24,4	92,5	1,81	1,05	1,00	0,98
2	0,0024	0,0080	29415	24,6	87,7	3,46	1,01	1,01	0,93

(1) valores para $t \approx 0,80$ e $0,75$ respectivamente para $\beta=1$ e $\beta=2$

Através da tabela acima verifica-se que a erosão continua a desenvolver após o período de ruptura da barragem retirado da base de dados ($t=0,75$ h), este facto leva a que o caudal máximo seja superior ao observado. Contudo o caudal máximo para a abordagem racional com expoente de erosão 2 diminuiu mais de 30%, já o caudal pela abordagem racional com expoente de valor 1,0 pouco alterou. Para chegar ao valor esperado seria necessário diminuir ainda mais o coeficiente de vazão, alterando o caudal máximo já corrigido pela abordagem semi-empírica. Note-se que a variação do coeficiente de vazão tem forçosamente influência no desenvolvimento da brecha. Mais uma vez o valor da largura e altura da brecha para o instante de tempo de aproximadamente $t=0,75$ h encontra-se próximo dos valores esperados.

4.4.4. Apresentação dos resultados das simulações da ruptura da barragem

De seguida são apresentados os resultados das simulações da ruptura da barragem de South Fork, onde se apresentam a variação de volume, do caudal efluente pela brecha, da altura e da largura da brecha. Cada gráfico apresenta resultados respeitantes à abordagem semi-empírica e racional, para os diversos expoentes e coeficientes de erosão da brecha, e para os diversos coeficientes de vazão da brecha.

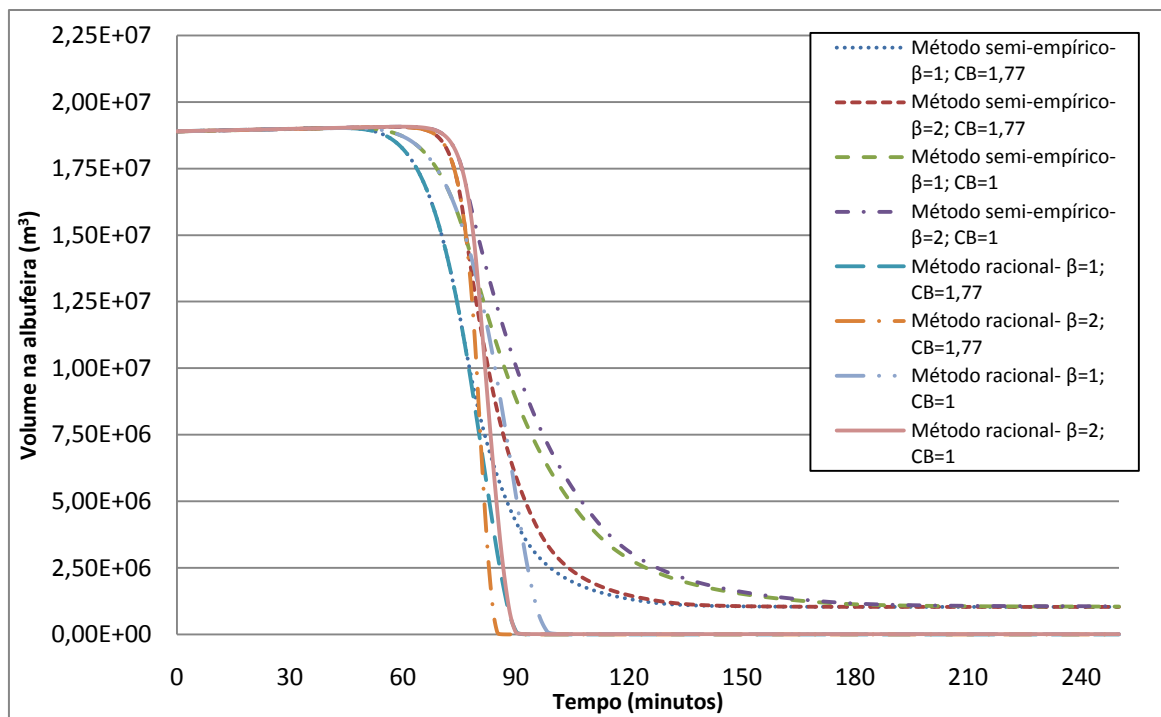


Figura 4.7 - Variação do volume da albufeira da barragem de South Fork

Analisando o gráfico da Figura 4.7, verifica-se que em todas as simulações o início do esvaziamento da barragem começa sensivelmente no mesmo instante. Em mais pormenor pode verificar-se que a abordagem onde se inicia em primeiro lugar o esvaziamento é a racional com expoente de erosão de 1 e coeficiente de vazão 1; o esvaziamento inicia-se ao fim de 44 min. Por outro lado a simulação em que o esvaziamento se inicia mais tarde corresponde à abordagem racional com expoente de erosão 2 e coeficiente de vazão 1 com início ao fim de 64 min. Isto tudo apesar de o início da formação da brecha começar em todos exactamente ao mesmo tempo, ao fim de 30 min.

Onde se verifica o esvaziamento mais rápido da albufeira é no método racional com expoente de erosão 2 e coeficiente de vazão da brecha 1,77, constata-se que a albufeira deixa de esvaziar ao fim de 90 min do início da simulação, a partir desse momento esta mantém-se com volume constante ao longo do tempo de 4202 m^3 . Já a simulação em que a albufeira demora mais tempo a esvaziar é a simulada pela abordagem semi-empírica com expoente de erosão 2 e coeficiente de vazão de 1, esta esvazia ao fim de aproximadamente 180 min, após esse momento a albufeira mantém-se com um volume constante ao longo do tempo de $1,05 \times 10^6 \text{ m}^3$. O esvaziamento tem um desenvolvimento semelhante para a abordagem semi-empírica com expoente de erosão 1 e 2 e coeficiente de vazão 1, o mesmo se podendo verificar para a mesma abordagem e mesmos coeficientes de erosão mas com coeficiente de vazão 1,77; estas últimas simulações são as que demoram mais tempo a esvaziar a albufeira pois são as que têm menos erosão, logo o caudal máximo pela brecha é menor (ver gráfico do caudal efluente - Figura 4.8).

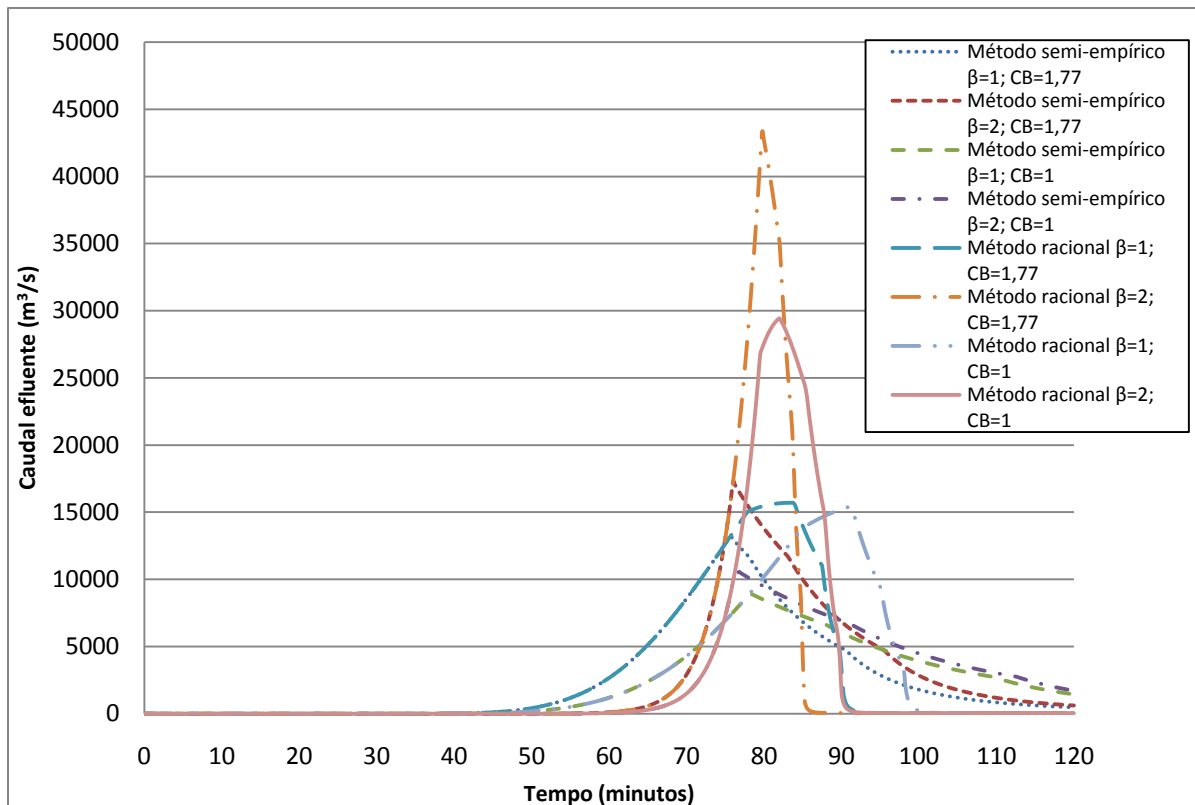


Figura 4.8 - Variação do caudal efluente pela brecha da barragem de South Fork

Analisando o gráfico do caudal efluente pela brecha (Figura 4.8), repara-se que existem diversos tipos de variação de caudal efluente ao longo do tempo de ruptura. O caudal máximo com valor mais elevado é pela abordagem racional com coeficiente de vazão 1,77 e com expoente de erosão 2, sendo o seu valor de $43340 \text{ m}^3/\text{s}$ e a duração da variação pequena, correspondendo ao mais rápido esvaziamento da albufeira. Comparando para a mesma abordagem e mesmo coeficiente de vazão mas com expoente de erosão 1, o valor do caudal máximo é de $15688 \text{ m}^3/\text{s}$, ou seja, é 63,4% menor em comparação com a abordagem com expoente de erosão 2. A duração do hidrograma é bastante maior para a abordagem racional com expoente 1.

O caudal máximo (com valor de $15407 \text{ m}^3/\text{s}$) que ocorre mais tarde, aproximadamente 94 min após o início do estudo da ruptura, corresponde à simulação pela abordagem racional com coeficiente de vazão 1 e expoente de erosão 1; outra característica desta abordagem é o facto da duração do hidrograma ser grande, correspondendo ao início de esvaziamento da albufeira a ocorrer mais tarde. Pela abordagem racional com coeficiente de vazão 1 e expoente de erosão 2 o caudal já é praticamente o dobro e tem a duração do hidrograma pequena.

A abordagem com caudal máximo menor é a semi-empírica com coeficiente de vazão 1 e expoente 1, tem o valor de $8868 \text{ m}^3/\text{s}$, no instante $t=78,5 \text{ min}$. Pela mesma abordagem mas com coeficiente de vazão 1 e expoente 2 o valor máximo é de $10544 \text{ m}^3/\text{s}$ no momento $t=77 \text{ min}$, ou seja, o caudal máximo ocorre no mesmo instante. Em qualquer das simulações o caudal efluente é inferior ao caudal dado pela solução de Ritter de cerca de $62000 \text{ m}^3/\text{s}$. Analisando o gráfico da variação de volume, o andamento da curva de volumes das duas abordagens semi-empíricas é semelhante. Analisando a equação [3.8] já descrita no capítulo

3.3.1, o valor de caudal efluente é proporcional à derivada em ordem ao tempo do volume na albufeira, ou seja, é proporcional à variação de volume por unidade de tempo. Pode-se então constatar que o momento em que o caudal máximo ocorre, o declive da curva de esvaziamento da albufeira é máximo, o mesmo se pôde verificar para a simulação da barragem de Goose Creek.

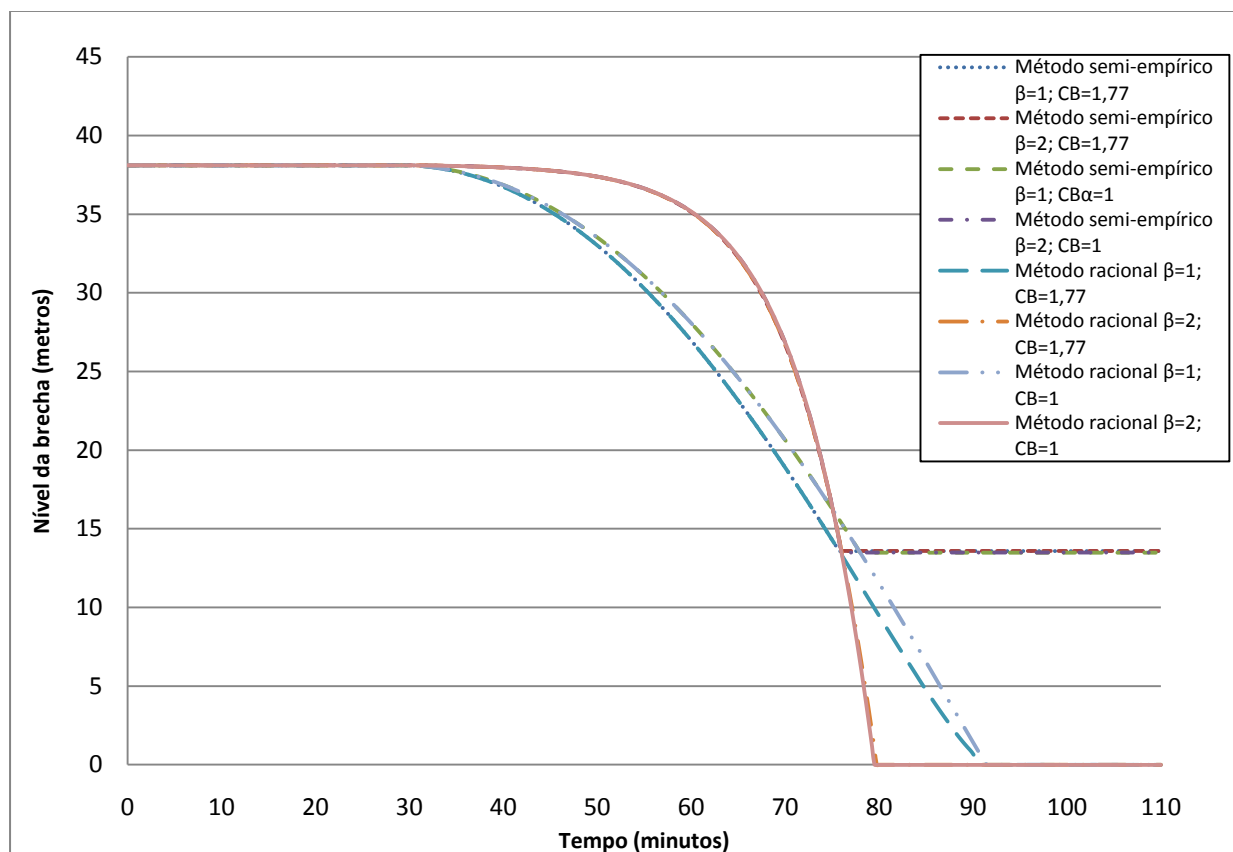


Figura 4.9 - Variação da cota do leito da brecha da barragem de South Fork

Através do gráfico da variação do nível da brecha (Figura 4.9), nota-se que pela abordagem semi-empírica a cota mínima da brecha de 13,5 m (medida a partir do fundo da barragem) é atingida ao fim de aproximadamente 80 min. Nesse momento a albufeira ainda se encontra com grande volume de água, ou seja, ainda não esvaziou. Outro factor a comparar é o momento em que o caudal máximo ocorre, este verifica-se quando se atinge a cota mínima da brecha, ou seja, quando a carga hidráulica sobre a soleira da brecha é máxima, aproximadamente aos 80 min. Estes factores estão de acordo com o conceito de grande albufeira/erosão rápida sugerido por Walder & O'Connor (1997) para a classificação de albufeiras. Neste caso, o valor de caudal máximo efluente não é influenciado pela taxa de abaixamento da brecha, nem indirectamente pelo valor do volume da albufeira, mas apenas pela altura total da brecha (carga máxima sobre a brecha) e pela sua configuração final.

Para as simulações pelo método racional a erosão não ficou controlada, continuando para além dos valores observado; a evolução vertical da brecha apenas termina quando é atingido o leito do vale. O desenvolvimento de erosão de fundo da brecha têm dois desenvolvimentos

distintos, um grupo com a erosão mais lenta até aos 80 min são as abordagens com expoente de erosão 2; e um segundo grupo com o desenvolvimento da erosão mais rápido, as abordagens com expoente de erosão 1.

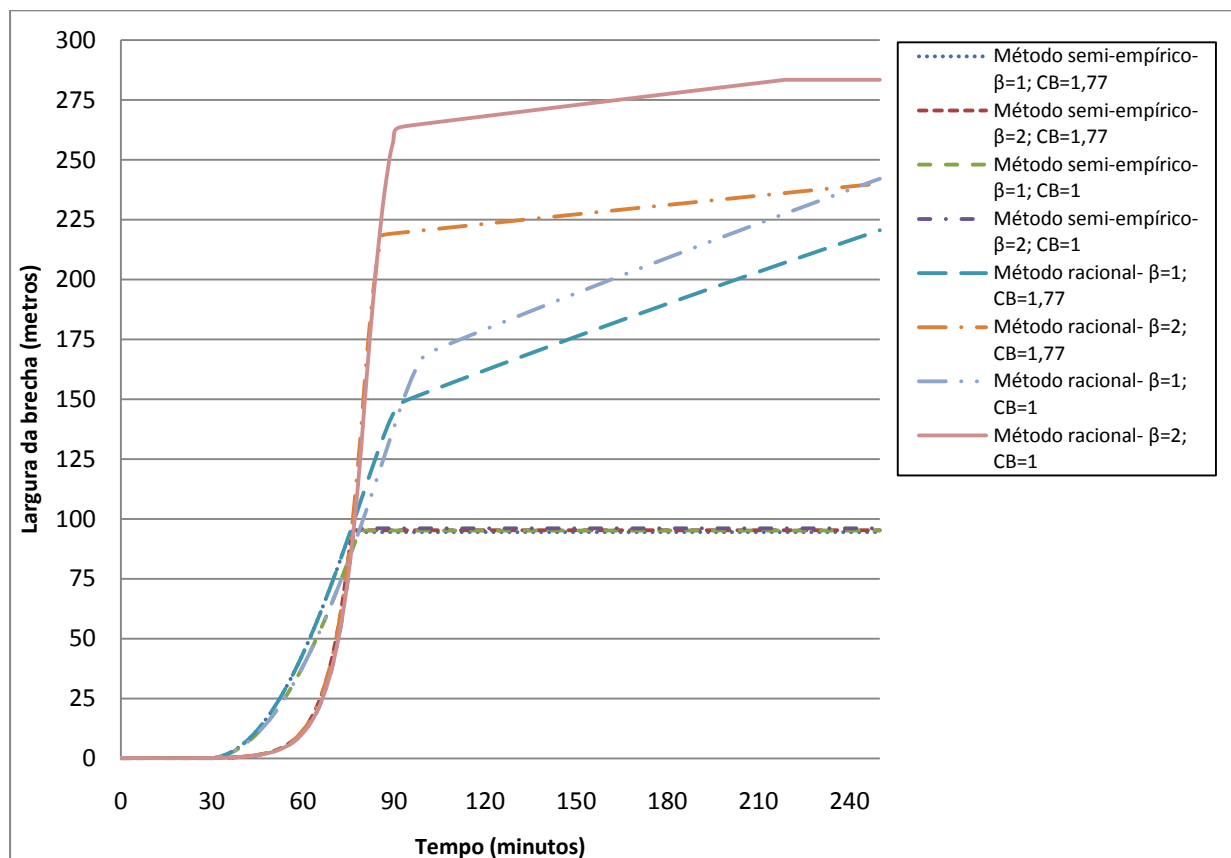


Figura 4.10 - Variação da largura da brecha da barragem de South Fork

A partir do gráfico da variação da largura da brecha (Figura 4.10), verifica-se que o desenvolvimento da brecha pelo método semi-empírico é semelhante em todos; a erosão termina o seu desenvolvimento aproximadamente após 75 min do início da simulação e mantém-se constante com uma largura de 96 m.

Para abordagem racional nota-se que, para as simulações com expoente de erosão 2, o desenvolvimento da largura da brecha é semelhante, o mesmo se verifica para as simulações com expoente de erosão de valor 1; mais uma vez como não foi imposta nenhuma limitação física, a erosão continuou a desenvolver-se até a largura da brecha atingir a largura do vale (aqui assumido como o comprimento do coroamento da barragem).

4.5.Ruptura da barragem de Oros

4.5.1.Descrição geral da barragem e da ruptura

Em 1958 iniciou-se a construção da barragem de Oros situada no estado do Ceará no Brasil, tendo como objectivo: irrigação do Médio e Baixo Jaguaribe; piscicultura; culturas agrícolas das áreas de montante; turismo e aproveitamento hidroeléctrico (Singh, 1996).

O corpo da barragem era constituído por aterro e enrocamento. A partir do corte transversal da Figura 4.11, obtido no sítio do Departamento Nacional de Obras contra as Secas (Brasil), pode analisar-se os diferentes materiais por zonas:

- Zona 1 – núcleo impermeável, sendo essa área composta por uma mistura de argila, silte, areia e outros inertes, espalhado e compactado;
- Zona 2 - mistura de areia com alguns inertes, obtido da escavação no leito do rio e das outras jazidas dos seus afluentes;
- Zona 3 - enrocamento obtido da escavação do descarregador de cheias e de pedreira, e lançado em camadas aproximadamente horizontais com cerca de 1 m de espessura.

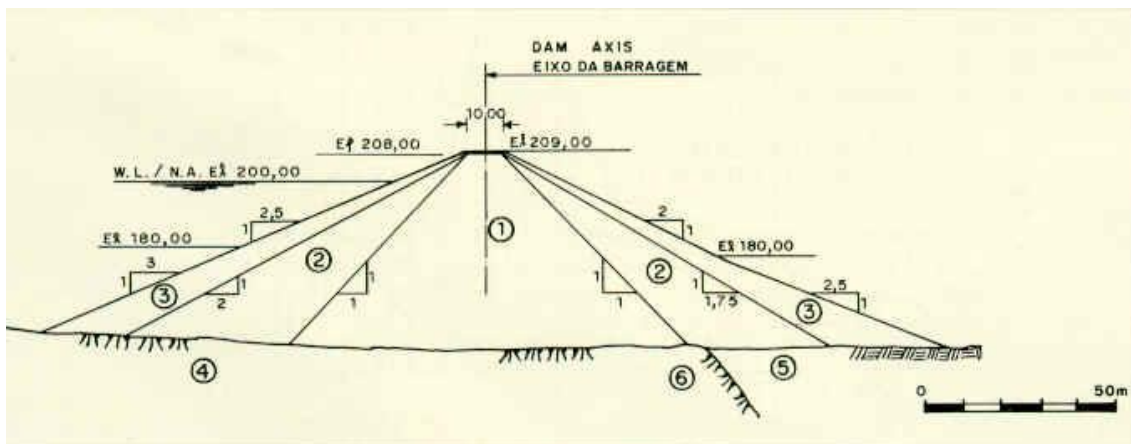


Figura 4.11 - Corte transversal do corpo da barragem de Oros (Departamento Nacional de Obras Contra as Secas, Brasil)

Em planta a barragem, tinha uma forma semi-circular com um raio de 150 m e 620 m de comprimento do coroamento (Singh, 1996).

Durante a fase de construção, fortes tempestades durante o mês de Março de 1960 provocaram uma subida abrupta do nível de água da albufeira. A 26 de Março os trabalhos não foram suficientemente rápidos para prevenir o galgamento da estrutura. Além desse factor, as galerias de desvio provisório em túnel não tiveram capacidade de vazão face ao elevado caudal afluente (Singh, 1996).

O desgaste do coroamento da barragem galgado pelas águas não foi elevado. A erosão na brecha central criada também foi limitada, onde o caudal formou um canal bem definido de paredes quase verticais. No final tinham sido destruídos 877500 m³ do maciço (Singh, 1996).

Após a ruptura da barragem, a onda de cheia provocou destruição ao longo do vale do rio Jaguaribe, antes de chegar ao oceano Atlântico a 338 km a jusante da barragem (Singh, 1996).

Apesar da destruição da estrutura da barragem, esta acabou por ser reconstruída e inaugurada em 1961 (Singh, 1996).



Figura 4.12 - Imagem actual da barragem do Oros (Carvalho)

De seguida são apresentadas as características da barragem de Oros, retiradas da base de dados publicadas por Froehlich (1987).

Quadro 4.12 - Características da barragem de Oros

Altura acima da fundação (m)	35,4
Largura do coroamento (m)	5
Comprimento do coroamento (m)	670
Inclinação do paramento de montante	1V:2,5H e 1V:3H
Inclinação do paramento de jusante	1V:2H e 1V:2,5H
Volume da albufeira (m ³)	6,5×10 ⁸

Os dados da ruptura retirados do estudo realizado por Froehlich (1987), utilizados para comparação com os valores simulados com o auxílio do programa RoDaB, são apresentados no Quadro 4.13.

Quadro 4.13 - Dados da ruptura da barragem de Oros

Causa da ruptura	galgamento
Caudal máximo efluente - $Q_{p,B}$ (m ³ /s)	9630
Duração - t_f (h)	8,5
Largura média da brecha - W_B (m)	165
Altura da brecha - h_B (m)	35,4

O hidrograma afluente à albufeira aplicado no programa RoDaB para a simulação desta ruptura de barragem foi constante com valor de 50 m³/s. Este valor revelou-se suficiente para garantir que o processo de ruptura se desencadeasse sem no entanto condicionar o hidrograma efluente através da brecha.

Para realizar o estudo da ruptura da barragem de Oros, foi realizada em primeiro lugar uma simulação com o coeficiente de vazão da brecha de 1,77 para a abordagem semi-empírica e racional; os resultados das simulações realizados pelo programa revelaram-se demasiado afastados dos valores observados como comparação. Por exemplo, o caudal máximo estudado pela abordagem semi-empírica com expoente de erosão da brecha de valor 1 foi de 46397 m³/s, ou seja, aproximadamente 5 vezes superior ao valor observado; este foi o menor caudal máximo das simulações realizadas com coeficiente de vazão 1,77.

Face aos valores elevados com o coeficiente de vazão anterior, foram feitas novas simulações com diferentes coeficientes de vazão até chegar a valores mais aproximados dos observados, apresenta-se de seguida o estudo da ruptura com os coeficientes de vazão de 0,5 e 0,3.

4.5.2. Aplicação do método semi-empírico

Em primeiro apresenta-se o estudo da ruptura pelo método semi-empírico com coeficiente de vazão de 0,5 (correspondendo a um coeficiente de vazão de uma soleira normal de 0,11), que corresponde a um valor de caudal máximo mais próximo do observado. Foram calibrados os

valores do expoente e coeficiente de erosão da brecha, de forma a aproximar os resultados do tempo de ruptura e geometria final da brecha dos apresentados por Froehlich (1987).

Quadro 4.14 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Oros pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B=0,5$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{p,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{p,B,sim}/Q_{p,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,00077	0,00359	15998	35,4	165,0	1,66	1,00	1,00	1,00
2	0,00105	0,00490	16999	35,4	165,3	1,77	1,00	1,00	1,00

(1) valores para $t \simeq 8,5$ h

A partir dos resultados do Quadro 4.14, observa-se que a geometria da brecha (altura e largura), após o final do desenvolvimento total da erosão tem as dimensões idênticas às observadas, retiradas da base de dados de rupturas. Em relação à previsão do caudal máximo efluente pela brecha, observa-se que o valor simulado através da abordagem com expoente de erosão 1, mais uma vez se encontra mais próximo do valor observado de 9630 m³/s. Como os valores do caudal estavam aproximadamente 1,7 vezes acima do valor observado, procede-se a uma nova simulação com um coeficiente de vazão sobre a brecha menor, de modo a que o caudal máximo efluente se encontre mais próximo dos 9630 m³/s.

Quadro 4.15 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Oros pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B=0,3$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{p,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{p,B,sim}/Q_{p,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,00128	0,00595	9930	35,4	165,1	1,03	1,00	1,00	1,00
2	0,00290	0,01350	10295	35,4	165,4	1,07	1,00	1,00	1,00

(1) valores para $t \simeq 8,5$ h

Para a simulação com o coeficiente de vazão da brecha de 0,3 (correspondendo a um coeficiente de vazão de uma soleira normal de 0,07), o valor de cálculo do caudal máximo simulado pelo programa RoDaB diminuiu. Os valores de caudal máximo calculados através das abordagens semi-empíricas com expoente de erosão 1 e 2, aproximaram-se bastante do valor observado.

A geometria final da brecha e o tempo de ruptura também foram calibrados através dos coeficientes de erosão da brecha, neste caso os coeficientes laterais (equação [3.5]) e de fundo (equação [3.4]) têm um valor maior em relação à simulação anterior. Como o caudal efluente pela brecha também é menor, a erosão nesta é mais lenta. Faz então sentido aumentar os coeficientes, de forma a diminuir a resistência da estrutura para que o desenvolvimento da erosão e a duração da ruptura seja semelhante à simulação anterior a esta.

4.5.3. Aplicação do método racional

Após a simulação pela abordagem semi-empírica, foi realizada a simulação da ruptura da barragem pela abordagem racional, para os coeficientes de vazão 0,5 e de 0,3.

Quadro 4.16 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Oros pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_B=0,5$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{P,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{P,B,sim}/Q_{P,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,00077	0,00359	21527	35,4	165,4	2,24	1,00	1,00	1,00
2	0,00105	0,00490	40150	35,4	166,6	4,17	1,00	1,00	1,01

(1) valores para $t \simeq 8,5$ h

Os coeficientes de erosão de fundo e lateral da brecha são os mesmos da abordagem semi-empírica, pois as condições da ruptura são exactamente as mesmas e as características da barragem e albufeira são iguais para esta abordagem. Para o instante de simulação $t=8,5$ h a geometria da brecha é a mesma, ou seja, o desenvolvimento da erosão é semelhante. Contudo o caudal máximo não é controlado de forma a ter um valor semelhante ao observado. O valor do caudal máximo ao longo da duração total da simulação para a abordagem com expoente de erosão 1 é aproximadamente 2,2 vezes superior ao observado. Mais uma vez o caudal para a abordagem com expoente de erosão 2 é ainda superior (4,2 vezes).

De seguida são apresentados os resultados para o método racional com um coeficiente de vazão da brecha com valor de 0,3.

Quadro 4.17 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Oros pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_b=0,3$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{p,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{p,B,sim}/Q_{p,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,00128	0,00595	16254	35,4	164,9	1,69	1,00	1,00	1,00
2	0,00290	0,01350	30673	35,4	166,0	3,19	1,00	1,00	1,01

(1) valores para $t \approx 8,5$ h

O caudal máximo diminuiu como se esperava em relação à simulação anterior, contudo reparando no menor caudal máximo (16254 m³/s) deste estudo de ruptura, este encontra-se ainda 1,7 vezes superior ao caudal real da base de dados. Em comparação o caudal máximo da simulação com expoente de erosão 2 diminuiu um pouco mais, mas está mais afastado do valor observado (4,2 vezes superior).

Em relação à geometria da brecha, esta para o instante $t=8,5$ h tem as dimensões semelhantes aos dados da ruptura retirados da base de dados, isto para as duas simulações apresentadas no Quadro 4.17.

4.5.4. Apresentação dos resultados das simulações da ruptura da barragem de Oros

Para uma melhor apresentação dos dados relativos à variação do volume na albufeira, do caudal efluente, do nível e da largura da brecha, de seguida são apresentados os resultados em formato gráfico.

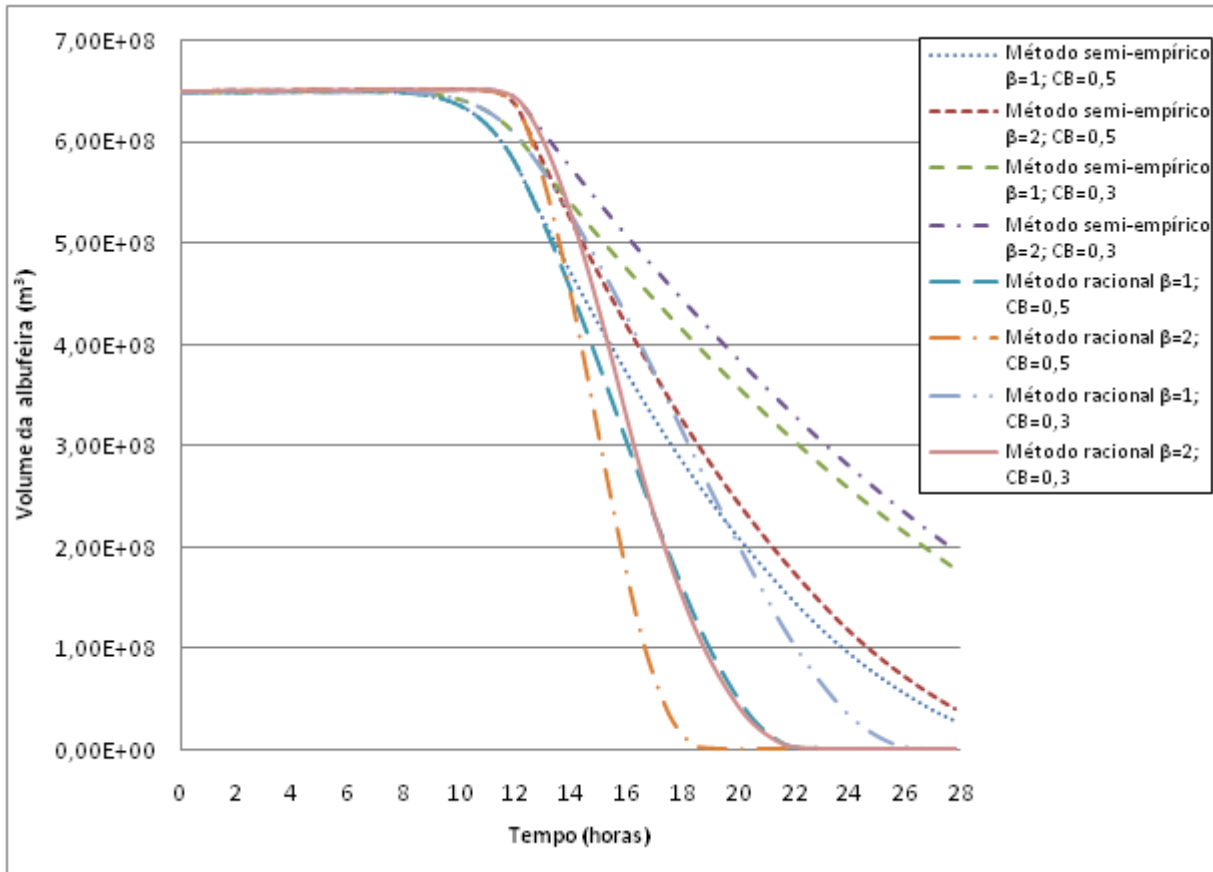


Figura 4.13 - Variação do volume da albufeira da barragem de Oros

Analisando o gráfico da variação do volume (Figura 4.13), nota-se que o esvaziamento da barragem mais lento corresponde ao método semi-empírico com $C_B=0,3$ e $\beta=2$, o que é coerente com o facto desta abordagem corresponder a um caudal máximo com um dos valores mais baixos, ou seja, o volume de água que passa pela brecha é menor por unidade de tempo. A simulação correspondente ao esvaziamento mais rápido da albufeira é pela abordagem racional com $\beta=2$ e $C_B=0,5$, acabando por se verificar o caudal máximo mais elevado de todas as simulações.

Existe uma discrepância em relação ao início do esvaziamento significativo da albufeira; existem duas simulações (racional $\beta=2$ e $C_B=0,5$; racional $\beta=1$ e $C_B=0,3$) em que a albufeira começa a esvaziar após aproximadamente 8h do início da simulação. As outras seis abordagens iniciam o esvaziamento após 10,8 h.

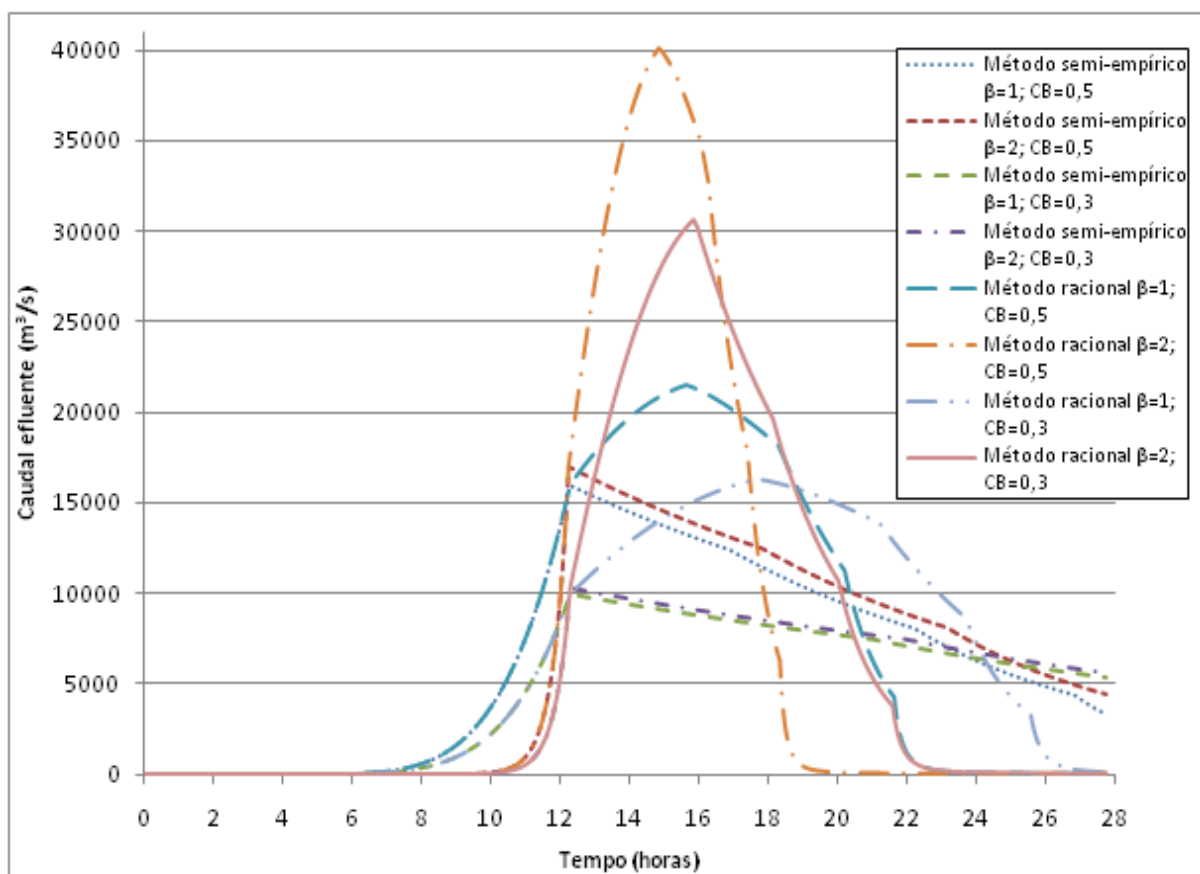


Figura 4.14 - Variação do caudal efluente pela brecha da barragem de Oros

À partida, analisando o gráfico da variação de caudal ao longo da ruptura (Figura 4.14), nota-se que a variação do caudal para as abordagens racionais tem um desenvolvimento correspondente a uma curva mais suave, comparando com a variação do caudal através das abordagens semi-empíricas, onde têm uma subida abrupta antes de atingir o caudal máximo, a partir da qual existe uma descontinuidade a partir da qual o hidrograma reduz o seu valor.

Constata-se mais uma vez, a simulação que se aproxima mais do real é a semi-empírica com $\beta=1$ e $C_B=0,3$, o valor do caudal máximo ocorre aproximadamente para o instante $t=12,4$ h. Analisando o gráfico do esvaziamento da albufeira (Figura 4.13) para esta abordagem, repara-se que a inclinação máxima da variação do volume dá-se para aproximadamente para $t=12$ h, logo a seguir ao início da esvaziamento. Logo mais uma vez tomando em atenção à equação [3.8], o valor de caudal efluente é proporcional à derivada em ordem ao tempo do volume na albufeira, ou seja, é proporcional à variação de volume por unidade de tempo.

Os valores de caudal máximo estimados para as diversas simulações são sempre inferiores ao valor dado pela solução de Ritter de cerca de $131000\text{m}^3/\text{s}$.

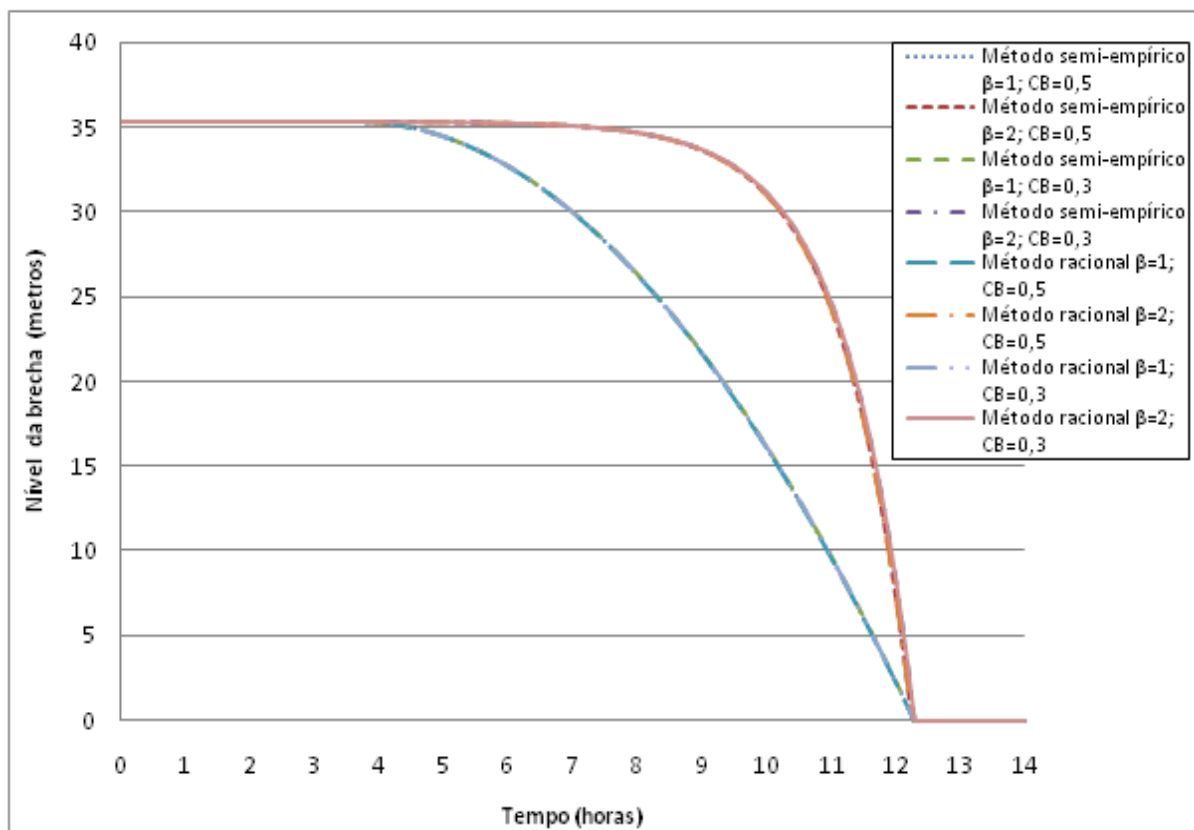


Figura 4.15 - Variação da cota do leito da brecha da barragem de Oros

Através do gráfico da variação do nível da brecha (Figura 4.15), repara-se que existem dois tipos de desenvolvimentos de erosão distintos. Um primeiro com uma erosão mais rápida para as abordagens semi-empíricas e racionais com os dois coeficientes de vazão, mas com expoente de erosão 1. Um segundo com desenvolvimento mais lento associado às abordagens com expoente de erosão 2.

A erosão de fundo da brecha inicia-se em todas as abordagens estudadas ao mesmo tempo para aproximadamente $t=3,8$ h e terminam na base da barragem após 12,4 h do início da simulação. Não existe distinção entre a abordagem semi-empírica (geometria da altura imposta) e a abordagem racional, pois após o final do desenvolvimento da erosão de fundo, existe em ambas a limitação física do leito do vale.

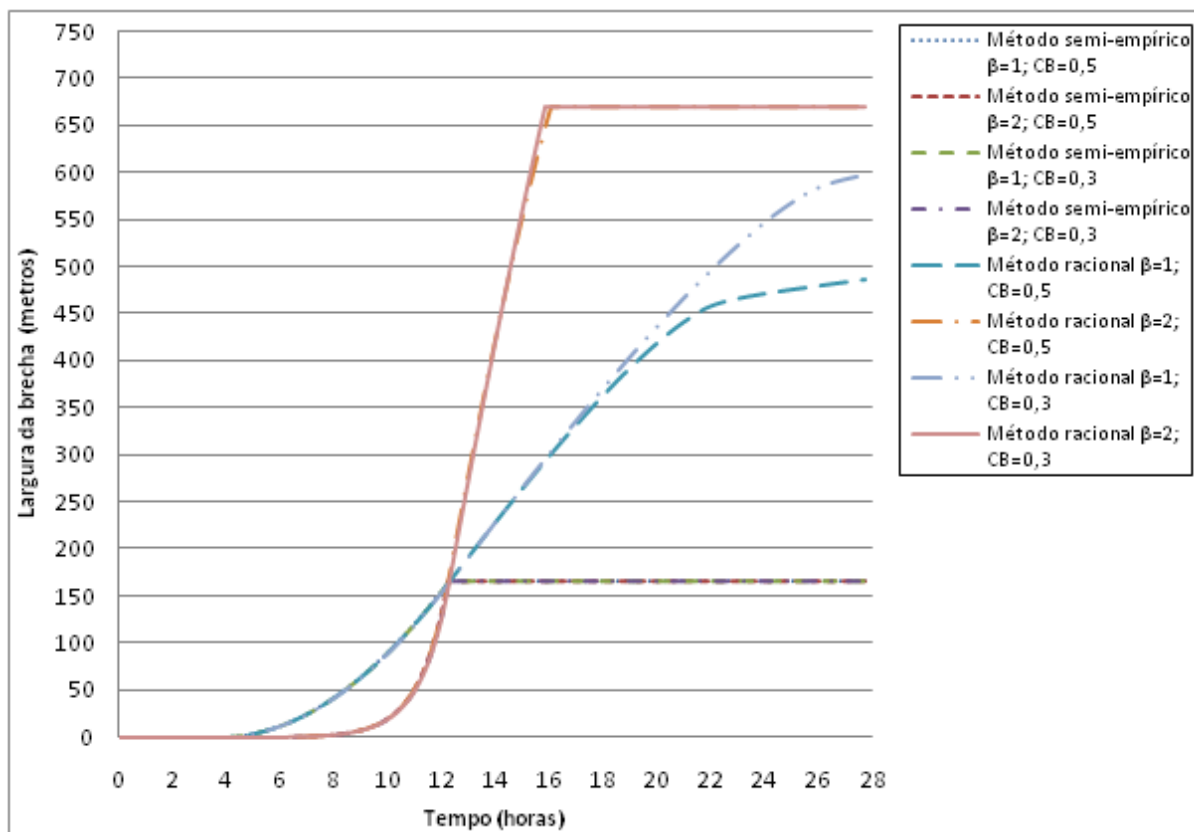


Figura 4.16 - Variação da largura da brecha da barragem de Oros

A partir do gráfico da variação da largura da brecha (Figura 4.16), existe a distinção entre a abordagem semi-empírica (limitação imposta para a geometria final da brecha) e a abordagem racional. Para as simulações recorrendo à abordagem semi-empírica, o desenvolvimento da largura da brecha termina por volta das 12,4 h do início da simulação, com um valor de 165 m, sendo constante a partir desse momento.

Até ao momento em que a erosão da brecha deveria terminar ($t=12,4$ h) existem dois desenvolvimentos da erosão lateral distintos. Um primeiro com uma erosão mais rápida para as abordagens com expoente de erosão 1. Um segundo com uma erosão mais lenta para as simulações realizadas com expoente de erosão 2. Contudo, para as abordagens racionais após o momento em que termina a erosão esperada, o desenvolvimento da erosão torna-se mais rápido para as abordagens racionais com expoente de erosão de valor 2 e mais lenta para o expoente 1. Analisando as erosões mais rápidas nota-se que para o momento ($t=15,8$ h) a erosão é tão rápida que é atingida a largura do vale, ou seja, dá-se a erosão da totalidade do corpo da barragem.

Mais uma vez, através da análise dos gráficos do nível da brecha, do caudal efluente e do volume da albufeira, por exemplo para a abordagem com resultados mais próximos dos observados (abordagem semi-empírica $\beta=1$ e $C_B=0,3$), para o momento ($t=12,4$ h), altura em que é atingida a altura máxima da brecha, observa-se que o caudal atinge o valor máximo e a albufeira ainda pouco esvaziou. Estes factores estão de acordo com o conceito de grande albufeira/erosão rápida sugerido por Walder & O'Connor (1997) e Franca & Almeida (2004) para a classificação de albufeiras.

4.6. Ruptura da barragem de Castlewood

4.6.1. Descrição geral da barragem e da ruptura

A barragem de enrocamento de Castlewood foi construída em 1890, no estado do Colorado nos E.U.A, e tinha como objectivo o fornecimento de água potável à população e irrigar os campos de cultivo na área circundante à barragem.

A barragem de Castlewood foi construída com materiais disponíveis na área circundante, o seu núcleo era constituído por pedaços de rocha, a camada exterior que estava em contacto com a água era composta por pedra e cimento.

Durante a fase de exploração da barragem, a estrutura sofreu várias intervenções para melhorar a estabilidade face à acção da água no paramento de montante.

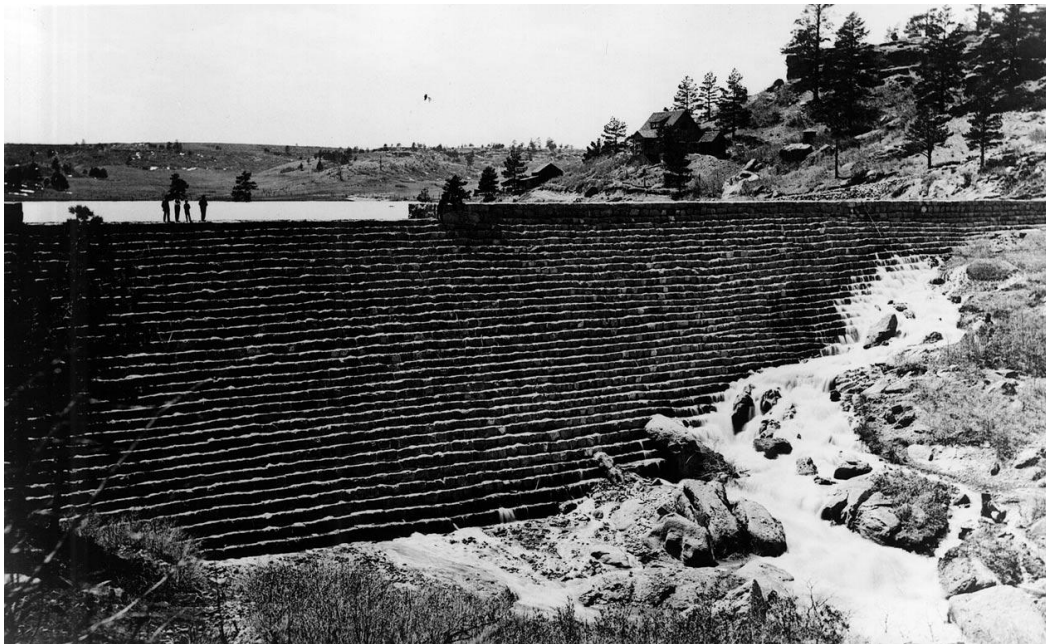


Figura 4.17 - Imagem de uma pequena ruptura na barragem de Castlewood ocorrida nos primeiros anos de actividade da dita estrutura, (Sharon et al.,1997)

Em 1933 chuvas torrenciais afectaram a área da barragem durante dias, tendo sido a causa principal da ruptura da estrutura. A barragem, já com 43 anos de actividade e num estado precário há vários anos, não suportou o poder erosivo da água que galgava o coroamento.

A onda de cheia provocou dois mortos e levou ao desalojamento no vale de 5000 pessoas. A estimativa dos estragos na altura foram de 1 milhão de dólares.

Na Figura 4.18 encontra-se uma imagem actual do que restou da estrutura da barragem, onde se pode observar o material rochoso que constitui o corpo da barragem.

Toda a informação da descrição geral (inclusive a Figura 4.17) foi baseada na informação compilada por Sharon et al. (1997).

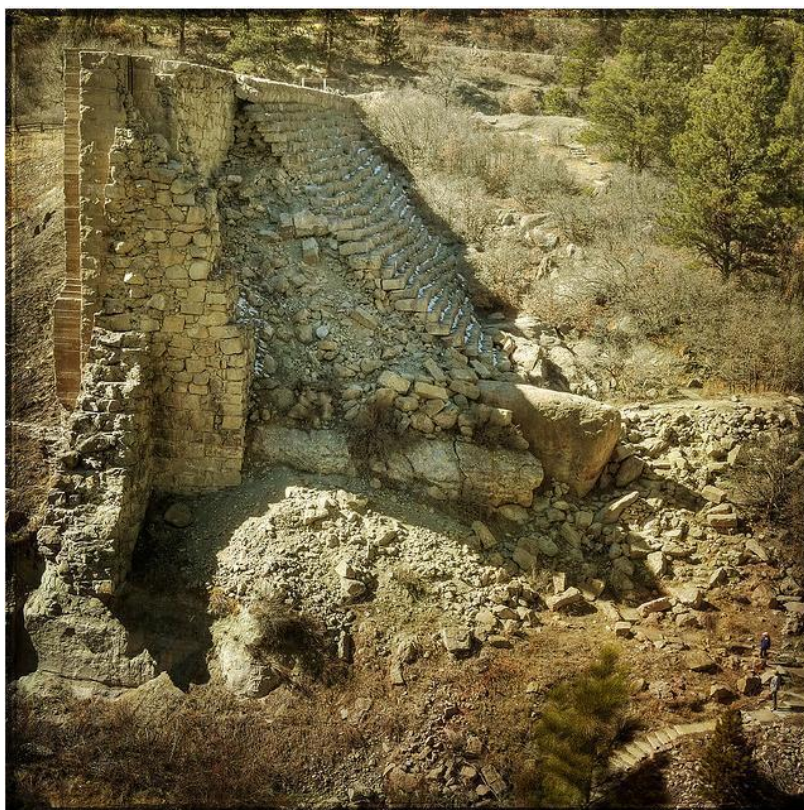


Figura 4.18 - Imagem actual do que restou do corpo da barragem de Castlewood (Sailsbury, 2009)

Após a descrição geral da barragem e da respectiva ruptura, apresentam-se as características da geometria da estrutura e a capacidade de armazenamento de água. Esta informação foi retirada da base de dados de Froehlich (1987) e Froehlich (1995a).

Quadro 4.18 - Características da barragem de Castlewood

Altura (m)	21,3
Largura do coroamento (m)	4,9
Comprimento do coroamento (m)	183
Inclinação do paramento de montante	1V:3H
Inclinação do paramento de jusante	1V:3H
Volume da albufeira (m ³)	4,23×10 ⁶

Os dados da ruptura da barragem de Castlewood, apresentados no Quadro 4.19, foram obtidos através da base de dados de Singh & Scarlatos (1987a).

Quadro 4.19 - Dados da ruptura da barragem de Castlewood

Causa da ruptura	galgamento
Caudal máximo efluente - $Q_{p,B}$ (m^3/s)	3570
Duração - t_F (h)	0,5
Largura média da brecha - W_B (m)	44,2
Altura da brecha - h_B (m)	21,3

Não existindo em qualquer base de dados um hidrograma afluente à albufeira, optou-se pela aplicação de um hidrograma constante com um caudal de $35 m^3/s$, valor que se revelou suficiente para garantir que o processo de ruptura se desencadeasse sem no entanto condicionar o hidrograma efluente através da brecha.

Após introduzir no programa RoDaB as características da geometria da barragem e a curva de volumes da respectiva albufeira, iniciou-se o processo de simulação da ruptura da barragem primeiro com o método semi-empírico e de seguida com o método racional, procedendo-se à respectiva calibração dos parâmetros de ruptura da brecha. De seguida são apresentados os resultados da simulação das duas abordagens para os coeficientes de vazão da brecha 1,77 e 1,0, correspondendo a coeficientes de vazão sobre uma soleira normal de 0,40 e 0,23 respectivamente.

4.6.2. Aplicação do método semi-empírico

Após calibração dos parâmetros de erosão da brecha (β , $C_{s,b}$, $C_{s,m}$) apresentam-se no Quadro 4.20 os resultados da simulação pela abordagem semi-empírica.

Quadro 4.20 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Castlewood pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B=1,77$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{P,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{P,B,sim}/Q_{P,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,0030	0,0059	5667	21,3	44,3	1,59	1,02	1,00	1,00
2	0,0014	0,0024	7129	21,3	41,9	2,00	1,00	1,00	0,95

(1) valores para $t \simeq 0,50$ h

A partir dos resultados apresentados no Quadro 4.20, verifica-se que o caudal máximo efluente pela brecha é superior ao observado em ambas as simulações, com expoente de erosão 1 e 2. Mais uma vez pela primeira abordagem o caudal aproxima-se mais dos resultados esperados. Em relação ao tempo de ruptura e à geometria da brecha, esta desenvolve-se da forma esperada, terminando o desenvolvimento no período observado. A geometria final é imposta pois é uma das condições da abordagem semi-empírica.

Quadro 4.21 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Castlewood pelo método semi-empírico para o coeficiente de vazão $C_B=1,0$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{P,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{P,B,sim}/Q_{P,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,0053	0,0110	3666	21,3	44,3	1,03	1,01	1,00	1,00
2	0,0043	0,0075	4409	21,3	45,4	1,23	1,01	1,00	1,03

(1) valores $t \simeq 0,50$ h

Foi realizada uma nova simulação com coeficiente de vazão da brecha menor, de forma a diminuir o caudal máximo. Observando o quadro anterior, repara-se que o objectivo de baixar o caudal máximo foi atingido para as duas simulações com expoentes distintos. Analisando com mais atenção, nota-se que o caudal máximo para a simulação com expoente de erosão 1, diminuiu à volta de 35% em relação à simulação com coeficiente de vazão de 1,77, aproximando-se do caudal máximo observado, ou seja, a simulação está perto da real.

Em relação à geometria da brecha e à duração da formação da brecha, esta continua a aproximar-se dos resultados observados, pois os coeficientes de erosão da brecha foram calibrados (aumento do valor dos coeficientes implica a diminuição da resistência dos

agregados). Aumentou-se o valor para que a erosão provocada pelo caudal efluente seja menor, compensando a diminuição do coeficiente de vazão.

Assim constata-se que o programa RoDaB, permite simulações credíveis e plausíveis de rupturas de barragens de aterro (os três casos de estudo anteriores) e de enrocamento.

4.6.3. Aplicação do método racional

Após o estudo da ruptura da barragem de Castlewood pela abordagem semi-empírica, foi simulada a ruptura pelo método racional, de forma a estudar de outra forma a evolução da ruptura da barragem.

Quadro 4.22 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Castlewood pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_B=1,77$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{P,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{P,B,sim}/Q_{P,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,0030	0,0059	5595	21,3	43,6	1,58	1,02	1,00	0,99
2	0,0014	0,0024	8543	21,3	41,9	2,39	1,00	1,00	0,95

(1) valores para $t \simeq 0,5$ h

Através dos resultados da abordagem racional com coeficiente de vazão 1,77 observa-se que o caudal máximo efluente pela brecha para a simulação com expoente de erosão 1, diminuiu em relação à simulação pela abordagem semi-empírica. Comparando com as três barragens estudadas anteriormente, nesta simulação conseguiu-se controlar o caudal máximo efluente pela brecha para a simulação com expoente de erosão 1, isto apesar de continuar a registar-se um valor distante do observado para este coeficiente de vazão. A geometria da brecha após 0,5 h do início do desenvolvimento da brecha tem as dimensões semelhantes às observadas. Mais uma vez a simulação com expoente de erosão 2 tem um caudal superior à simulação com expoente 1.

De seguida é apresentado os resultados da abordagem racional com o coeficiente de vazão da brecha de valor 1.

Quadro 4.23 - Valores da simulação da ruptura da barragem de Castlewood pelo método racional para o coeficiente de vazão $C_B=1,0$

β	$C_{s,b}$ [-]	$C_{s,m}$ [-]	$Q_{p,B,sim}$ (m ³ /s)	$h_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$W_{B,sim}^{(1)}$ (m)	$Q_{p,B,sim}/Q_{p,B}$	$t_{F,sim}/t_F$	$h_{B,sim}/h_B$	$W_{B,sim}/W_B$
1	0,0053	0,0110	4004	21,3	45,9	1,12	1,01	1,00	1,04
2	0,0043	0,0075	6294	21,3	43,0	1,76	1,02	1,00	0,97

(1) valores para $t \approx 0,5$ h

Analisando o Quadro 4.23, nota-se que o caudal máximo da brecha para a simulação com expoente de erosão 1 tem o valor de 4004 m³/s, comparável ao valor da base de dados, aproximadamente 10% acima. Esta diferença pode considerar-se negligenciável, pois o valor da base de dados é passível de conter alguma margem de erro, já que não é fácil determinar ao certo o valor correcto de caudal máximo durante a ruptura da barragem.

A geometria da brecha após 0,5 h do início da formação desta tem as dimensões esperadas, ou seja, a simulação aproxima-se da ruptura real da barragem.

Em relação à simulação com expoente de erosão 2, o valor do caudal máximo apesar de ter diminuído aproximadamente 26% em relação à simulação pela abordagem racional anterior, afasta-se uma vez mais do valor observado, isto comparando com a simulação com coeficiente de erosão 1.

4.6.4. Apresentação dos resultados das simulações da ruptura da barragem

Para analisar melhor o desenvolvimento dos vários aspectos da ruptura da barragem, de seguida é apresentado em formato gráfico a variação destes ao longo da simulação.

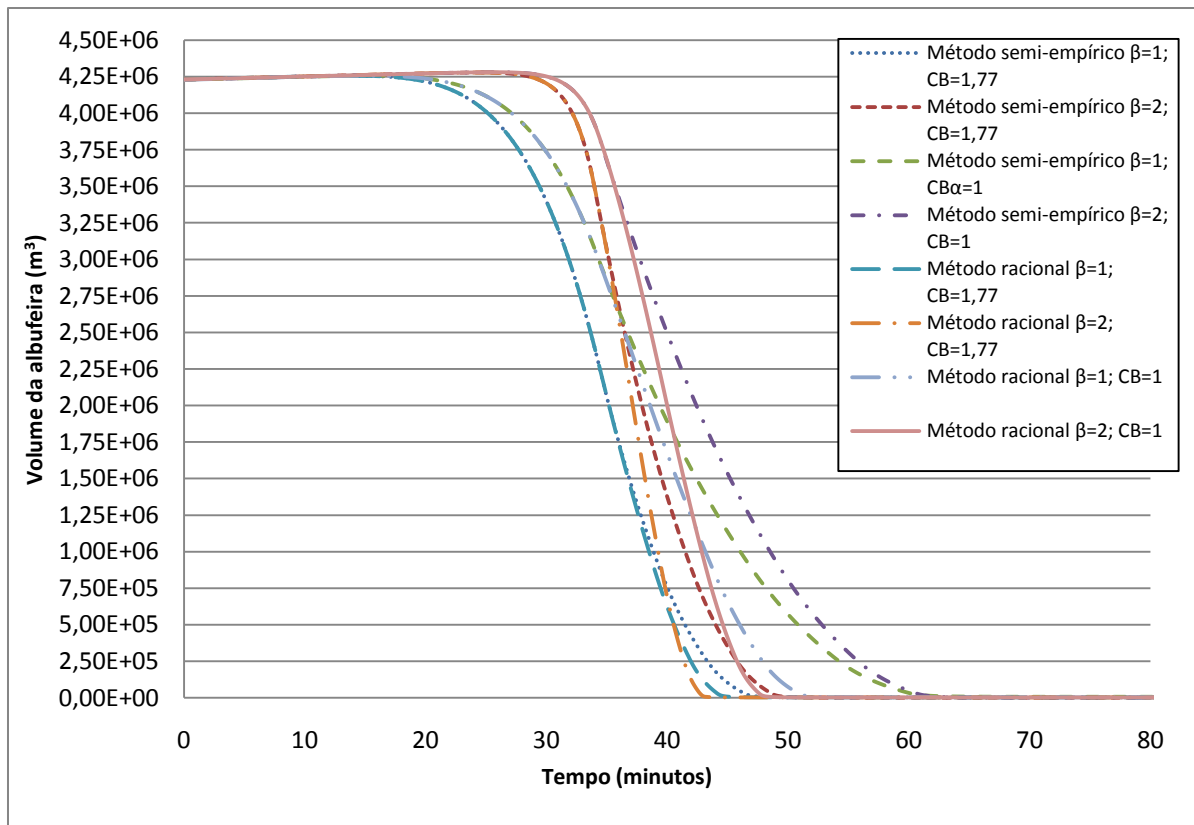


Figura 4.19 - Variação do volume da albufera da barragem de Castlewood

O início do esvaziamento significativo da albufera dá-se em primeiro lugar para as abordagens racionais com expoente de erosão 1, após cerca de 19 minutos do início da simulação. Todas as outras abordagens iniciam o esvaziamento da albufera aproximadamente 10 min depois. A abordagem que simula o esvaziamento mais rápido é a racional com $\beta=2$ e $C_B=1,77$, esvazia em 14 min. Por outro lado a que esvazia a albufera mais lentamente corresponde à abordagem racional com $\beta=1$ e $C_B=1,77$, com a duração de aproximadamente 44 min.

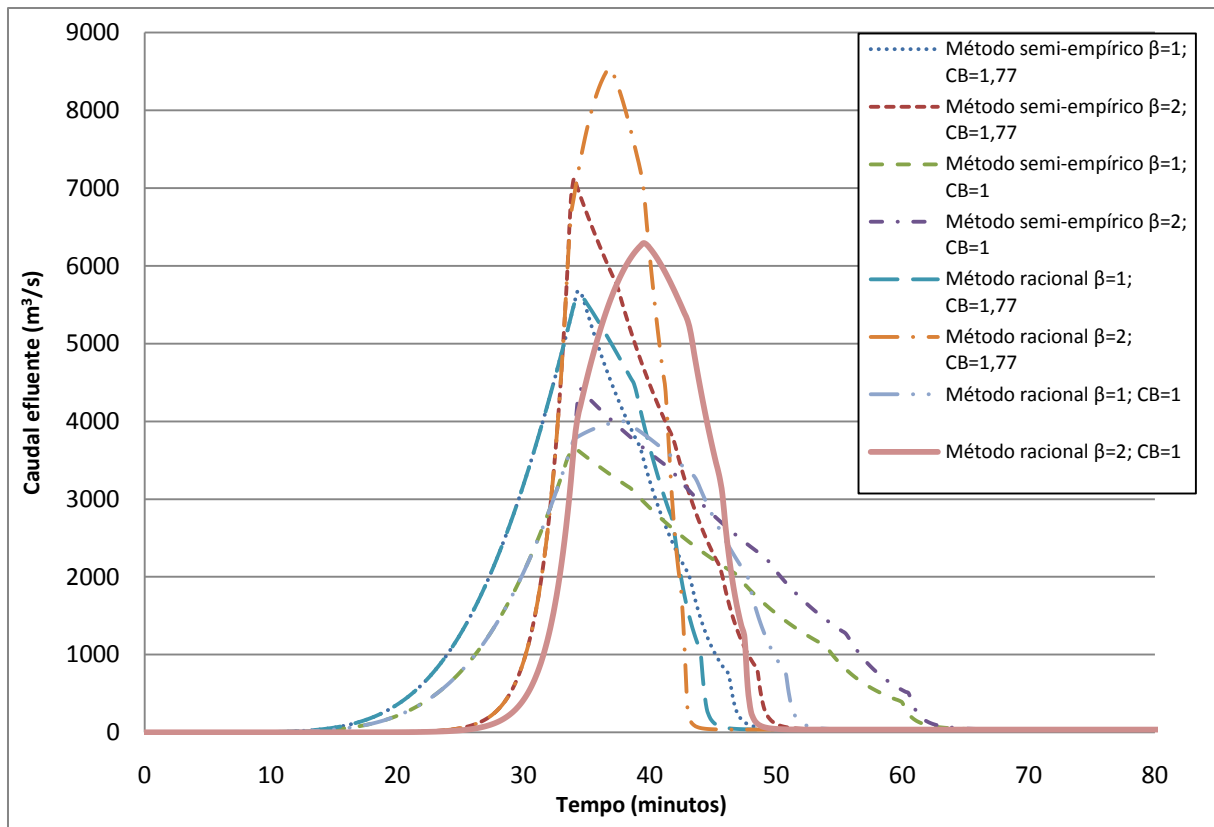


Figura 4.20 - Variação do caudal efluente pela brecha da barragem de Castlewood

Analisando o gráfico do caudal efluente (Figura 4.20), nota-se que a abordagem onde o caudal máximo é superior às outras em análise é a abordagem com $\beta=2$ e $C_B=1,77$, com o valor de $8543 \text{ m}^3/\text{s}$, o que é coerente uma vez que esta é a simulação em que a albufeira esvazia mais rapidamente. Já a abordagem que simula o caudal máximo menor e que se aproxima mais do registado é a simulação pela abordagem semi-empírica com $\beta=1$ e $C_B=1$, ocorrendo este após 34 min do início da simulação. Reparando no gráfico da variação do volume para esta abordagem, repara-se que o início da inclinação máxima da variação da curva de esvaziamento dá-se nos mesmos instantes. Mais uma vez pode-se concluir que o momento em que o caudal é máximo ocorre quando o declive da curva de esvaziamento da albufeira é máximo, pois o valor de caudal efluente é proporcional à derivada em ordem ao tempo do volume na albufeira, equação [3.8].

Os valores de caudal máximo estimados pelo RoDaB para as diversas simulações são sempre inferiores ao valor dado pela solução de Ritter de cerca de $17000 \text{ m}^3/\text{s}$.

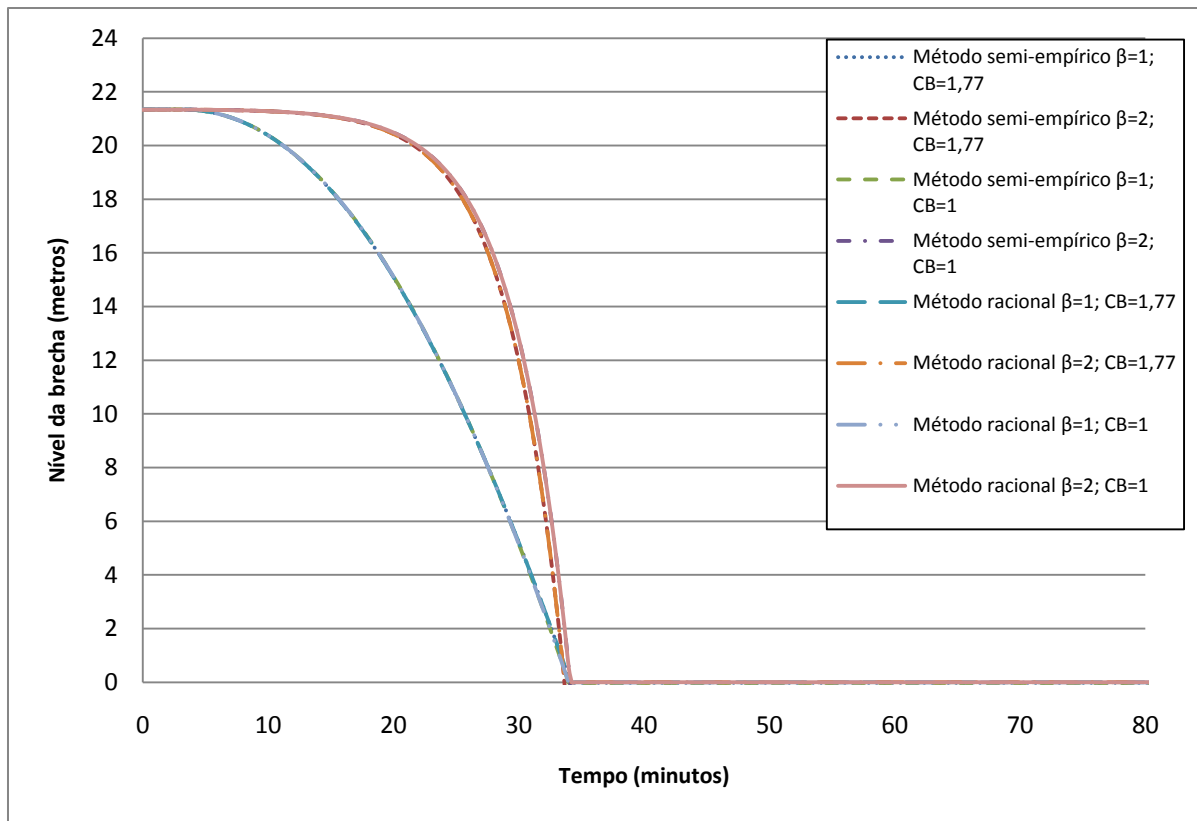


Figura 4.21 - Variação da cota do leito da brecha da barragem de Castlewood

Analisando o gráfico do desenvolvimento da erosão de fundo da brecha repara-se em dois desenvolvimentos distintos. O desenvolvimento mais rápido é resultado da simulação de todas as abordagens com expoente de erosão 1, tanto racionais como semi-empíricas. Já o desenvolvimento mais lento é resultado das abordagens com coeficiente de erosão da brecha 2. O mesmo se verificou no estudo da ruptura da barragem de Oros, onde a erosão do leito da brecha também termina no pé da barragem.

Outra observação que se pode retirar do Figura 4.21, é o momento em que o desenvolvimento da erosão termina aproximadamente para $t=34$ min. Analisando o gráfico da variação de volume da albufeira e do caudal máximo, por exemplo para a abordagem que se aproxima mais da observada (abordagem semi-empírica $\beta=1$ e $C_B=1$), no instante $t=34$ min é quando a albufeira ainda tem grande parte da água no reservatório, onde o caudal efluente pela brecha atinge o valor máximo e por último a nível da brecha atinge o valor mínimo (correspondendo este instante à carga hidráulica máxima sobre a soleira da brecha). Mais uma vez estes factores estão de acordo com o conceito de grande albufeira/erosão rápida sugerido por Walder & O'Connor (1997) e Franca & Almeida (2004) para a classificação de albufeiras.

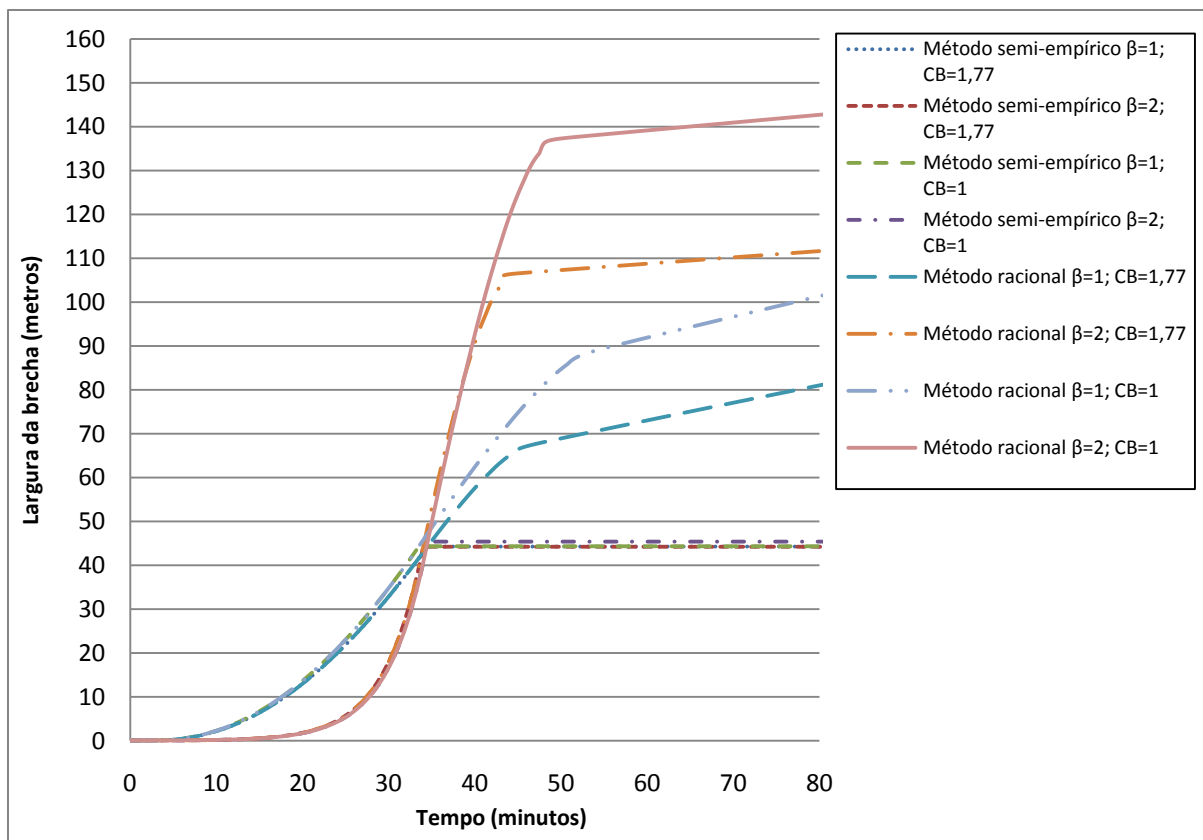


Figura 4.22 - Variação da largura da brecha da barragem de Castlewood

Como se pode verificar na Figura 4.22, o desenvolvimento lateral da brecha, que está de acordo com o observado, correspondente às simulações pelas abordagens semi-empíricas, em que a geometria final da brecha é imposta; neste caso a largura média desta é de 44,2 m. Até ao momento da largura imposta, o desenvolvimento mais uma vez é mais lento para as simulações através das abordagens com expoente de erosão 2 e mais rápido para as restantes com expoente 1.

Para as abordagens racionais o desenvolvimento lateral da brecha não foi controlado, pois a erosão nas simulações só termina quando se atinge a largura do vale, ou seja, quando a totalidade do corpo da barragem já está erodido. Verifica-se que a erosão é mais rápida para as abordagens com expoente de erosão 2. A falta de controlo na erosão deve-se a factores desconhecidos não simulados no programa RoDaB, como por exemplo descontinuidades ou singularidades do corpo da barragem. O volume disponível na albufeira ou as fronteiras da barragem com o terreno (encontros e fundação) são outros factores que também condicionam a paragem do processo de ruptura.

5. Conclusões e propostas para desenvolvimentos futuros

5.1. Conclusões

Após a análise dos quatro casos de estudo pode-se concluir que o modelo computacional RoDaB permite simulações de rupturas de barragens para a abordagem semi-empírica com expoente de erosão (β) 1 próximas dos valores constantes na base de dados das respectivas rupturas de barragens. A abordagem semi-empírica com $\beta=1$ e com o respectivo valor de coeficiente de vazão de brecha calibrado tem o valor de caudal máximo mais apropriado e menor em relação a todas as outras abordagens.

Observou-se que o caudal máximo foi sistematicamente superior para as abordagens racionais, pois após o final da simulação a área da brecha era sempre superior (a geometria final não foi imposta). Analisando com mais pormenor verifica-se que as abordagens tanto racional como semi-empírica com $\beta=2$ têm o valor do caudal máximo sempre superior em comparação com as abordagens com $\beta=1$. Isto deve-se a um desenvolvimento da erosão lateral superior para as abordagens racionais com $\beta=2$, acabando por ser superior o volume de água a circular para jusante da barragem.

Em relação à geometria da brecha pelo método racional, o desenvolvimento da erosão não foi controlado, apesar de o desenvolvimento da geometria da brecha para o instante esperado como final corresponder ao observado. Na realidade, o fim do processo erosivo é determinado por factores desconhecidos que poderão estar relacionados com descontinuidades ou singularidades do corpo da barragem não simulados pelo modelo RoDaB. Assim, com este processo de calibração parametriza-se a erosão e a vazão consequentes de uma ruptura estando no entanto a paragem da ruptura condicionada pelo volume de água disponível na albufeira e pelas fronteiras da barragem com o terreno (encontros e fundação).

Tomando em atenção a equação [3.8] do capítulo 4, verifica-se em todas as barragens que o valor do caudal efluente é proporcional à derivada em ordem ao tempo do volume na albufeira, ou seja, é proporcional à variação de volume por unidade de tempo. Pode-se então constatar que o momento em que o caudal é máximo ocorre quando o declive da curva de esvaziamento da albufeira é máximo.

Os coeficientes de vazão para os resultados mais próximos dos valores observados, em termos de caudal máximo, se se tomar uma lei de vazão de uma soleira normal correspondem a coeficientes de vazão baixos, entre 0,07 e 0,50. Isto poderá explicar-se pela tridimensionalidade do escoamento na brecha e pela grande perda de carga na fronteira sólida irregular de uma brecha.

Todas as barragens estão de acordo com o conceito de grande albufeira/erosão rápida sugerido por Walder & O'Connor, (1997) e Franca & Almeida (2004) para a classificação de albufeiras. Neste caso, o valor de caudal máximo efluente não é influenciado pela taxa de abaixamento da brecha, nem indirectamente pelo valor do volume da albufeira, mas apenas pela altura total da brecha (carga máxima sobre a brecha) e pela configuração final da brecha.

Após a análise da ruptura das quatro barragens em estudo e de se ter calculado os respectivos parâmetros de erosão da brecha, de forma a organizar estes parâmetros são de seguida apresentados os melhores resultados para as três barragens de aterro e para a de enrocamento respectivamente.

Quadro 5.1 – Melhores coeficientes de erosão pela abordagem semi-empírica

Barragem	β	C_B	$C_{s,b}$	$C_{s,m}$
Goose Creek	1	2,21	0,00100	0,00630
	2	2,21	0,00080	0,00500
South Fork	1	1,00	0,00240	0,00800
Oros	1	0,30	0,00128	0,00595
	2	0,30	0,00290	0,01350
Castlewood	1	1,00	0,00530	0,01100

Analisando os resultados dos parâmetros de erosão das três primeiras barragens (aterro), a média do coeficiente de erosão do fundo da brecha ($C_{s,b}$) é de 0,00156, este valor aproxima-se dos resultados apresentados por Franca & Almeida (2004), onde foram estudadas rupturas de outras barragens por galgamento. Em relação ao coeficiente de erosão das margens da brecha ($C_{s,m}$) a média deste para as barragens de aterro em estudo foi de 0,00675.

No geral o expoente de erosão (β) que permitiu obter um melhor desenvolvimento da erosão da brecha foi com valor de 1. Comparando com o expoente de erosão de valor 2, este expoente permite um desenvolvimento da erosão da brecha mais linear e gradual.

Comparando os coeficientes de erosão do fundo da brecha das barragens de aterro para $\beta=1$ com o coeficiente da barragem de Castlewood (enrocamento), nota-se que os resultados são superiores. Já para o coeficiente de erosão das margens da brecha o valor é inferior.

5.2. Propostas para desenvolvimentos futuros

Indica-se de seguida uma lista de propostas e melhorias a realizar em trabalhos posteriores que poderão ser objecto de desenvolvimentos futuros.

- Realizar mais simulações de rupturas de barragens de aterro e de enrocamento, a partir de um maior número de dados experimentais e de dados reais de rupturas, de forma a relacionar o desenvolvimento da erosão da brecha e dos parâmetros de erosão destes dois tipos de barragens;
- Limitar a evolução da brecha de modo mais realista para não deixar o método racional evoluir sem “fim”;
- Modelar o programa RoDaB, de forma a que o programa permita um desenvolvimento da erosão mais geotécnico, tendo em atenção os fenómenos de erosão repentinos.

Bibliografia

- Babb, A., & Mermel, T. (1968). *Catalog of Dam Disasters, Failures and Accidents*, PB179243. Washington, D.C (Bureau of Reclamation).
- Biswas, A., & Chatterjee, S. (1971). *Dam Disasters- an Assessment*. Canada.
- Broich, K. (1999). *An Overview of Breach Modelling*.
- CADAM. (2000a). *Concerted Action on Dambreak Modelling– Dambreak Modelling Guidelines & Best Practice*.
- CADAM. (2000b). *Concerted Action on Dambreak Modelling- Final Report*.
- Carvalho, E. *Segurança de barragens- Aspectos hidrológicos e hidráulicos.*, (pp. 24-28).
- Coleman, S., Andrews, D., & Webby, M. (2002). Overtopping breaching of non-cohesive homogeneous embankments. *Journal of Hydraulic Engineering* , 128, nº9, 829-838.
- Coleman, S., Jack, R., & Melville, B. (1997). Overtopping Breaching of Noncohesive Embankment Dams, *Proceedings of the 27th Congress on the IAHR - Energy and Water: Sustainable Development*. São Francisco.
- Commission, F. E. (1987). *Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects*, FERC 0119-1, Office of Hydropower Licensing.
- Costa, J. E. (1985). *Floods from Dam Failures, U.S. Geological Survey Open-File Report 85-560*. Denver, Colorado.
- da Silveira, A. (1990). "Some Considerations on Durability of Dams", *Water Power and Dam Constr.*
- da Silveira, A. (1984). *Statistical Analysis of Deteriorations and Failures of Dams*. In *Safety of Dams* (pp. 55-60). Rotterdam (Balkema).
- Departamento nacional de obras contra as secas.* (s.d.). Obtido de <http://www.dnocs.gov.br/barragens/oros/oros.htm>
- Dewey, R., & Gillette, D. (1993). Prediction of Embankment Dam Breaching for Hazard Assessment, *Proceedings. Carolina do Norte: ASCE Specialty Conference on Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation*, Raleigh.
- Exner, F. (1925). *Über die Wechselwirkung zwischen Wasser und Geschiebe in Flüssen, Academia das Ciências Austríaca*.
- Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal* , 1000-1024, 37.
- Franca, M., & Almeida, A. (2004). A computational model of rockfill dam breaching caused by overtopping (RoDaB). *Journal of Hydraulic Research* , Vol. 42, No. 2 197-206.

Franca, M., & Almeida, A. Abordagem analítica do fenómeno de ruptura de barragens: determinação do caudal máximo e classificação de albufeiras. In *Actas do XXI Cong. Latinoamericano Hidr.* Campinas - S. Paulo, Outubro 2004.

Franca, M., & Almeida, A. (2004). Abordagem analítica do fenómeno de ruptura de barragens: determinação do caudal máximo e classificação de albufeiras. *Actas do XXI Cong. Latinoamericano Hidr., Campinas - S.Paulo, Outubro de 2004* .

Franca, M., & Almeida, A. (2002). Experimental Tests on Rockfill Dam Breaching Process. In *Proc. IAHR Int. Symp. Hydr. Hydro. Aspects of Reliability and Safety Assessment of Hydraulic Structures*. S.Petersburg, Maio 2002.

Franca, M., Quintela, A., Gamboa, M., Cupido, C., Viriato, M., Sousa, J., et al. Internal emergency action plans for dams – application to the Odelouca earthen dam. In *6th International Conference on Dam Engineering*. Lisboa, Fevereiro 2011.

Frank, W. (1988). CIVIL ENGINEERING. National Park Service (US Dept of the Interior).

Fread, D. (1984). *A Breach Erosion Model for Earthen Dams, National Weather Service Report - NOAA*. Silver Spring.

Froehlich. (1987).

Froehlich, D. C. (1995b). Embankment Dam Breach Parameters Revisited, *Water Resources Engineering. Proceedings of the 1995 ASCE Conference on Water Resources Engineering*, (pp. 887-891). San Antonio, Texas.

Froehlich, D. (1987). Embankment-Dam Breach Parameters. *Hydraulic Engineering Proceedings of the 1987 ASCE National Conference on Hydraulic Engineering*, (pp. 570-575). Williamsburg, Virginia.

Froehlich, D. (1995a). Peak Outflow from Breached Embankment Dam. *Proceedings of the 1995 ASCE Conference on Water Resources Engineering*, (pp. 887-891). San Antonio, Texas.

Graf, W., & Altinakar, M. (1998). *Fluvial Hydraulics – Flow and Transport Processes in Channels of Simple Geometry*, John Wiley & Sons. Sussex.

Graham, W. (1983). Physical and Breach Parameters for Dams with Large Storage to Height, unpublished internal document. Denver, Colorado: U.S. Bureau of Reclamation.

Hanson, G., Temple, D., & Cook, K. (1999). Dam overtopping resistance and breach processes research. *Proc. 1999 Annual Conf. Association of State Dam Safety Officials, St. Louis, Missouri, USA, (CD-ROM)* .

ICOLD. (2003). World Register of Dams.

J.Franca, M., Braunschweig, F., & B.Almeida, A. RoDaB: Um novo modelo de ruptura de barragens baseado em resultados experimentais. *7º Congresso da Água*.

Jansen. (1988). *Advanced Dam Engineering*. Nova Iorque: Van Nostrand Reinhold.

- Jansen, R. (1980). *Dams and Public Safety, A water Resources Technical Publication*. Denver, Colorado: Water and Power Resources Service, U.S Department of the Interior.
- Johnson, F., & Illes, P. (1976). *A Classification of Dam Failures, Water Power and Dam Construction*.
- Loukola, E., Reiter, P., Shen, C., & Pan, S. (1993). Embankment Dams and Their Foundations: Evaluation of Erosion. In *Proc. Int. Workshop on Dam Safety Evaluation* (pp. Vol. 4, 17-48). Grindewald, Suíça.
- MacDonald, T., & Langridge- Monopolis, J. (1984). Breaching Characteristics of Dam Failures, *J. Hydraulic Eng.*
- Middlebrooks, T. (1953). *Earth-Dam Practice in the United States*.
- Penman, A. (1986). On the Embankment Dam. In *Geotechnique* (pp. 303-348, 36(3)).
- Penman, A., & Milligan, V. (1993). Longevity of Embankment Dams- a Critical Review. In *Proc. Int. Workshop of Dam Safety Evaluation* (pp. 33-51, Vol. 1). Grindewal, Suíça.
- Powledge, G., Ralson, D., Miller, P., Chen, Y., Clopper, P., & Temple, D. (1989). Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. I: Research Activities.
- Powledge, G., Ralston, D., Miller, P., Chen, Y., Clopper, P., & Temple, D. (1989b). Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. II: Hydraulic and Design Considerations.
- S. R., Dixon, T., & Horan, P. (1997). In *The Night the Dam Gave Way* (pp. 1-12). Franktown, Colorado: State Historical Fund.
- Sá, L. Regulamento de Segurança de Barragens e a Protecção Cível.
- Sailsbury, J. (8 de Março de 2009). Obtido de Flickr: <http://www.flickr.com/photos/jssteak/3381282037/>
- Schnitter, N. (1967). *A Short History of Dam Engineering, Water Power*.
- Singh. (1996). *Dam Breach Modeling Technology*.
- Singh, K., & Snorrason, A. (1982). Sensitivity of Outflow Peaks and Flood Stages to the Selection of Dam Breach Parameters and Simulation Models, SWS Contract Report 288. Illinois Department of Energy and Natural Resources State Water Survey Division, Surface Water Section at the University of Illinois.
- Singh, V., & Scarlatos, P. (1988). Analysis of Gradual Earthfill Dam Erosion, *J. Hydraulic Eng. ASCE*.
- Singh, V., & Scarlatos, P. (1987). *Modeling of Gradual Earthfill Dam Erosion*. Rotterdam.
- Tingsanchali, T., & Chinnarasri, C. (2001). Numerical modeling of dam failure due to flow overtopping. *Hydrological Sciences Journal*, 46(1) Fevereiro.

USBR - U.S. Bureau of Reclamation. (1988). *Downstream Hazard Classification Guidelines ACER Technical Memorandum No. 11, Assistant Commissioner-Engineering and Research*. Denver, Colorado, Dezembro 1988.

USCOLD. (1975). *Lessons from Large Dams, Report of the Committee on Failures and Accidents to Large Dams os USCOLD*. Nova Iorque: American Society of Civil Engineers.

Vaskinn, K., Lövoll, A., Hoëg, K., Morris, M., Hanson, G., & Hassan, M. (2004). Physical modeling of breach formation - large scale field tests. In *n: Dam Safety 2004. Proceedings of the Association State Dam Safety Officials, Setembro 2004*. Phoenix, Arizona.

Von Thun, J., & Gillette, D. (1990). *Guidance on Breach Parameters*, unpublished internal document, U.S. Bureau of Reclamation. Denver, Colorado.

Wahl, T. L. (1998). *Prediction of Embankment Dam Breach Parameters*.

Wahl, T. (2004). Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. In *Journal of Hydraulic Engineering* (pp. 389-397, Vol. 130(5)).

Walder, J., & O'Connor, J. (1997). Methods for Predicting Peak Discharges of Floods Caused by Failure of Natural and Constructed Dams. In *Water Resources Research, Vol. 33, N. 10* (pp. 2337-2348).

Wang, Z., & Bowles, D. (2006). Three-dimensional non-cohesive earthen dam breach model. Part 1: theory and methodology. *Advances in Water Resources 29 (2006)* , 1528–1545.

Zhu, Y. (2006). Breach growth in clay dikes. In *PhD thesis*. Hohai University, Nanjing, China.