

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Jacqueline Correa Galeano

**ESTIMATIVA DE HIDROGRAMAS E PROPAGAÇÃO DE
ONDA DE CHEIA PROVENIENTE DA RUPTURA
HIPOTÉTICA DE PEQUENAS BARRAGENS**

Avaliador:
Defesa: dia 23/11/2016 às 14:00 horas
Local:UFRGS / Engenharia Nova Osvaldo Aranha, 99, sala 304
Anotações com sugestões para qualificar o trabalho são bem- vindas. O aluno fará as correções e lhe passará a versão final do trabalho, se for de seu interesse.

Porto Alegre
novembro, 2016

JACQUELINE CORREA GALEANO

**ESTIMATIVA DE HIDROGRAMAS E PROPAGAÇÃO DE
ONDA DE CHEIA PROVENIENTE DA RUPTURA
HIPOTÉTICA DE PEQUENAS BARRAGENS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira
Coorientador: Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques

Porto Alegre
novembro, 2016

JACQUELINE CORREA GALEANO

**ESTIMATIVA DE HIDROGRAMAS E PROPAGAÇÃO DE
ONDA DE CHEIA PROVENIENTE DA RUPTURA
HIPOTÉTICA DE PEQUENAS BARRAGENS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor/a Orientador e pela Comissão de Graduação (COMGRAD) da Engenharia Civil na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2016

Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira
Dr. pelo IPH/UFRGS
Orientador

Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques
Dr. pela Université Laval
Coorientador

Profa. Daniela Guzon Sanagiotto
Doutora em Recursos Hídricos e Saneamento
Ambiental. pelo IPH/UFRGS
Relatora

BANCA EXAMINADORA

**Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira
Dr. pelo IPH/UFRGS**

**Prof. Marcelo Giulian Marques
Doutor en Département de Génie Civil
pela Université Laval**

**Profa. Daniela Guzon Sanagiotto
Doutora em Recursos Hídricos e
Saneamento Ambiental
pelo IPH/UFRGS**

**Eng. Civil Camila de Souza Dahm
Smiderle
Mestre em Engenharia Civil
pelo PPGECC/UFRGS**

Dedico este trabalho a meus pais, Julio e Blanca, e meus irmãos Paulo e Tiago, pelo apoio e amor incondicional durante o período do meu Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todos que colaboraram e contribuíram na elaboração deste trabalho, em especial:

Ao Professor Marcelo Julián Marques, Co-orientador pela dedicação, ajuda, orientação e apoio permanente, indispensável para a conclusão deste trabalho. Obrigada pela paciência demonstrada, pela motivação e incentivo na busca de um trabalho melhor.

Ao Professor Eder Daniel Teixeira, Orientador, pelas sugestões e tempo dedicado a me auxiliar.

À equipe do Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH), em especial a Rute Ferla pela amizade, apoio e pelas sugestões que ajudaram aos objetivos deste trabalho e pelo compartilhamento de conhecimentos que com certeza foram muito importantes no seu enriquecimento.

Aos meus amigos de longa data Rafaela, Emanuella, Eloisa, Mariá, Patricia, e Joel pela ajuda, pelos conselhos e amizade durante todos estes anos de graduação. A caminhada junto com vocês foi uma honra.

Também aos meus colegas e amigos da graduação, Stephania, Emilly e Maurício por estarem do meu lado e tornarem o período acadêmico menos árduo.

Acima de tudo à minha família, Julio, Blanca, Tiago e Paulo, por compreender meu afastamento durante os anos da graduação e pelo apoio incondicional. Sem vocês eu não suportaria esta missão.

A vida é uma grande universidade, mas pouco ensina a quem não sabe ser um aluno.

Augusto Cury.

RESUMO

O rompimento de uma barragem é um evento que pode ocorrer por diversas causas e acarreta consequências catastróficas, principalmente quando localizadas a montante de regiões urbanizadas. No Brasil ocorreram na última década diversos rompimentos de barragens de rejeitos que contribuíram para que o tema de segurança de barragens ganhasse evidência e maior preocupação do Estado e da população. Este trabalho versa sobre a análise da propagação da onda de cheia proveniente da ruptura hipotética de uma barragem ao longo do vale a jusante pelo método de Muskingum-Cunge. O objetivo desse trabalho é verificar quais são as variações nos resultados de propagação de ondas de inundação a jusante de barragens de pequeno porte, de maneira a contribuir para o estabelecimento de padrões e procedimentos para a análise da ruptura de barragens de maneira simplificada e rápida. O trabalho é compreendido em duas etapas: primeiro, foram pesquisadas rupturas históricas de barragens de terra de pequeno porte, obtendo parâmetros como vazão de pico na ruptura, tempo de formação e largura da brecha, tempo máximo de base e hidrogramas de ruptura, através de formulações matemáticas deduzidas de modo empírico encontradas na literatura e aplicadas a 15 barragens. A partir desses resultados foram montados os hidrogramas de entrada, um para cada uma das 3 barragens hipotéticas propostas, considerando como cenário crítico aquele que forneceu a maior vazão máxima na ruptura. A segunda etapa do trabalho foi a de realizar a propagação da onda de cheia proveniente da ruptura pelo método do Muskingum-Cunge, considerando o vale a jusante como sendo um canal com áreas iguais à brecha causada pela ruptura hipotética dessas barragens de pequeno porte, sendo elas de: 5 metros de altura e volume do reservatório pequeno, 10 metros de altura e volume do reservatório médio, e, 15 metros de altura e volume do reservatório grande. Realizou-se a variação do canal a jusante das barragens, alterando as dimensões em duas, quatro e oito vezes a área da brecha, obtendo gráficos adimensionais de vazão e velocidade de pico em função do comprimento do trecho de inundação estudado de 100 km. Foi observado que a atenuação dos hidrogramas de ruptura em barragens de pequeno porte está diretamente afetada pela área do vale a jusante, quanto maior a área do vale, maior a atenuação, e, as velocidades máximas de escoamento no pé da barragem tendem a ser menores. Assim, barragens menores tendem a atenuar com mais rapidez que barragens com alturas maiores.

Palavras-chave: Ruptura de Barragem. Hidrograma de Ruptura.
Propagação de Hidrogramas de Ruptura de Barragem.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa.....	17
Figura 2 – Barragem de Marib, atualmente.....	21
Figura 3 – Sistema Du Jiang Yan, atualmente em uso na China.....	22
Figura 4 – Barragem Cornalbo, Espanha.....	22
Figura 5 – Vertedouro tipo tulipa.....	24
Figura 6 – Vertedouro tipo soleira livre.....	24
Figura 7 – Vertedouro com comportas.....	25
Figura 8 – Tomada água para geração de energia.....	25
Figura 9 – Componentes de uma barragem,,,,,,,,,,,,,.....	26
Figura 10 – Perfil típico de uma barragem de concreto de gravidade.....	27
Figura 11 – Perfil típico e planta de uma barragem de concreto em arco.....	27
Figura 12 – Barragem de concreto em contrafortes.....	28
Figura 13 – Perfil típico de uma barragem de terra.....	29
Figura 14 – Perfil de uma barragem de enrocamento com núcleo de argila.....	29
Figura 15 – Distribuição das barragens cadastradas pela ANA conforme o órgão fiscalizador da segurança.....	32
Figura 16 – Acidente na barragem Dale Dyke, Inglaterra.....	36
Figura 17 – Acidente na barragem Malpasset, França.....	37
Figura 18 – Acidente na barragem Pampulha, Brasil.....	38
Figura 19 – Acidente na barragem Ban Qiao, China.....	39
Figura 20 – Acidente na barragem de Fundão, Brasil.....	40
Figura 21 - Porcentagem dos rompimentos de barragem registrados conforme seu tipo	41
Figura 22 – Erosão Interna, “ <i>piping</i> ”.....	42
Figura 23 – Exemplo de Erosão Interna, “ <i>piping</i> ”.....	42
Figura 24 – Galgamento, “ <i>overtopping</i> ”.....	43
Figura 25 – Defeitos na fundação.....	44
Figura 26 – Ruptura de barragem por causa de terremoto.....	45
Figura 27 – Ataque aéreo à barragem Hwach'on, Coreia.....	46
Figura 28 - Método de determinação de hidrograma de ruptura.....	47
Figura 29 – Exemplo de formação de brecha em uma barragem.....	52
Figura 30 - Hidrogramas de ruptura para a barragem de Johnston City.....	77
Figura 31 – Relação entre o volume do reservatório e altura da barragem.....	78
Figura 32 – Hidrograma de entrada e de seções a jusante para a barragem hipotética B1, considerando o caso de Qmáx na ruptura e área do canal a jusante aumentada em duas vezes a área da brecha.....	81

Figura 33 – Adimensionalização do processo de atenuação dos hidrogramas de ruptura para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B1.....	82
Figura 34 – Hidrograma de entrada e de seções a jusante para a barragem hipotética B2, considerando o caso de $Q_{m\acute{a}x}$ na ruptura e área do canal a jusante aumentada em duas vezes a área da brecha.....	84
Figura 35 – Adimensionalização do processo de atenuação dos hidrogramas de ruptura para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B2.....	85
Figura 36 – Hidrograma de entrada e de seções a jusante para a barragem hipotética B3, considerando o caso de $Q_{m\acute{a}x}$ na ruptura e área do canal a jusante aumentada em duas vezes a área da brecha.....	86
Figura 37 – Adimensionalização do processo de atenuação dos hidrogramas de ruptura para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B2.....	87
Figura 38 – Curvas adimensionais das velocidades em função da distância para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B1.....	89
Figura 39 – Curvas adimensionais das velocidades em função da distância para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B2.....	90
Figura 40 – Curvas adimensionais das velocidades em função da distância para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B3.....	91
Figura 41 – Seção esquemática da barragem, dimensão em metros.	92
Figura 42 – Vista superior esquemática do vale à jusante da barragem.	93
Figura 43 – Relação da vazão máxima com o distanciamento da barragem..	97
Figura 44 – Relação do tempo para atingir a vazão máxima, função da distância da barragem.	97

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 –Distribuição das barragens de uso único construídas no mundo, conforme sua finalidade.....	20
Quadro 2 –Equações matemáticas para a determinação da vazão de pico dependentes da brecha.....	49
Quadro 3 – Equações matemáticas para a determinação da vazão de pico independentes da brecha.....	50
Quadro 4 –Critérios para determinação da largura da brecha conforme a literatura...	52
Quadro 5 – Determinação do Cb em função do volume do reservatório da barragem ...	53
Quadro 6 – Determinação do tempo de formação da brecha de acordo com literatura.....	53
Quadro 7 –Rugosidade conforme Manning para a planície de inundação.....	59
Quadro 8 - Características gerais das barragens.....	63
Quadro 9 - Dados das rupturas históricas.....	64
Quadro 10 - Largura da crista conforme a literatura (m).....	64
Quadro 11 - Inclinação dos taludes de barragens de terra.....	65
Quadro 12 - Inclinações dos taludes.....	65
Quadro 13 - Valores de largura média da brecha calculados conforme a literatura para os dados históricos de ruptura de barragens estudados (m).	66
Quadro 14 – Valores de Cb para os dados históricos de ruptura de barragem estudados.....	67
Quadro 15 -Valores de tempo de pico calculados (h).....	68
Quadro 16 – Valores da Área do reservatório e da profundidade média do reservatório no momento da ruptura.....	69
Quadro 17 – Vazões máximas calculadas a partir de equações empíricas independentes da brecha e dependentes da altura da barragem (m^3/s).....	70
Quadro 18 – Vazões máximas calculadas a partir de equações empíricas independentes da brecha e dependentes do volume do reservatório (m^3/s).....	71
Quadro 19 – Vazões máximas calculadas a partir de equações empíricas independentes da brecha e dependentes do dam fator (m^3/s).....	72
Quadro 20a – Vazões máximas calculadas a partir de equações empíricas dependentes da brecha (m^3/s).....	73
Quadro 20b – Vazões máximas calculadas a partir de equações empíricas dependentes da brecha (Cont.).....	74
Quadro 20c - Vazões máximas calculadas a partir de equações empíricas dependentes da brecha (Cont.).....	75
Quadro 21 - Cálculo da brecha, tempo de pico, vazão máxima e tempo de base para as barragens hipotéticas estudadas.....	79

Quadro 22 – Obtenção da relação adimensional X/H	94
Quadro 23 – Vazão nas seções de interesse.....	95
Quadro 24 – Tempo de chegada da vazão de pico nas seções de interesse.....	96

LISTA DE SIGLAS

PAE – Plano de Ações Emergenciais.

CIGB - Comissão Internacional de Grandes Barragens.

ANA – Agência Nacional das Águas.

CNRH – Conselho Nacional de Recursos Hídricos.

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral.

ANEEL– Agência Nacional de Energia Elétrica.

SNISB - Sistema Nacional de Informações de Segurança de Barragens.

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica.

SEAMA-RS – Secretaria de Estado do Meio Ambiente do Rio Grande do Sul.

SEMAD-MG – Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável de Minas Gerais.

DPA – Dano Potencial Associado.

CR – Categoria de Risco.

PNSB – Política Nacional de Segurança de Barragens.

SMP - Sismo Máximo de Projeto.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	15
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	15
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	15
2.2.1 Objetivo principal	15
2.2.2 Objetivos secundários	15
2.3 PREMISSA.....	15
2.4 DELIMITAÇÕES.....	16
2.5 LIMITAÇÕES.....	16
2.6 DELINEAMENTO.....	16
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
3.1 BARRAGENS.....	19
3.2 HISTÓRICO DE BARRAGENS.....	20
3.3 COMPONENTES DE UMA BARRAGEM.....	23
3.4 TIPOS DE BARRAGENS.....	26
3.4.1 Classificação das barragens quanto ao material utilizado	26
3.4.2 Classificação das barragens quanto à destinação final	30
3.4.3 Classificação das barragens quanto à posição relativa do nível vertente	30
3.5 ASPECTOS LEGISLATIVOS.....	31
3.6 RUPTURA DE BARRAGENS.....	34
3.6.1 Histórico de Acidentes com Barragens no mundo	35
3.7 CAUSAS DA RUPTURA.....	40
3.7.1 Erosão Interna (<i>piping</i>)	41
3.7.2 Galgamento (<i>ovetopping</i>)	42
3.7.3 Defeitos na Fundação	43
3.7.4 Sismos e Terremotos	44
3.7.5 Falhas de Projeto, Construção ou operação	45
3.7.6 Ações de Guerra	45
3.8 HIDROGRAMAS	46
3.8.1 Determinação da Vazão de Pico	48
3.8.2 Mecanismo e tempo de formação da brecha	51
3.9 MÉTODOS SIMPLIFICADOS.....	53

3.9.1 Método de Propagação da Onda de Ruptura por Muskingum-Cunge.....	55
4 METODOLOGIA.....	60
5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	63
5.1 DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DE BARRAGENS ENCONTRADAS NA LITERATURA.....	63
5.2 DETERMINAÇÃO DA LARGURA DA BRECHA E TEMPO DE PICO CRÍTICOS.....	66
5.3 DETERMINAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA	68
5.4 DETERMINAÇÃO DE CENÁRIOS CRÍTICOS E HIDROGRAMAS DE RUPTURA.....	76
5.5 DETERMINAÇÃO DOS CASOS ESTUDADOS.....	78
5.6 PROPAGAÇÃO DOS HIDROGRAMAS DE RUPTURA E VARIAÇÃO DA ÁREA DO CANAL A JUSANTE.....	80
5.6.1 Caso 1: Barragem de 5 metros de altura e volume de reservatório pequeno...	80
5.6.2 Caso 2: Barragem de 10 metros de altura e volume de reservatório médio...	82
5.6.3 Caso 3: Barragem de 15 metros de altura e volume de reservatório grande...	85
5.7 COMPARAÇÃO DA VELOCIDADE PARA CADA CASO EM FUNÇÃO DA DISTÂNCIA.....	88
5.7.1 Caso 1: Barragem de 5 metros de altura e volume de reservatório pequeno...	88
5.7.2 Caso 2: Barragem de 10 metros de altura e volume de reservatório médio.....	89
5.7.3 Caso 3: Barragem de 15 metros de altura e volume de reservatório grande....	90
6 EXEMPLO DE APLICAÇÃO.....	92
6 CONCLUSÕES.....	98
REFERÊNCIAS.....	100

1 INTRODUÇÃO

Durante muitos anos os barramentos foram construídos no mundo, constituindo-se como estruturas importantes para o desenvolvimento da sociedade, inclusive em alguns casos eram divulgados como um símbolo de progresso tanto tecnológico como econômico para uma comunidade. Conforme a Lei 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens no seu Art. 2, uma barragem é qualquer estrutura em um curso permanente ou temporário de água para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de mistura de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas.

Segundo a Comissão Internacional de Grandes Barragens - CIGB (2008), historicamente, as barragens eram planejadas e construídas para fins de fornecimento de água, irrigação e controle de enchentes. A energia hidrelétrica e a navegação se tornaram objetivos adicionais das barragens no fim do século XIX.

Numerosos são os benefícios da construção e operação de barragens, porém, envolvem sempre certa periculosidade que não deve ser menosprezada pelo empreendedor nem pela população a jusante dela. Para isso, é fundamental o processo de identificação de riscos potenciais, que, apesar da existência de incertezas com relação às possíveis falhas e às causas delas, o estudo das mais frequentes e mais significativas ajudariam na análise dos modos de ruptura ou de predição de ondas de cheia no vale à jusante.

No que se refere à falha em uma barragem, Tomaz (2010) define uma falha como o escoamento espontâneo da água que resulta de uma operação imprópria ou de uma ruptura ou colapso da estrutura. Ressalta que a falha em uma barragem causa inundações rápidas, danos às vidas e propriedades à jusante. Os efeitos secundários das inundações provocadas por falhas nas barragens são considerados mecanismos que atrapalham toda a vida na cidade, como os danos no abastecimento de água, na entrega de suprimentos e nos edifícios, entre outros.

Assim, quando a água barrada escapa por uma brecha, causada pela falha numa barragem e verte a jusante, a propagação da onda gerada é rápida. A onda gerada, geralmente, assume potencial alto de destruição podendo significar uma ameaça para as comunidades localizadas a jusante da barragem. Existe uma necessidade real de métodos que gerem respostas rápidas com relação à obtenção de dados como os hidrogramas de ruptura, a profundidade da inundação e o tempo de propagação da onda proveniente de uma ruptura do barramento. Não só para amenizar os danos a jusante provenientes da falha, se não também para elaborar Planos de Ações Emergenciais – PAE e antecipar as medidas mitigadoras da ocorrência de uma falha.

Este trabalho tem como objetivo analisar o método simplificado da propagação da onda do Muskingum-Cunge aplicado ao rompimento hipotético de barragens de pequeno porte, de maneira a fornecer resultados rápidos que permitam agilizar e avaliar as áreas de inundação provocadas pelo rompimento com um baixo custo. Os métodos simplificados também permitirão a delimitação das áreas de risco, o que ajudará ao conhecimento com relação ao tempo disponível para a evacuação, quantidade de pessoas a serem evacuadas e os possíveis danos nas áreas a jusante.

A importância da análise de métodos simplificados se deve à preocupação com os riscos de ocorrência de eventos catastróficos, dado o elevado potencial de danos tanto ao meio físico e biótico, quanto ao meio antrópico. Parte-se da necessidade de ter à disposição uma ferramenta que possibilite a avaliação preliminar dos riscos e consequências de inundações resultantes da ruptura hipotética de uma barragem de uma maneira simplificada, com limitações tecnológicas e escassos dados de entrada. Constituindo-se, assim, como o ponto de partida para a geração de mapas de inundação, elaboração do PAE, definição de ações estratégicas para o bom gerenciamento em casos emergenciais, assim como, auxiliando ao bom monitoramento da barragem durante a sua operação.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para o desenvolvimento do trabalho serão descritas nos itens a seguir.

2.1 QUESTÃO DA PESQUISA

Pode-se utilizar o método simplificado da propagação da onda do Muskingum-Cunge aplicado ao rompimento hipotético de barragens de pequeno porte, de maneira a fornecer resultados que permitam agilizar e avaliar as vazões e as distâncias de inundação provocadas pelo rompimento com um baixo custo?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal desse trabalho é a estimativa de parâmetros da onda de cheia gerada pela ruptura hipotética de barragens de pequeno porte através da aplicação do método simplificado de propagação de onda proposto por Muskingum-Cunge.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários são a comparação de critérios de ruptura de barragens através da aplicação de equações empíricas e a apresentação dos hidrogramas de ruptura para a entrada de dados no método simplificado proposto por Muskingum-Cunge de propagação da onda de ruptura, assim como a análise do desenvolvimento e atenuação da onda a jusante, proveniente do rompimento hipotético de três barragens de pequeno porte.

2.3 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que, a partir do método simplificado de propagação do Muskingum-Cunge, faz-se possível a obtenção de dados sobre a onda de cheia resultante da ruptura hipotética de uma barragem.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a realizar a aplicação do método simplificado de propagação de onda do Muskingum-Cunge em barragens hipotéticas para obter dados sobre a onda gerada pela ruptura hipotética das mesmas.

2.5 LIMITAÇÕES

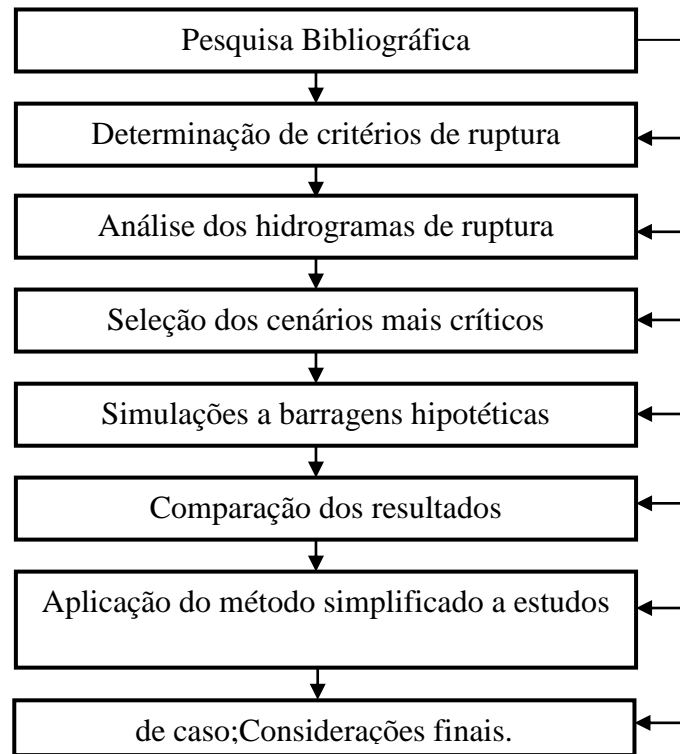
As limitações do trabalho são:

- a) Barragens de terra de pequeno porte (altura menor ou igual a 15 m);
- b) Quantidade de dados de entrada limitados para o método simplificado;
- c) Seções transversais no vale a jusante expeditas.

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas a seguir descritas nos próximos parágrafos, e na Figura 1 é possível visualizar as etapas do estudo e como elas estão relacionadas:

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Determinação dos critérios de ruptura a serem analisados;
- c) Análise dos hidrogramas de ruptura;
- d) Seleção dos cenários mais críticos;
- e) Simulações a barragens hipotéticas;
- f) Comparação dos resultados;
- g) Exemplo de aplicação;
- h) Considerações finais.

Figura 1- Diagrama das etapas da pesquisa.

(fonte: elaborada pela autora).

O trabalho se desenvolve a partir da **pesquisa bibliográfica** buscando criar embasamento teórico sobre fatores relacionados à propagação da onda gerada a jusante de barragens causada pelo rompimento hipotético e do método simplificado, a serem adotados ao longo do trabalho, assim como, auxiliar em cada uma das etapas a serem executadas até a conclusão do trabalho.

Para a **determinação de critérios de ruptura de barragens** a serem analisados, serão coletadas informações necessárias vindas de dados históricos contidos em livros que abordam assuntos relacionados com acidentes em barragens, relatórios técnicos sobre formação da brecha, propagação da onda, hidrogramas de ruptura, e artigos científicos realizados na área de estudo.

Na etapa de **análise dos hidrogramas de ruptura** de barragens se estabelecerá a vazão de pico resultante da ruptura levando em consideração características da barragem e da brecha formada com o emprego de diversas formulações matemáticas empíricas encontradas na literatura.

Na etapa de **seleção de cenários mais críticos**, serão escolhidos os métodos considerados mais críticos com relação a duas situações extremas, como vazão máxima na ruptura e tempo de base máximo durante a inundação causada pela ruptura hipotética.

As **simulações a barragens hipotéticas** consistirão na aplicação do método de propagação de onda de Muskingum-Cunge aplicado ao rompimento de barragens com alturas diferentes e volume de reserva variando de pequeno a grande.

Enfim, nas etapas de **comparação dos resultados**, será avaliado o método de propagação selecionado e a sua eficácia na aplicação às barragens hipotéticas.

Na etapa de **aplicação do método simplificado a estudos de caso** faz-se uma verificação do método de propagação de onda de Muskingum-Cunge aplicado ao rompimento de barragens através do emprego de um exemplo.

E, posteriormente, serão feitas as **considerações finais** de acordo com os resultados obtidos ao longo da pesquisa.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo abordará uma revisão bibliográfica sobre o método simplificado aplicado para a propagação da onda gerada proveniente da ruptura de uma barragem. Para chegar a um melhor entendimento sobre o assunto, são apresentados, a seguir, itens que ajudam na compreensão das barragens como estruturas e finalidades das mesmas (item 3.1), resumo da construção de barragens ao longo do tempo (item 3.2), componentes das barragens (item 3.3) e tipos de barragens (item 3.4). Abordando também as leis e normas que auxiliam a segurança de barragens (item 3.5), ruptura de barragens (item 3.6), fazendo um histórico sobre os grandes acidentes documentados no mundo (item 3.6.1) e mencionando, por último, as causas de ruptura mais frequentes (item 3.7). Para alcançar o objetivo principal deste trabalho, apresentam-se os conceitos de hidrogramas de ruptura (item 3.8) e também o método simplificado para a análise proposto por Muskingum-Cunge (item 3.9.1).

3.1 BARRAGENS

As barragens são definidas como barreiras ou estruturas que cruzam córregos, rios ou canais para confinar e controlar o fluxo da água. Estas estruturas variam em tamanho de pequenos muros, usados frequentemente em fazendas, a enormes estruturas de concreto, geralmente usadas para fornecimento de água, energia hidrelétrica e irrigação (COMISSÃO INTERNACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 2008).

Segundo a Comissão Internacional de Grandes Barragens – CIGB (2008), a construção de barragens foi mais intensificada nos anos 50, existindo até os dias de hoje pelo menos 45.000 grandes barragens, a fim de atender a demanda de água e energia, instaladas em quase metade dos rios do mundo.

Primeiramente, as barragens eram construídas para armazenar e controlar a água para fins de fornecimento doméstico, irrigação, navegação, recreação ou para obtenção de energia hidrelétrica; assim, algumas barragens têm apenas uma função e são denominadas como “barragens de função única”. Atualmente, as barragens são conhecidas como “barragens de usos múltiplos”, construídas para servir a diversas funções e constituindo-se como projetos

importantes para países em desenvolvimento, pois a população recebe vários benefícios de um único investimento (CIGB, 2008).

As barragens de uso único representam 71,7% das barragens construídas no mundo, segundo a CIGB (2008), e as barragens de usos múltiplos representam 28,3% do total. No Quadro 1 é apresentado a distribuição das barragens conforme sua finalidade.

Quadro 1 – Distribuição das barragens de uso único construídas no mundo, conforme sua finalidade.

Finalidade	Distribuição (%)
Irrigação	48,6
Hidroeletricidade	17,4
Suprimento de água	12,7
Controle de enchentes	10,0
Recreação	5,3
Navegação e piscicultura	0,6
Outras	5,4

(fonte: CIGB, 2008)

3.2 HISTÓRICO DE BARRAGENS

Os recursos hídricos renováveis do mundo podem ser estimados em aproximadamente 40 mil km³ por ano. Mas a irregularidade no tempo, a localização e a concentração geográficas irregulares dos recursos hídricos resultam no fato de que os recursos acessíveis naturalmente somam apenas 9 mil km³ por ano, 22,5% dos recursos renováveis totais. Isso explica o porquê da necessidade de construção de mais de 50 mil grandes barragens ao longo dos últimos 5 mil anos, principalmente para poder satisfazer a demanda por água, que é essencial à vida e ao desenvolvimento humanos. Por quase 5 mil anos, as barragens têm servido para garantir suprimento adequado de água e outros benefícios para sustentar a população mundial. Elas se tornaram "parte integral" da infraestrutura de nossas sociedades e exercem grande papel na “manutenção e na melhoria da qualidade de vida”. (CIGB, 2008).

A primeira barragem a qual se tem registro foi construída em Caldeia, no rio Tigre, há aproximadamente 4.500 anos a.C. Outra também muito antiga, foi a construída no rio Nilo,

próxima a Mênfis, há 4.000 anos a.C. Na época que os ingleses ocuparam a Índia, encontraram um incontável número de barragens, pois só no estado de Madrastra, existiam milhares de barragens de terra de pequeno porte, todas destinadas à irrigação. Na ilha de Ceilão, quando os portugueses desembarcaram, encontraram mais de 700 barragens. (COSTA E LANÇA, 2001).

Descobertas arqueológicas recentes indicam que barragens simples de terra e redes de canais foram construídas já em 2.000 a.C. para fornecer às pessoas fontes confiáveis da água de que precisavam para viver. A construção da barragem de Marib no Iêmen começou, aproximadamente, em 750 a.C., e levou 100 anos para ser concluída. Ela era um maciço de terra de 4 m de altura para irrigação e uso doméstico. Em 1986, a barragem existente foi elevada à altura de 38 metros (Figura 2), o que criou um reservatório de 398 milhões de metros cúbicos de água (CIGB, 2008).

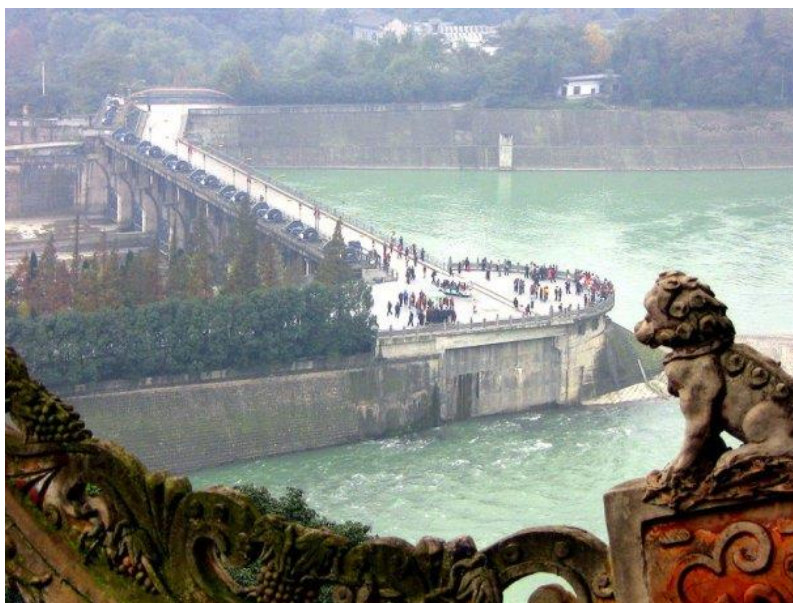
Figura 2 – Barragem de Marib, atualmente.



(fonte: ONU-Brasil, 2015).

Entre as barragens mais antigas ainda em operação encontra-se uma barragem de terra e enrocamento construída aproximadamente em 1.300 a.C., na área que hoje corresponde à Síria. Na China também existe um sistema de barragens e canais que foi construído em 2.280 a.C (Figura 3), e no Irã, várias barragens antigas, dos séculos XIII ao XVI, ainda estão em uso (CIGB, 2008).

Figura 3 - Sistema Du Jiang Yan, atualmente em uso na China.



(fonte: <https://chinanaminhvida.com/2013/10/25/patrimonios-da-humanidade-na-china-unesco-8/>)

Os romanos construíram um sistema elaborado de barragens baixas para fornecimento de água. A mais famosa é a barragem de terra de Cornalbo (Figura 4), no sul da Espanha, com altura de 24 m e comprimento de 185 m. No fim do século XVI, os espanhóis começaram a construir grandes barragens com a finalidade de irrigação (CIGB, 2008).

Figura 4 – Barragem Cornalbo, Espanha.



(fonte: notas de aula da disciplina IPH02069 – Inspeção e Segurança de Barragens).

A partir do século XVIII, nos Estados Unidos, houve o desenvolvimento de processos construtivos, introduzindo a estrutura de enrocamento e dando impulso às barragens de concreto. Os engenheiros europeus também foram refinando seus conhecimentos de projeto e construção no século XIX, resultando na construção de barragens com altura de 45 a 60 metros (SILVA, 2013).

No país, de acordo com Brasil (2013), a partir de trabalhos nas entidades fiscalizadoras, federais e estaduais, chega-se a um número total de 13.529 barragens cadastradas, sendo 11.748 de usos múltiplos, 1.261 para geração de energia hidrelétrica, 264 de rejeitos de mineração e 256 de resíduos industriais. Sendo que as maiores barragens construídas no Brasil são as de Sobradinho no rio São Francisco, Itaipu no rio Paraná, Tucuruí na região amazônica, Pedra do Cavalo no estado baiano, Machadinho no Rio Grande do Sul, dentre outras (CARMO, 2007).

3.3 COMPONENTES DE UMA BARRAGEM

Uma barragem não se limita somente ao barramento, é composta também pelas estruturas citadas a seguir:

- **Reservatório**, sendo o componente que armazena a água. Existem dois tipos de reservatórios de barragens: o chamado de “reservatório de acumulação de água” pela grande variação do nível de água, definido como deplecionamento; e outro denominado de “reservatório a fio de água”, a grande maioria das barragens no Brasil tem esse tipo de reservatório, como no caso da Itaipu, por ter uma variação pequena de nível de água.
- **Vertedouro** é a estrutura projetada para descarregar a vazão de projeto de forma a impedir o galgamento da crista da barragem na ocorrência de cheias extremas. São exemplos de tipos de vertedouros: a) vertedouro tipo tulipa, que consiste em um tubo na vertical que vai até o fundo da barragem, passando depois através do barramento por um túnel horizontal (Figura 5); b) vertedouro tipo soleira livre mostrado na Figura 6; c) vertedouro controlado por comportas sejam do tipo de segmento como na Figura 7, basculante, vagão, etc.; e o d) vertedouro labirinto.

Figura 5 – Vertedouro tipo tulipa.



(fonte: <http://www.construwiking.com/noticia/como-funcionam-os-vertedouros-de-barragens/73/>).

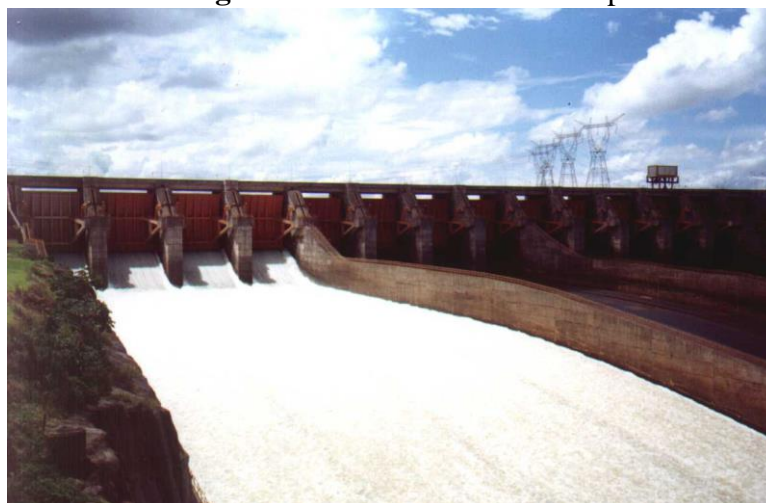
Figura 6 – Vertedouro tipo soleira livre.



(fonte: <http://www.construwiking.com/noticia/como-funcionam-os-vertedouros-de-barragens/73/>).

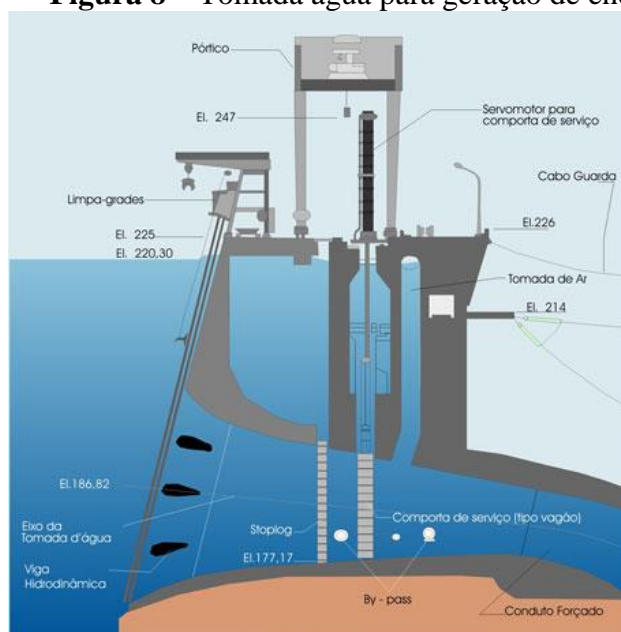
- **Dissipadores de energia**, por exemplo, são as bacias de dissipação que cumprem a função de dissipar a energia da água que escorre pelo vertedouro o que evita a erosão do leito do rio à jusante.
- **Tomada de água** (Figura 8), existem de fundo e de superfície.

Figura 7 – Vertedouro com comportas.



(fonte: <http://www.construwiking.com/noticia/como-funcionam-os-vertedouros-de-barragens/73/>).

Figura 8 – Tomada água para geração de energia.



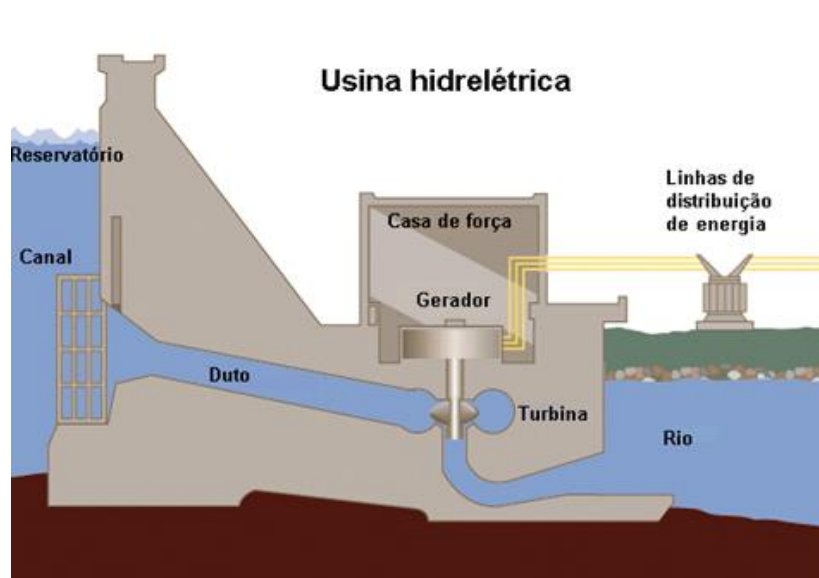
(fonte: Itaipu Binacional, 2008).

- **Casa de força**, existem as casas de força abrigadas onde a estrutura envolve toda a casa de força; a céu aberto, onde a superestrutura fica do lado de fora da casa de força, e as casas de força subterrâneas.
- **Canal de fuga**, estrutura cuja função é devolver a água para o rio depois da geração de energia (informação verbal)¹.

¹ Obtida na palestra informativa semanal da Itaipu Binacional – Setor SOCC-DT, Eng. Étore Funchal de Faria.

Na Figura 9 são representadas os diferentes componentes descritos acima

Figura 9 – Componentes de uma barragem.



(fonte: <http://www.explicatorium.com/energia/energia-hidrica.html>).

3.4 TIPOS DE BARRAGENS

É necessário definir o tipo de barragem a ser projetada uma vez definido o local adequado para a sua construção. Diante disso, as barragens podem ser classificadas em diferentes categorias, dependendo do propósito. As barragens podem ser classificadas quanto: aos materiais utilizados na construção, a destinação final e a posição relativa do nível vertente (ARAÚJO, 2014).

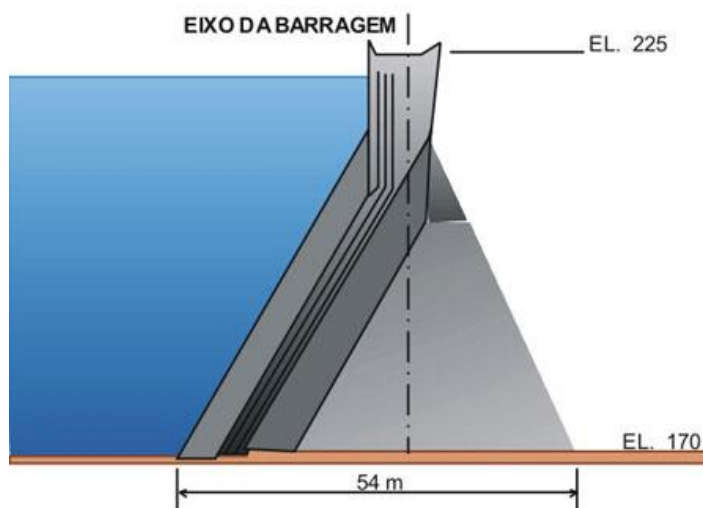
3.4.1 Classificação de Barragens quanto ao material utilizado

Assim, quanto aos materiais utilizados, as barragens que são construídas com concreto, classificam-se em:

- **Barragens de gravidade maciça**, que apresentam-se como um maciço contínuo em planta, separado eventualmente por juntas de dilatação ou construção, um perfil típico é mostrado na Figura 10;

- **Barragens de gravidade aliviada**, que admitem espaços vazios no seu núcleo ou a jusante, ajudando a gerar economia na quantidade de concreto e também na diminuição da subpressão.

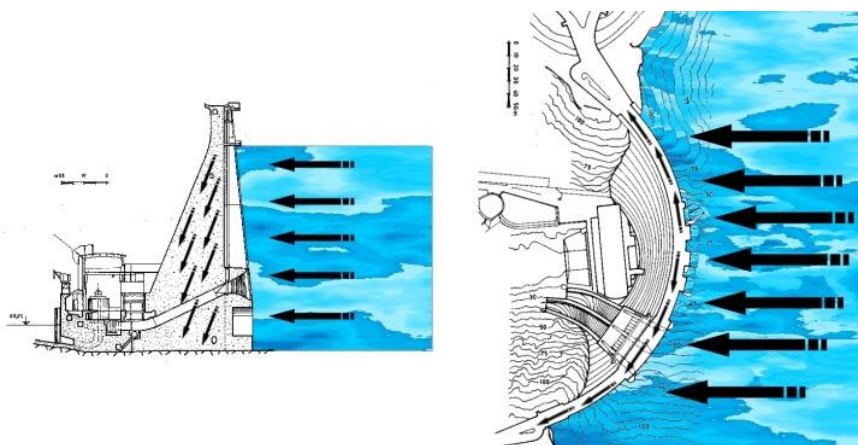
Figura 10 – Perfil típico de uma barragem de concreto de gravidade.



(fonte: <http://www.itaipu.gov.br/energia/caracteristicas-da-barragem>).

- **Barragens em arco**, ou barragens em abóbada, são mais utilizadas em vales profundos e estreitos, pois, a sua forma reduz o volume da barragem e faz com que os esforços sejam suportados parcialmente no plano vertical como indicado na Figura 11;

Figura 11 – Perfil típico e planta de uma barragem de concreto em arco.



(fonte: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAkAC/barragens>).

- **Barragens em contrafortes** (Figura 12), constituída de placas inclinadas apoiadas em contrafortes, atualmente pouco utilizada no Brasil (MASON, 1988).

Figura 12 – Barragem de concreto em contrafortes.



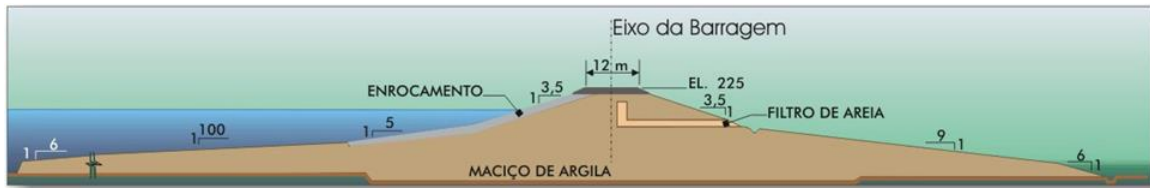
(fonte: <http://www.itaipu.gov.br/energia/caracteristicas-da-barragem>).

Conforme a Organização das Nações Unidas para a Alimentação e Agricultura (2011), as barragens de terra (Figura 13) são comparativamente mais baratas e tecnicamente menos complexas que outros tipos de barragens, motivo pelo qual esse é o tipo de barragem que foi utilizado primeiro por civilizações antigas para armazenar e desviar água e permanece em uso até os dias de hoje em situações em que outros tipos de barragens não são economicamente vantajosos ou em que há escassez de recursos tecnológicos. Existem dois tipos de barramentos de terra:

- **Barragens de terra homogênea**; constituída de um único maciço composto de um único tipo de material, normalmente é protegida por grama para evitar a erosão e possui um filtro de areia no meio para que a água seja direcionada pelo corpo da barragem;
- **Barragens de terra zoneada**, onde o maciço é constituído de vários tipos de solos dependendo da sua qualidade (informação verbal)².

²Obtida na palestra informativa semanal da Itaipu Binacional – Setor SOCC-DT.

Figura 13 – Perfil típico de uma barragem de terra.



(fonte: Itaipu Binacional, 2008).

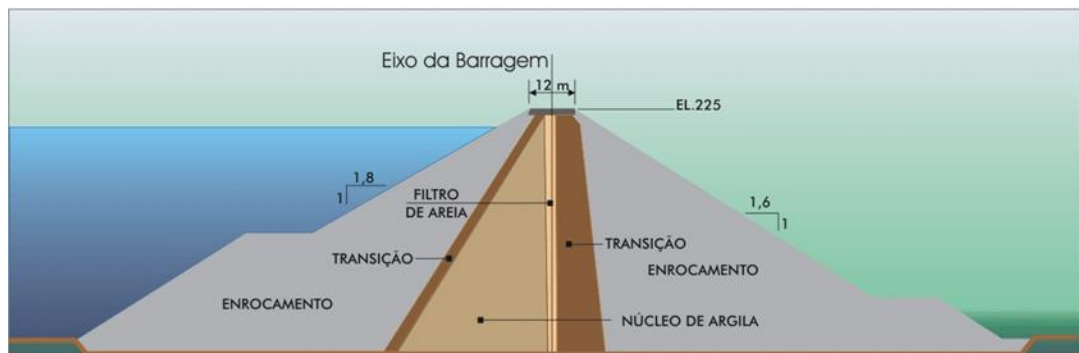
Conforme Silva (2013), as barragens de enrocamento são constituídas de fragmentos rochosos de vários tamanhos e adequadamente dispostos dando estabilidade a uma cortina impermeável que pode ser metálica, de concreto, de plástico ou de solo argiloso compactado. Necessitam de fundações resistentes para evitar recalques excessivos que danifiquem o elemento de vedação.

Tem como características principais a condição de livre drenagem e o elevado ângulo de atrito, o que produz menos deslizamentos (MELO, 2014).

Elas podem ser classificadas em:

- **Barragens de enrocamento com núcleo de argila**, mostrada na Figura 14 e;
- **Barragens de enrocamento com face de concreto**.

Figura 14 – Perfil de uma barragem de enrocamento com núcleo de argila.



(fonte: Itaipu Binacional, 2008).

3.4.2 Classificação de Barragens quanto à destinação final

Barragens de armazenamento, construídas para fornecerem água em períodos de escassez, esses períodos podem ser sazonais, anuais ou ainda maiores. Estas barragens podem ser subclassificadas de acordo com o propósito do armazenamento, como: irrigação, geração de energia, criação de açudes para peixes e abastecimento (UNITED STATES OF AMERICA, 1960).

As **barragens de derivação** são geralmente construídas a fim de direcionar a água para canais que a levem a seu destino específico, servindo para irrigação e reserva de água para atividade industrial (UNITED STATES OF AMERICA, 1960).

As **barragens de regularização** têm como função retardar e minimizar ondas de cheias provindas de fortes chuvas repentinas, além de armazenar e descarregar a água em quantidades que o canal ou rio à jusante é capaz de transportar sem que haja destruição (UNITED STATES OF AMERICA, 1960).

3.4.3 Classificação de Barragens quanto à posição relativa do nível vertente

As **barragens vertedoras ou submersíveis** são construídas para descarregar as águas excedentes sobre o corpo da estrutura, que necessitam de materiais resistentes à erosão (SILVA, 2013).

As **barragens não vertedoras ou insubmersíveis** são construídas com uma elevação adicional no corpo da estrutura, a fim de evitar o transbordamento da água excedente sobre esse corpo. Desse modo, permite o emprego de materiais granulares, coesivos ou não, desde que devidamente protegida dos efeitos erosivos da água represada ou das águas pluviais (SILVA, 2013).

3.5 ASPECTOS LEGISLATIVOS

Sabendo da relevância social e econômica que uma barragem apresenta para a região em que foi construída, existem países com legislação própria sobre segurança de barramentos como Austrália, Áustria, Canadá, Reino Unido, Finlândia, França, Alemanha, Holanda, Indonésia, Itália, Noruega, Portugal, Romênia, África do Sul, Espanha, Suécia e Estados Unidos (LEME 2000).

No Brasil, desde 2010, a Lei Federal nº 12.334, que dispõe sobre a Política Nacional de Segurança de Barragens, encontra-se vigente. Em 2012, a Resolução nº 143 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos - CNRH estabeleceu critérios gerais de classificação de barragens e as Resoluções nº 91/12 e nº 742/11 da Agência Nacional de Águas - ANA estabeleceu critérios para o Plano de Segurança da Barragem e das Inspeções de Segurança Regulares (AGUIAR, 2014).

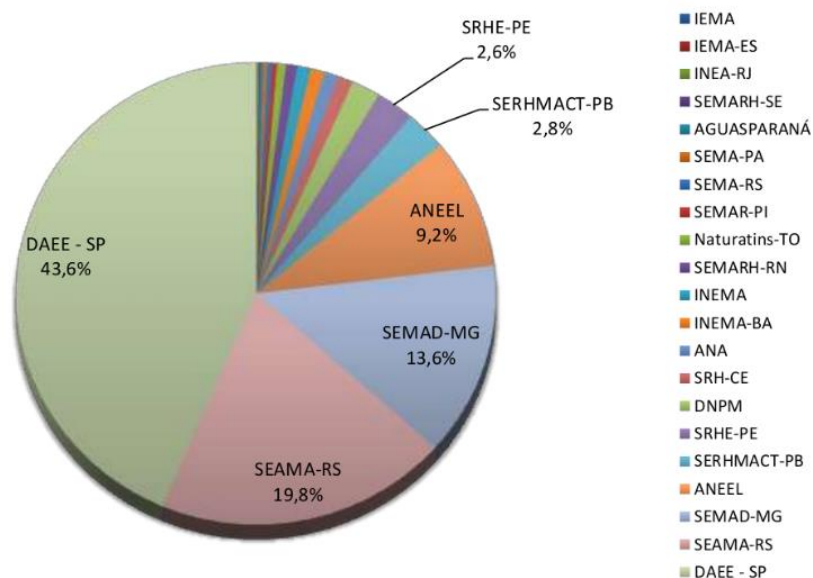
Em 2012, a Portaria Normativa nº 416 do Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração e dispõe sobre o Plano de Segurança, Revisão Periódica de Segurança e Inspeções Regulares e Especiais de Segurança das Barragens de Mineração; sendo assim responsável pelas barragens de contenção de rejeitos de mineração com 1,9% do total de empreendimentos cadastrados pela ANA (AGUIAR, 2014).

A Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL é o órgão responsável pelas barragens para fins de geração de energia elétrica que detém 9,2% do total dos empreendimentos. O principal órgão fiscalizador de barragens no Brasil é o Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE, o qual detém 43,6% das barragens cadastradas pela ANA no Sistema Nacional de Informações de Segurança de Barragens - SNISB, seguido pela Secretaria de Estado do Meio Ambiente do Rio Grande do Sul – SEMA-RS com 19,8% e a Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável de Minas Gerais – SEMAD-MG com 13,6% (AGUIAR, 2014).

A própria ANA possui sob sua supervisão apenas 1% dos barramentos cadastrados. Os demais órgãos de fiscalização somam juntos 11% com destaque para o governo dos Estados da Paraíba e Pernambuco somando 6% do total (AGUIAR, 2014).

As informações acima são ilustradas na Figura 15.

Figura 15 – Distribuição das barragens cadastradas pela ANA conforme o órgão fiscalizador da segurança.



(fonte: adaptado de Agência Nacional das Águas, 2013).

A Lei Federal nº 12.334/10 estabelece que planos de monitoramento e avaliação devam ser exigidos em barragens que se enquadrem nas características definidas no parágrafo único do seu Art. 1, ou que possuem pelo menos uma das características a seguir:

- I - altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15 m (quinze metros);
- II - capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m³ (três milhões de metros cúbicos);
- III - reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis;
- IV - categoria de Dano Potencial Associado - DPA, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas.

Para fins de classificação de barragens de rejeito, no que se refere ao volume do reservatório, a Resolução CNRH nº 143/12, no seu Art. 6, define:

- I - muito pequena: reservatório com volume total inferior ou igual a 500 mil metros cúbicos;
- II - pequena: reservatório com volume total superior a 500 mil metros cúbicos e inferior ou igual a 5 milhões de metros cúbicos;

- III - média: reservatório com volume total superior a 5 milhões de metros cúbicos e inferior ou igual a 25 milhões de metros cúbicos;
- IV - grande: reservatório com volume total superior a 25 milhões e inferior ou igual a 50 milhões de metros cúbicos; e
- V - muito grande: reservatório com volume total superior a 50 milhões de metros cúbicos.

Quanto à classificação de barragens para acumulação de água, no que se refere ao volume do reservatório, a Resolução CNRH nº 143/12, no seu Art. 7, considera:

- I - pequena: reservatório com volume inferior ou igual a 5 milhões de metros cúbicos;
- II - média: reservatório com volume superior a 5 milhões de metros cúbicos e inferior ou igual a 75 milhões de metros cúbicos;
- III - grande: reservatório com volume superior a 75 milhões de metros cúbicos e inferior ou igual a 200 milhões de metros cúbicos; e
- IV - muito grande: reservatório com volume superior a 200 milhões de metros cúbicos.

As barragens também são classificadas conforme dispõe a Resolução CNRH nº 143/12 de acordo com a Categoria de Risco – CR e o Dano Potencial Associado - DPA. Nesta resolução encontram-se tabelas que quantificam a nota de cada parâmetro a ser observado e, com base no resultado da soma desses valores, pode-se classificar uma barragem como de potencial Baixo, Médio ou Alto. Mostra-se, a seguir, a lista de aspectos da própria barragem que podem indicar comprometimento da segurança:

- I - características técnicas:
 - a) altura do barramento;
 - b) comprimento do coroamento da barragem;
 - c) tipo de barragem quanto ao material de construção;
 - d) tipo de fundação da barragem;
 - e) idade da barragem;
 - f) tempo de recorrência da vazão de projeto do vertedouro;
- II - estado de conservação da barragem:
 - a) confiabilidade das estruturas extravasoras;
 - b) confiabilidade das estruturas de captação;
 - c) eclusa;
 - d) percolação;
 - e) deformações e recalques;

f) deterioração dos taludes.

III - Plano de Segurança da Barragem:

- a) existência de documentação de projeto;
- b) estrutura organizacional e qualificação dos profissionais da equipe técnica de segurança da barragem;
- c) procedimentos de inspeções de segurança e de monitoramento;
- d) regra operacional dos dispositivos de descarga da barragem;
- e) relatórios de inspeção de segurança com análise e interpretação.

A avaliação quanto ao DPA consiste na análise do perigo que a estrutura representa em caso de rompimento, ou seja, quais são as principais ocupações de jusante que poderiam ser afetadas por uma onda de cheia causada pela ruptura do maciço. Os parâmetros a serem analisados são:

- I - existência de população a jusante com potencial de perda de vidas humanas;
- II - existência de unidades habitacionais ou equipamentos urbanos ou comunitários;
- III - existência de infraestrutura ou serviços;
- IV - existência de equipamentos de serviços públicos essenciais;
- V - existência de áreas protegidas definidas em legislação;
- VI - natureza dos rejeitos ou resíduos armazenados; e
- VII - volume.

3.6 RUPTURA DE BARRAGENS

Devido ao alto grau de devastação tanto para o meio ambiente como para a população atingida e também para a economia e o desenvolvimento de uma região, a ruptura de uma barragem se caracteriza como um desastre (ARAÚJO, 2014).

As barragens, pela magnitude da obra e pelas alterações do meio ambiente provocadas pela sua construção, acarretam riscos tanto na sua execução quanto na sua operação. Até os dias de hoje os conhecimentos sobre os métodos construtivos e de monitoramento de barragens foram devido à análise dos desastres ocorridos com as mesmas. Balbi (2008) afirma que os países que mais se destacam na construção de barragens também tiveram mais experiências negativas relacionadas a acidentes envolvendo essas estruturas.

Muitos problemas poderiam ter sido evitados com a elaboração de planos de monitoramento das condições das barragens e planos de ações emergenciais, pois a história mostra que os

estudos desenvolvidos sobre a segurança e os riscos, e até análises sobre melhorias, aconteceram somente após acidentes fatais.

3.6.1 Histórico de Acidentes com Barragens no mundo

- A barragem de Sadd el-Kafara, localizada no Egito com 18,6 m de altura e construída de terra e pedra é a mais antiga do mundo datando de 2850 a.C. É a primeira barragem de que se tem notícia, ela foi construída com a finalidade de abastecimento e logo após sua conclusão sofreu um galgamento por não possuir uma estrutura vertente levando todo o maciço a ruína (AGUIAR, 2014).
- No Japão, pode ser citado o evento ocorrido com a barragem de Iruhaike, construída em 1633, com rompimento em 1868. Esta barragem foi construída para armazenar água para irrigação dos campos de arroz. Era de terra com cerca de 27 a 28 m de altura e 700 m de largura. Colapsou devido a uma onda de cheia excepcional que varreu a região. Os relatos de mortes variam entre 1000 e 1200 vítimas. As causas prováveis deste rompimento não necessariamente são ligadas a uma falha em si, pois a barragem permaneceu em funcionamento por muitos anos desde sua construção e não resistiu à passagem da onda de cheia que excedeu a capacidade prevista de suas instalações (LEMPERIERE, 1993).
- A Barragem de Dale Dyke, localizada na Inglaterra, construída em 1858 foi um dos primeiros casos de rompimento da era moderna. A barragem foi construída com o propósito de abastecimento local, motivado por uma grande demanda de infraestrutura na Inglaterra na época da revolução industrial. A barragem era de terra com núcleo de argila e dotada inclusive de vertedouro e tubulações de descarga de fundo. O rompimento ocorreu na noite de 11 de Março de 1864 (Figura 16), quando o reservatório já estava quase cheio. O engenheiro responsável pela obra foi chamado imediatamente e ordenou o esvaziamento do reservatório, porém já não havia tempo suficiente para tal manobra. O rompimento causou uma enchente que resultou em mais de 250 mortes. Ao longo dos anos diversas teorias tentaram explicar as causas do rompimento, porém somente em 1978, G.M. Binnie, vice-presidente do *Institute of Civil Engineers*, após uma extensa pesquisa pode concluir que o barramento rompeu devido à percolação de água através do núcleo impermeabilizante, a qual

desestruturou o talude da represa e levou ao rompimento drástico da estrutura. Contribuiu para o ocorrido o fato das estruturas vertentes e de descarga não possuírem capacidade para esgotar o reservatório a tempo. Na época, o administrador chegou a dar a ordem para o esvaziamento através do uso de pólvora para ampliar a abertura do vertedouro, porém não foi possível dar ignição ao explosivo devido à chuva intensa e os fortes ventos (HARRISON, 1974).

Figura 16 – Acidente na barragem Dale Dyke, Inglaterra.



(fonte: <http://www.mick-armitage.staff.shef.ac.uk/sheffield/photogal/picflud1.html>).

- Um dos rompimentos mais graves ocorreu na França com a barragem de Malpasset. A mesma terminou de ser construída em 1954 e teve seu rompimento em 1959. A barragem era do tipo arco em concreto e seu reservatório era destinado para abastecimento de água e irrigação. Suas dimensões eram 61 m de altura por 223 m de comprimento com um vertedouro de 30 m de largura. Algumas trincas foram notadas na face de jusante da barragem e apenas algumas semanas depois, em 2 de Dezembro de 1959, a barragem falhou subitamente matando 421 pessoas. Nenhuma outra barragem desse tipo havia falhado antes. Após diversos estudos para tentar determinar a causa da falha, não se chegou a uma causa definitiva, mas sim a uma sequência de fatores que culminaram com o rompimento da mesma como pode se observar na Figura 17. Uma combinação de subpressões na base da barragem, o estado das rochas na ombreira esquerda e uma falha geológica logo à jusante não identificada durante as etapas de projeto aliados a uma chuva forte na região que elevou o nível do reservatório em 4,5 m levaram o barramento à ruína. Estudos posteriores indicam que

o processo foi instantâneo, gerando uma onda de cheia que se estendeu por 11 km até o Mar Mediterrâneo (BALBI, 2008).

Figura 17 – Acidente na barragem Malpasset, França.



(fonte: <http://www.engenheirmaestri.com/2011/03/numa-barragem-se-estuda-o-efeito-de-sua.html>).

- No Brasil, tem-se a barragem da Pampulha, que teve sua segunda fase de construção terminada em 1941, atingindo 16,5 metros de altura e 330 metros de comprimento. Consiste em uma estrutura de terra com reservatório de 18 hm³ e placa de concreto armado recobrindo o talude de montante como elemento de vedação. Em 16 de Maio de 1954 foi detectada uma surgência no pé do talude de jusante o qual no dia seguinte já havia atingido um diâmetro de 2 m. O problema chegou a ser detectado antes do rompimento, consistia em uma fenda de 0,6 m de largura por 2,5 m de comprimento a 6,5 m abaixo da crista na face de montante. Medidas emergenciais para vedação da fenda e esvaziamento do reservatório foram tomadas. Duas aberturas no vertedouro foram feitas a base de dinamite, porém 4 dias após a detecção da fenda o maciço se rompeu formando um canal em “S” entre a fenda à montante e o ponto de vazamento à jusante. O rompimento dessa barragem é um exemplo de falha por erosão interna provocada pela percolação da água através do maciço mostrada na Figura 18 (BALBI, 2008).

Figura 18 – Acidente na barragem Pampulha, Brasil.



(fonte: http://www.em.com.br/app/noticia/gerais/2015/12/14/interna_gerais,716912/tragedia-de-mariana-reacende-memoria-do-estouro-da-represa-da-pampulha.shtml).

- Outro caso ocorrido no Brasil foi o da barragem de Orós no Ceará. Seu rompimento ocorreu em 1960 enquanto a mesma estava sendo construída. A barragem de terra possuía um formato semicircular com 54 m de altura e 620 m de comprimento. Em 25 de Março de 1960 uma onda de cheia iniciou o galgamento da estrutura, inicialmente com uma lamina de 30 cm acima da crista. Para tentar evitar a ruptura, um canal foi escavado à direita do maciço. As medidas não foram suficientes e no dia 26 a barragem rompeu formando uma brecha de 200 m de comprimento por 35 m de altura. Forças do exército tentaram evacuar as pessoas do Vale do Jaguaribe, região localizada à jusante do barramento, e em 12 horas a enchente atingiu o vale que se localiza 75 km abaixo da barragem. Estimativas indicam que o número de mortos pode chegar a 1.000 pessoas (BALBI, 2008).
- Na China, o grande desastre com barragens é representado pelo rompimento dos barramentos de Ban Qiao e Shimantan (Figura 19), no ano de 1975. As duas represas foram construídas em 1950, para períodos de retorno de 1000 e 500 anos respectivamente, porém, no momento de seu transbordo houve um evento com tempo de recorrência, acredita-se, de 2000 anos. Desta forma, não foi possível conter a vazão afluente do rio e, embora os números sejam controversos, cerca de 230.000 pessoas morreram devido às inundações provocadas pelo galgamento das duas barragens e de 62 barragens menores ao longo do rio, que romperam devido à onda de cheia. Esse número exorbitante leva em conta também as mortes indiretas provocadas por doenças e pela fome, decorrentes do alagamento. As estruturas foram inicialmente concebidas com o propósito de acumular água para abastecimento (McCULLY, 2001).

Figura 19 – Acidente na barragem Ban Qiao, China.



(fonte: <https://www.internationalrivers.org/resources/the-forgotten-legacy-of-the-banqiao-dam-collapse-7821>).

- Recentemente, o rompimento da barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais, causou um desastre ambiental irreparável e vitimou famílias (Figura 20). A barragem estava localizada no subdistrito de Bento Rodrigues, a 35 km do centro do município de Mariana, foi construída para acomodar rejeitos provenientes da extração do minério de ferro retirado de extensas minas na região. O acidente ocorreu na tarde de 5 de Novembro de 2015, causou a morte de 18 pessoas e a destruição do subdistrito. Trata-se de uma barragem de rejeitos de mineração controlada pela Samarco Mineração S.A., um empreendimento conjunto das maiores empresas de mineração do mundo, a brasileira Vale S.A. e a anglo-australiana BHP Billiton. O rompimento da barragem de Fundão foi considerado o maior desastre ambiental da história brasileira e o maior do mundo envolvendo barragens de rejeitos (SCHREIBER, 2015).

Ambientalistas consideraram que o efeito dos rejeitos no mar continuará por no mínimo mais 100 anos, mas ainda não houve uma avaliação de todos os danos causados pelo desastre. Segundo a prefeitura do município de Mariana, a reparação dos danos causados à infraestrutura local deverá custar aproximadamente 100 milhões de reais (FREITAS, 2015).

Figura 20 – Acidente na barragem de Fundão, Brasil.



(fonte:<http://g1.globo.com/minas-gerais/noticia/2015/11/governo-de-mg-confirma-segunda-morte-apos-rompimento-de-barragens.html>).

3.7. CAUSAS DE RUPTURA

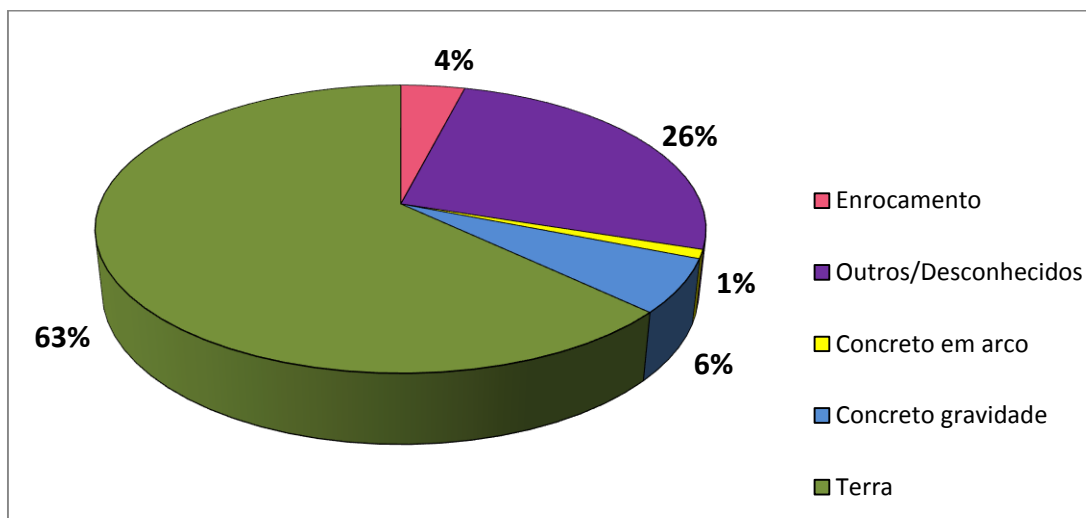
As causas predominantes de ruptura envolvendo barragens são:

- A capacidade insuficiente de vazão ou o mau funcionamento dos órgãos de descarga de cheias (incluindo a avaliação deficiente da vazão de projeto, a incorreta utilização dos critérios de dimensionamento hidráulico e o não funcionamento das comportas), representando aproximadamente 42% do número total de rupturas de barragens (RAMOS E MELO, 1994);
- As relacionadas com as fundações, com as erosões localizadas e com o deficiente comportamento estrutural, representando 23% das rupturas (RAMOS E MELO, 1994).

O tipo de barragem é um fator determinante para a causa da ruptura, sendo as barragens de concreto as mais sensíveis a problemas estruturais ou de fundação, e as barragens de terra mais vulneráveis a galgamentos e a erosão interna (COLLISCHONN, 1997).

Na Figura 21, é possível observar a porcentagem dos rompimentos de barragens registrados, conforme o tipo do barramento, ficando evidente que as barragens de terra contribuem com um número bastante expressivo.

Figura 21 - Porcentagem dos rompimentos de barragem registrados conforme seu tipo.



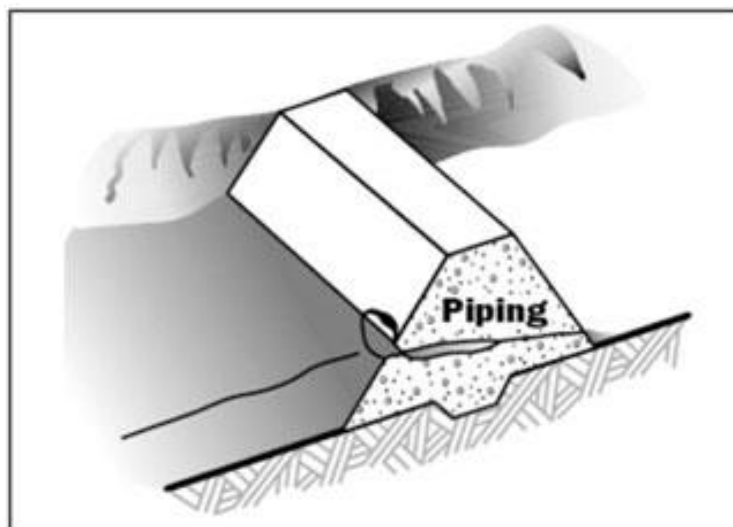
(fonte: FRANZINI E McCANN 1988 apud COLLISCHONN 1997).

Conforme Saraiva (2014), as causas que podem resultar na ruptura de uma barragem são erosão interna ou *piping*, galgamento ou *overtopping*, defeitos na fundação, sismos e terremotos, falhas de projeto, construção ou operação e ações de guerra. Essas causas estão descritas a seguir.

3.7.1 Erosão Interna (*piping*)

Este fenômeno, conhecido como “*piping*” e ilustrado na Figura 22, pode ser reconhecido por elevadas taxas de percolações, saída de água lamacenta a jusante, buracos na barragem ou proximidades (Figura 23), redemoinhos no reservatório. O “*piping*” é definido como o movimento de partículas de solo pela água de percolação levando à abertura de dutos, ou seja, a água que infiltra começa a carregar consigo o material constituinte do aterro da barragem. É frequente em barragens de terra, pois em todas as estruturas deste tipo há a passagem de água pelo interior ou por baixo do aterro, pois materiais terrosos são porosos (UNITED STATES OF AMERICA, 1960 e 2003).

Figura 22 – Erosão interna, “*piping*”.



(fonte: <http://www.fs.fed.us/eng/pubs/htmlpubs/html12732805/page03.htm>).

Figura 23 – Exemplo de erosão interna, “*piping*”.



(fonte: <http://www.fs.fed.us/eng/pubs/htmlpubs/html12732805/page03.htm>).

3.7.2 Galgamento (*overtopping*)

O galgamento ou *overtopping* (Figura 24) ocorre quando o vertedouro da barragem não consegue extravasar completamente grandes volumes de água afluentes do reservatório. Sendo assim, parte dessa vazão, que não pôde ser liberada pelo vertedouro, acaba escoando por outras partes da barragem que não foram projetadas para suportar esse tipo de esforço. Dessa forma, esse tipo de falha pode acarretar deslizamentos em barragens de gravidade e destruição parcial ou total no caso de barragens de terra ou de enrocamento, que são mais

suscetíveis a esse tipo de falha devido à presença de material constituinte solto (MASCARENHAS, 1990).

O galgamento é resultante da ação erosiva da água no aterro da barragem. A erosão pode ocorrer devido ao fluxo de água por cima do barramento, pela lateral ou nas regiões adjacentes (UNITED STATES OF AMERICA, 2003).

De acordo com Collischonn (1997) o galgamento pode ser causado por:

- a) má operação do reservatório durante a cheia;
- b) ocasião de uma cheia extraordinária, para a qual o vertedouro seja incapaz de verter essa cheia afluyente;
- c) formação de uma onda dentro do reservatório, de origem sísmica ou provocada pelo deslizamento de uma grande quantidade de terra de encostas.

Figura 24 – Galgamento, “*overtopping*”.



(fonte: <http://www.cimne.com/vnews/4555/edams>).

3.7.3 Defeitos na Fundação

Conforme Mascarenhas (1990), as características da deformação dos materiais que constituem as fundações da barragem são de difícil previsão e a avaliação dos efeitos climáticos e de construção não muito criteriosa torna-se incerta com respeito ao deslizamento das fundações. Em geral, fundações com resistência não satisfatória a tensões ou que apresentem ligações compostas de materiais como argila, são mais vulneráveis ao deslizamento. A utilização de materiais impermeáveis em juntas de ligação pode também contribuir no deslizamento,

quando a infiltração por meio desses materiais não é monitorada para controle. Um exemplo deste tipo de falha é apresentada na Figura 25.

Figura 25 – Defeitos na fundação.



(fonte: <http://damfailures.org/lessons-learned/stability-of-the-dam-foundation-and-other-geologic-features-must-be-considered-during-dam-design/>).

3.7.4 Sismos e Terremotos

As barragens devem ser projetadas, construídas e operadas com a capacidade de resistir, sem perda da capacidade do reservatório de serviço, a movimentações de suas fundações em decorrência do Sismo Máximo de Projeto (SMP), escolhido de acordo com as consequências de ruptura das barragens, ou em casos excepcionais com base em carregamentos sísmicos artificiais oriundos de ação humana ou induzidos pelo reservatório. O SMP é determinado em função do local de acordo com as condições tectônicas do mesmo e a sua distância ao epicentro do sismo, levando em consideração características sísmicas específicas, tais como velocidade, aceleração, espectros de resposta, etc. (BRASIL, 2002).

Na Figura 26 é mostrado como o terremoto *Chi-Chi* no Taiwan, destruiu a barragem Shih Kang em Setembro de 1999.

Figura 26 –Ruptura de barragem por causa de terremoto.



(fonte:<http://www.edie.net/library/Uncertainty-inevitable-in-dam-design/2870>).

3.7.5 Falhas de Projeto, Construção ou Operação

Conforme Marcarenhas (1990), as barragens estão sujeitas a falhas por causas humanas, ainda que sejam aplicados em seu projeto ou durante a sua construção critérios especialmente rigorosos e cuidadosos devido à complexidade do funcionamento desse tipo de estrutura. Dentre as falhas dessa natureza que podem ocorrer, ressaltam-se projetos ineficientes de vertedouros e análise dos materiais constituintes da obra com nível aquém do necessário.

3.7.6 Ações de Guerra

Em um evento de guerra, as barragens por seu grande potencial destrutivo em caso de ruptura, podendo acarretar danos até da mesma ordem que um bombardeio bélico, tornam-se pontos estratégicos para ataque, além de ter grande importância econômica e energética para o país. Vale ressaltar que ainda que seja necessário levar em consideração a ocorrência desse tipo de acidente de acordo com a região em que a barragem está localizada e as questões políticas envolvidas, não há muito que possa ser feito para impedir ou contornar situações dessa natureza (MASCARENHAS, 1990).

Na Figura 27 é mostrada a barragem Hwach'on sendo atacada durante a guerra na Coreia em 1950, por torpedos lançados por aviões de combate.

Figura 27 –Ataque aéreo à barragem Hwach'on,Coreia.



(fonte: <http://www.koreanwaronline.com/history/EbbAndFlow/Frames/441.htm>).

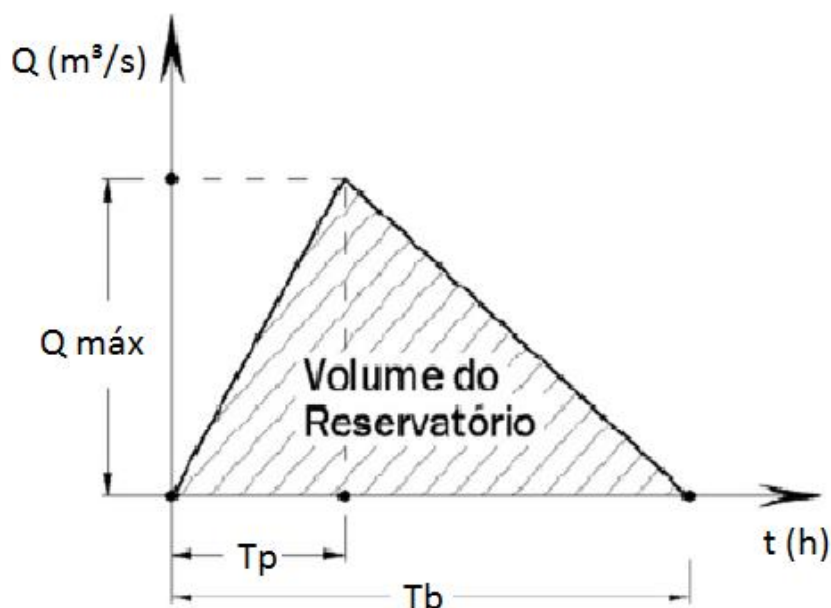
3.8 HIDROGRAMAS

Neste capítulo mostra-se a relação entre a entrada de dados e o hidrograma de ruptura correspondente, levando em conta a variação dos hidrogramas de acordo com diversos parâmetros, tais como: tipo de barragem, causa de ruptura, cenário de ruptura utilizado, mecanismo e tempo de formação da brecha, etc. Também levam-se em conta as características geométricas da barragem e do reservatório.

Segundo Brasil (2005), o hidrograma inicial de ruptura é obtido pela defluência do reservatório no caso de colapso parcial ou total de uma estrutura de uma barragem e pode ser calculado separadamente ou dentro da rotina da propagação da onda de cheia. O hidrograma inicial de ruptura pode ser obtido segundo diferentes métodos presentes na literatura.

Um dos métodos é o do Hidrograma Triangular Simplificado proposto por Mascarenhas (1990), apresentado na Figura 28 e calculado conforme as equações a seguir. Tendo em vista que o objetivo é determinar o hidrograma referente à vazão defluente de ruptura de uma barragem, o tempo de pico (T_p) desse hidrograma foi estimado como equivalente ao tempo de formação da brecha (t_r) responsável pelo evento de ruptura.

Figura 28 - Método de determinação de hidrograma de ruptura segundo Mascarenhas (1990).



(fonte:BRASIL, 2005).

$$Q_p = 2 \frac{V_r}{T_b} ; \text{ para } T_p = 0 \quad (\text{Equação 1})$$

Para $0 \leq t \leq T_p$

$$Q_p(t) = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right) \quad (\text{Equação 2})$$

Para $t \geq T_p$

$$Q_p(t) = Q_p - Q_p \left(\frac{t - T_p}{T_b - T_p} \right) \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

Q_p – vazão máxima defluente da barragem na ruptura [m^3/s];

T_p – tempo de pico [s];

T_b – tempo de base [s].

V – volume do reservatório da barragem no momento da ruptura [m^3];

3.8.1 Determinação da Vazão de Pico

Para a simulação de um evento de ruptura é necessário determinar a vazão de pico e elaborar o hidrograma da vazão defluente no momento da ruptura. As características principais a serem determinadas referem-se à forma da brecha e ao tempo de formação da mesma (BRASIL, 2005).

Existem formulações matemáticas deduzidas de modo empírico que tornam possível estimar a vazão de pico defluente devido à ruptura em função das características da barragem, como por exemplo, altura, comprimento da crista e volume do reservatório. As fórmulas foram obtidas baseadas em casos já ocorridos de ruptura de barragem com naturezas diversas, sendo a única formulação matemática para o cálculo da vazão máxima estudada que não foi obtida através da análise de casos históricos, a de Saint-Venant (-) apud Verol et al (2013), a qual supõe a remoção total e instantânea do barramento, situação de pequena probabilidade de ocorrência, mas que ainda assim deve ser estudada, já que resulta nas condições mais críticas de inundação a jusante provocada por ruptura de barragem (SARAIVA, 2014).

As equações de vazão máxima dependentes da brecha formada pela ruptura da barragem, analisadas neste trabalho estão apresentadas no Quadro 2.

No Quadro 3 são apresentadas as equações empíricas independentes da brecha formada mas dependentes da altura da barragem (H_d), do volume do reservatório (V_r) e de um fator chamado de *dam factor*, que consiste no produto da altura da barragem e o volume do reservatório ($H_d.V_r$), utilizadas para a determinação da vazão de pico presentes na literatura e também analisadas neste trabalho.

Quadro 2 – Equações matemáticas para a determinação da vazão de pico dependentes da brecha.

Autor	Vazão de Pico	Eq.
Schoklist (1917) apud. ICOLD (1998)	$Q_{m\acute{a}x} = \frac{8}{27} \left(\frac{B_d}{B_b}\right)^{1/2} B_b \sqrt{g} Y_{m\acute{e}dio}^{3/2}$	4
Singh (1996)	$Q_{m\acute{a}x} = 1,7 B_b H_b^{3/2}$	5
Corps of Engineers	$Q_{m\acute{a}x} = 0,29 \sqrt{g} B_b H_b^{3/2} \left(\frac{B_d}{B_b} \cdot \frac{H_d}{H_b}\right)^{0,28}$	6
Wetmmore e Fread (1984)	$Q_{m\acute{a}x} = 1,7 B_b \left[\frac{1,94 \frac{A_s}{B_b}}{T_p + \left(\frac{1,94 A_s}{B_b \sqrt{H_d}}\right)} \right]^3$	7

(fonte: elaborada pela autora.)

Onde:

 $Q_{m\acute{a}x}$ – descarga máxima defluente da barragem na ruptura [m^3/s]; H_d – altura da barragem [m]; B_d – largura da barragem em vista frontal [m]; $Y_{m\acute{e}d}$ – profundidade média do reservatório no momento da ruptura [m] alculada conforme a equação 8 a seguir; A_s - área do reservatório para o nível de água máximo [m^2] calculada conforme a equação 9 a seguir; B_b – largura da brecha em vista frontal [m]; H_b – altura da brecha [m]; g – aceleração da gravidade [m/s^2].

$$Y_{m\acute{e}d} = \frac{H_d}{2} \quad \text{(Equação 8)}$$

$$A_s = \frac{1.5 V r}{H_d} \quad \text{(Equação 9)}$$

Quadro 3 – Equações matemáticas para a determinação da vazão de pico independentes da brecha.

Autor	Vazão de Pico	Eq.
Kirkpatrick (1977)	$Q_{\text{máx}} = 1,268 (H_w + 0,3)^{2,5}$	10
Lou (1981 apud Mascarenhas, 1990)	$Q_{\text{máx}} = 7,683 H_d^{1,909}$	11
SCS (1981)	$Q_{\text{máx}} = 0,000421 B_r^{1,35}$	12
Bureau of Reclamation (1982)	$Q_{\text{máx}} = 19,1 H_w^{1,85}$	13
Singh e Snorrason (1984)	$Q_{\text{máx}} = 13,4 H_d^{1,89}$	14
Saint Venant (-) apud Verol et al, 2013)	$Q_{\text{máx}} = \frac{8}{27} B d \sqrt{g} Y_{\text{méd}}^{3/2}$	15
Storage equations Singh and Snorrason (1984)	$Q_{\text{máx}} = 1,776 (S)^{0,47}$	16
Evans (1986)	$Q_{\text{máx}} = 0,72 (V_w)^{0,53}$	17
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	$Q_{\text{máx}} = 1,154 (V_w H_w)^{0,412}$	18
Hagen (1982)	$Q_{\text{máx}} = 1,205 (V_r H_d)^{0,48}$	19
Costa (1985)	$Q_{\text{máx}} = 0,763 (V_w H_w)^{0,42}$	20
Froehlich (1995)	$Q_{\text{máx}} = 0,607 (V_w^{0,295} H_w^{1,24})$	21
Pierce (2010)	$Q_{\text{máx}} = 0,016 (V_w H_w)^{0,606}$	22

(Fonte: elaborada pela autora.)

Onde:

$Q_{\text{máx}}$ – descarga máxima defluente da barragem na ruptura [m^3/s];

H_w – altura da lâmina de água no momento de ruptura, acima do fundo da brecha [m];

H_d – altura da barragem [m];

V_w – volume de água imediatamente antes da ruptura da barragem [m^3];

V_r – volume do reservatório [m^3];

S – volume do reservatório no nível normal [m^3];

B_d – largura da barragem em vista frontal [m];

$Y_{\text{méd}}$ – profundidade média do reservatório no momento da ruptura [m] calculado conforme a equação 8;

g – aceleração da gravidade [m/s^2];

S – volume do reservatório no nível normal [m^3];

B_r – coeficiente denominado como *breach factor* [m^2] calculado conforme a equação 23 a seguir;

A – área transversal da barragem onde está localizada a brecha [m^2], calculada conforme a equação 24;

W – largura média da barragem medida desde a base da brecha final até a crista da barragem [m].

$$B_r = \frac{V_w H_w}{A} \quad (\text{Equação 23})$$

$$A = W \cdot H_w \quad (\text{Equação 24})$$

Para fins de cálculo, a altura da água no momento da ruptura, acima do fundo da brecha, foi considerada como equivalente à altura da barragem.

3.8.2 Mecanismo e tempo de formação da brecha

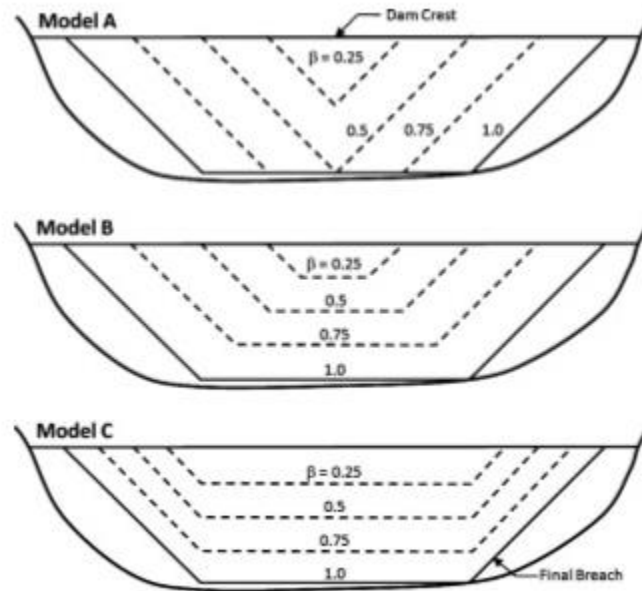
Conforme Collischonn e Tucci (1997), uma brecha é a abertura na barragem, causada por uma falha, através da qual a água do reservatório pode passar, alargando e aprofundando a brecha inicial.

No caso de barragens de concreto em arco, a brecha se forma de maneira rápida e instantânea, ao contrário de barragens de terra e de concreto por gravidade. Assim, o tipo de barragem interfere significativamente no processo de formação de brecha, ainda que para nenhum dos casos, os verdadeiros mecanismos de ruptura de barragem sejam completamente esclarecidos (FREAD e LEWIS, 1998).

A Figura 29 apresenta três exemplos do processo de geração de brecha em uma barragem, dependente da sua inclinação (parâmetro z), e seu tamanho final varia em função da largura do fundo. Nos Quadros 4 e 6, são apresentados, respectivamente, critérios para a determinação da largura da brecha e do seu tempo de formação, segundo diferentes autores. Vale salientar que para fins de cálculo, a altura da água acima do fundo da brecha no momento de ruptura (H_w) foi considerada como equivalente a altura da barragem (H_d) visando

ficar a favor da segurança, tendo em vista que este caso representa a situação mais crítica (SARAIVA, 2014).

Figura 29 – Exemplo de formação de brecha em uma barragem.



(fonte: Froehlich, 1995).

Quadro 4 – Critérios para determinação da largura da brecha conforme a literatura.

Autor	Largura média da brecha	Eq.
Bureau of Reclamation (1988)	$Bb = 3 H_w$	25
Von Thun e Gillette (1990)	$Bb = 2,5 H_w + C_b$	26
Wahl (1998)	$Bb = 4 H_d$	27
Froehlich (1995)	$Bb = 15K_o (V_w)^{0,32} (H_d)^{0,19}$	28

(fontes: WAHL 2004; GRIMALDI, 2010 apud SARAIVA, 2014).

Onde:

B_b – largura da brecha em vista frontal [m];

H_d – altura da barragem [m];

H_w – altura da lâmina de água no momento de ruptura, acima do fundo da brecha [m];

C_b – fator compensatório da equação de Von Thun e Gillette (1990) para o cálculo da largura da brecha, descrito no Quadro 5.

K_o – fator multiplicador igual a 1,4 para rupturas por galgamento (*overtopping*) ou igual a 1 para outros casos;

V_r – volume do reservatório [m³];

V_w – volume de água imediatamente antes da ruptura da barragem [m³].

Quadro 5 – Determinação do Cb em função do volume do reservatório da barragem.

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

(fonte: VON THUN e GILLETTE, 1990).

Quadro 6 – Determinação do tempo de formação da brecha de acordo com a literatura.

Autor	Tempo de formação da brecha	Equação
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	$tf = 0,017 Ver^{0.364}$	29
Bureau of Reclamation (1988)	$tf = 0,011 Bb$	30
Von Thun e Gillette (1990)	$tf = 0,015 Hw$	31
Froehlich (1995)	$tf = 0,00254(V_w)^{0,53}(h_b)^{-0,9}$	32

(fonte: WAHL, 2004 apud SARAIVA, 2014).

Onde:

t_f – tempo de formação da brecha [h];

B_b – largura da brecha em vista frontal [m];

V_{er} – volume de material erodido [m³] calculado como na equação 33 apresentada a seguir;

$$V_{er} = 0,0261(V_w \cdot H_w)^{0,769} \quad (\text{Equação 33})$$

V_w – volume de água imediatamente antes da ruptura da barragem [m³];

H_w – altura da água no momento de ruptura, acima do fundo da brecha [m];

h_b – altura final da brecha [m].

3.9 MÉTODOS SIMPLIFICADOS

As consequências do rompimento de qualquer barragem devem ser analisadas com o objetivo de determinar regras operacionais de reservatórios, planos de evacuação da população e critérios para a ocupação das áreas que podem ser atingidas. Para barragens em fase de projeto, deve-se considerar a possibilidade de rompimento e seus prejuízos. Para barragens já existentes é necessário planejar medidas para mitigar os efeitos de um eventual rompimento (COLLISCHON E TUCCI, 1997).

As informações necessárias para uma avaliação das consequências do rompimento de uma barragem são: áreas inundadas, cotas e velocidades máximas em cada ponto, tempo de

chegada da onda e hidrograma de cheia. A definição das áreas inundadas, das cotas e velocidades máximas são fundamentais para estimativa de prejuízos materiais. O tempo de chegada da onda é necessário para a formulação de planos de evacuação da população e o hidrograma de cheia é importante quando se avalia o efeito da cheia sobre os reservatórios de jusante (COLLISCHON E TUCCI, 1997).

A Lei nº 12.334, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), obriga a modelação das cheias induzidas e o mapeamento das zonas de risco a jusante, para barragens com classificação de DPA Alto. Assim, os métodos simplificados produzem informações necessárias para definir as áreas de risco pela inundação proveniente da ruptura de uma barragem e, além disso, diminuem substancialmente a quantidade de tempo, quantidade de dados de entrada, tecnologia disponível e a capacidade técnica necessária para utilizar modelos mais sofisticados de ondas de cheias como o modelo DAMBRK (WETMORE E FREAD, 1983).

A modelagem matemática da propagação de uma onda de cheia proveniente da ruptura de uma barragem deve utilizar as equações completas de Saint-Venant, isso significa empregar a equação da continuidade e da quantidade de movimento com todos os seus termos (gravidade, atrito, pressão e inércia) (FREAD apud COLLISCHONN, 1997).

Para uma abordagem unidimensional, as equações de Saint-Venant podem ser descritas pelas seguintes relações matemáticas:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \text{ [Conservação da massa]} \quad \text{(Equação 34)}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_o - S_f) \text{ [Conservação da quantidade de movimento]} \quad \text{(Equação 35)}$$

Onde:

t - variável independente relativa ao tempo [s];

x - variável independente relativa à direção do escoamento [m];

u - velocidade média do escoamento [m/s];

g - aceleração da gravidade [m/s²];

h - espessura da lâmina líquida [m];

S_o - declividade média da calha fluvial ou do fundo do canal [m/m];

S_f - declividade da linha de energia [m/m].

Brasil (2005), afirma que para fins de modelagem da onda de ruptura, é muito importante obter uma descrição da área de interesse com o maior detalhamento possível tendo em vista que essa afeta consideravelmente os volumes escoados. Sendo assim, é recomendável representar a conformação do vale à jusante de maneira equilibrada, a fim de descrever locais com zonas de armazenamento e áreas nas quais há alteração na declividade ou forma da seção transversal.

Entretanto, na bibliografia, os modelos de simulação de cheias decorrentes de rompimentos de barragens baseados em equações simplificadas foram desenvolvidos pela dificuldade encontrada para resolver as equações completas. Um modelo de propagação de onda de cheia é considerado simplificado se não considera todos os termos da equação de conservação de momento (COLLISCHONN, 1997).

3.9.1 Propagação da Onda de Ruptura por Muskingum-Cunge

O cálculo exato para a propagação de ondas de ruptura aplicado à ruptura de uma barragem, considerando o vale a jusante desta como sendo um canal, seria mediante o uso das equações gerais de Saint-Venant, mas devido às dificuldades de levantamentos de dados em situações reais utiliza-se o método de Muskingum-Cunge (PORTO, 2003).

À medida que a onda de cheia percorre o vale a jusante, após o evento de ruptura, fenômenos como resistência de fluxo e armazenamento, fazem com que o hidrograma de ruptura sofra amenizações, atrasos e mudanças em sua forma. Ou seja, quanto mais a onda de cheia se afasta da barragem, gradativamente a vazão máxima diminui e o tempo de base aumenta, de tal forma que hidrogramas referentes a seções mais a jusante são atenuados em comparação a hidrogramas de seções a montante (COLLISCHONN, 1997).

Conforme Monte-mor (2004), a representação matemática do escoamento resultante da ruptura de uma barragem é uma tarefa complexa e difícil de realizar, tendo em vista as grandes variações das grandezas hidráulicas no tempo e no espaço a que esse escoamento, tipicamente tridimensional, se sujeita. Para que seja possível simular o movimento da onda de cheia ao longo do vale a jusante da barragem, é utilizado um modelo hidrodinâmico de propagação de um hidrograma de ruptura, como explica Morris (2000). Para isso algumas informações são imprescindíveis em qualquer ponto na área de inundação:

- a) o tempo de chegada da onda de ruptura;
- b) o tempo de chegada do nível de água máximo atingido;
- c) as profundidades e velocidades da onda de ruptura, para diferentes seções de interesse do vale a jusante;
- d) a duração da inundação.

De acordo com Tucci (1993), um método muito utilizado para propagação de escoamentos em rios e canais é o método do tipo armazenamento concentrado no espaço, denominado Método de Muskingum, o qual é baseado na equação de continuidade de movimento e pondera a influência da vazão de entrada e da vazão de saída. Em 1969, A. J. Cunge desenvolveu o Método de Muskingum-Cunge, após constatar que o método antigo não levava em consideração o amortecimento dinâmico do escoamento. Outro grande inconveniente, segundo Tomaz (2008), de se usar o Método de Muskingum é que se precisa dos valores de entrada e de saída, o que na maioria das vezes só possuímos os valores de entrada.

O Método de Muskingum-Cunge é bastante semelhante ao do Muskingum, porém possui a vantagem de utilizar somente dados que são facilmente obtidos, não sendo necessária a utilização de dados hidrológicos para a sua calibração. Esse método é fundamentado nas equações de difusão da onda de enchente provenientes das equações da continuidade e do movimento, portanto, pode ser aplicado com bons resultados na maioria dos rios e canais (TUCCI, 1993).

Segundo McCuen (1996), o Método de Muskingum-Cunge é um método híbrido de propagação, pois parece com os métodos hidrológicos, mas contém informações físicas típicas de um método de *routing* hidráulico. Segue aproximadamente a mesma equação de Muskingum:

$$Q_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 Q_1 \quad (\text{Equação 36})$$

Sendo:

Q_2 – vazão de saída para seção a jusante [m^3/s];

I_2 – vazão de entrada para seção a jusante [m^3/s];

Q_1 – vazão de saída para a seção de montante [m^3/s];

I_1 – vazão de entrada para seção a montante [m^3/s];

Através das equações 37 a 39, é possível determinar os coeficientes C_0 , C_1 e C_2 . A soma destes coeficientes deve ser igual a um. Vale salientar, ainda, que esses coeficientes podem assumir valores negativos.

$$C_0 = \frac{C + D - 1}{1 + C + D} \quad (\text{Equação 37})$$

$$C_1 = \frac{1 + C - D}{1 + C + D} \quad (\text{Equação 38})$$

$$C_2 = \frac{1 - C + D}{1 + C + D} \quad (\text{Equação 39})$$

Para a aplicação do método de Muskingum-Cunge, é necessário primeiro calcular a celeridade da onda (Equação 40). Feito isso, é possível calcular o coeficiente de Courant, também conhecido como razão de celeridade, conforme a equação a 41 apresentada a seguir. Conforme McCuen (1996), esse valor deve ser próximo de um, mas inferior a um para que não ocorra dispersão.

$$c = \frac{5q}{3y} \quad (\text{Equação 40})$$

Onde:

- c – celeridade da onda [m/s];
- q – descarga unitária [$q^3/s/m$];
- y – lâmina d' água [m].

$$C = \frac{c \Delta t}{L} \quad (\text{Equação 41})$$

Onde:

- C – coeficiente de Courant;
- c – celeridade da onda [m/s];
- Δt – intervalo de tempo considerado [h];
- L – distância entre duas seções consecutivas [m].

Com a equação 42 apresentada a seguir, é possível determinar a razão da difusão. A soma da razão de difusão e do coeficiente de Courant deve ser maior ou igual a um.

$$D = \frac{Q_0}{B S_0 c L} \quad (\text{Equação 42})$$

Sendo:

D – razão de difusão;

Q_0 – vazão média [m^3/s];

B – largura média do trecho [m];

c – celeridade da onda [m/s];

S_0 – declividade média entre 2 seções consecutivas [m/m];

L – distância entre duas seções consecutivas [m].

Os valores de C e D foram introduzidos através das equações 43 e 44:

$$K = \frac{L}{c} \quad (\text{Equação 43})$$

$$X = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{Q}{S_0 \cdot B \cdot c \cdot L} \right] \quad (\text{Equação 44})$$

De acordo com Tucci (1993), o fator de ponderação das vazões (X) deve estar no intervalo $0 \leq X \leq 0.5$. Recomenda-se que se adote um Δt não maior do que um quinto do tempo de pico:

$$\Delta t \leq \frac{t_p}{5} \quad (\text{Equação 45})$$

Quando diversos subtrechos são simulados, a vazão de saída do primeiro subtrecho é igual a vazão de entrada do segundo subtrecho e assim sucessivamente (TUCCI, 1993).

A escolha dos coeficientes de atrito para planícies de inundação, necessários para a modelagem e simulação de ruptura torna-se mais complicada e incerta quando na região estudada há tanto áreas urbanas quanto rurais, uma vez que as rugosidades que devem ser adotadas quando há presença de densa vegetação ou elevado número de construções, que atuam como obstáculos para o escoamento da água, são bastante distintos (CUNGE et al., 1980).

Segundo Brasil (2005), a existência de grandes quantidades de vegetação nas planícies de inundação deve ser levada em consideração, tendo em vista que a rugosidade da mesma influencia significativamente o escoamento. No Quadro 7 mostram-se os valores da rugosidade conforme Manning.

Quadro 7– Rugosidade conforme Manning para a planície de inundação.

Tipo de planície de inundação		Coeficiente de Manning (n)		
		Mínimo	Médio	Máximo
Pastagem	Gramma baixa	0,025	0,030	0,035
	Gramma alta	0,030	0,035	0,050
Áreas Cultivas	Nenhum cultivo	0,020	0,030	0,040
	Colheita desenvolvida	0,030	0,040	0,050
Mato	Esparso, com muitas plantas rasteiras	0,035	0,050	0,070
	Ralo	0,040	0,060	0,080
	Mediano a denso	0,070	0,100	0,160
Árvores	Grande porte (salgueiro, mangueira etc)	0,110	0,150	0,200
	Terreno limpo, com tocos e com algumas plantas rasteiras	0,030	0,040	0,050
	Terreno limpo, com tocos e com muitas plantas rasteiras	0,050	0,060	0,080
	Fileira densa, com nível de inundação abaixo dos galhos	0,080	0,100	0,120
	Fileira densa, com nível de inundação acima dos galhos	0,100	0,120	0,160

(fonte: CHOW 1959).

4 METODOLOGIA

Para atingir o objetivo principal deste trabalho, que é estimar parâmetros da onda de cheia gerada pela ruptura hipotética de barragens de pequeno porte através da aplicação do método simplificado de propagação de onda proposto por Muskingum-Cunge, desenvolveu-se a seguinte metodologia:

- Levantamento de dados de rupturas históricas de barragens visando determinar características gerais como altura da barragem, altura da lâmina de água no momento da ruptura, volume do reservatório, volume do material erodido, comprimento e largura da crista, inclinação dos taludes de montante e jusante, modo da falha, etc. Assim, foram estudadas 15 barragens de 4,3 a 21,9 metros de altura, com volume do reservatório variando de pequeno a grande, considerando a classificação da Resolução CNRH nº 143/12, Art. 7;
- Análise da formação das brechas geradas pela ruptura das barragens através das equações empíricas propostas pelo Bureau of Reclamation (1988), Von Thun e Gillette (1990), Wahl (1998) e Froehlich (1995), conforme descrito no item 3.8.2 (Mecanismo e tempo de formação da brecha);
- Análise de equações empíricas para determinação do tempo de pico necessário para atingir a vazão máxima de ruptura calculado por McDonald e Langridge-Monopolis (1984), Bureau of Reclamation (1988), Von Thun e Gillette (1990) e Froehlich (1995) como descrito no item 3.8.2 (Mecanismo e tempo de formação da brecha);
- Analogamente, foi realizada a mesma análise de equações empíricas para a determinação da vazão máxima de ruptura, essas equações encontradas na literatura foram classificadas em dependentes e independentes da brecha formada pela ruptura da barragem. Foram analisadas 4 equações empíricas dependentes da brecha e, para as equações independentes da brecha, foram selecionadas 5 equações que levam em conta apenas a altura da barragem, 2 equações que utilizam apenas o volume do reservatório e 6 equações que dependem do produto entre a altura da barragem e o

volume do reservatório, analisando um total de 17 equações empíricas conforme visto no item 3.8.1 (Determinação da vazão de pico);

- Seleção dos métodos empíricos mais críticos após realizada a análise dos resultados e considerações sobre cada método correspondente à largura da brecha, tempo de formação da brecha e vazão máxima.
- Determinação dos cenários considerados como mais críticos gerados pelas equações empíricas analisadas anteriormente, sendo o primeiro cenário aquele que fornece a maior vazão de ruptura e o segundo cenário aquele correspondente ao maior tempo de esvaziamento. Seguidamente, foi possível a elaboração dos hidrogramas de ruptura utilizando o método do Hidrograma Triangular Simplificado proposto por Mascarenhas (1990), conforme metodologia descrita no item 3.8 (Hidrogramas);
- Seleção das alturas das três barragens hipotéticas de terra de pequeno porte para a simulação da propagação do hidrograma de ruptura pelo vale a jusante da estrutura;
- Determinação da curva Cota Volume, com base no levantamento de rupturas de barragens de terra de pequeno porte realizado no início deste trabalho, para determinação dos volumes das barragens hipotéticas;
- Aplicação do cenário mais crítico de vazão máxima de ruptura, obtidos nas análises anteriores das equações empíricas, às três barragens hipotéticas para determinação dos hidrogramas de entrada no método de propagação escolhido;
- Emprego do método de propagação proposto por Muskingum-Cunge para as três barragens hipotéticas, utilizando áreas distintas do vale a jusante, sendo elas de 2, 4 e 8 vezes iguais a área da brecha.
- Avaliação do amortecimento dos hidrogramas, correspondentes as três barragens hipotéticas, propagados a jusante, em seções específicas, através de curvas adimensionais de $Q/Q_{\text{máx}}$ em função de X/H_d e de $V/V_{\text{máx}}$ em função de X/H_d , sendo:

$Q/Q_{\text{máx}}$: termo adimensional representando a vazão na seção (Q), dividida pela vazão máxima de ruptura ($Q_{\text{máx}}$);

X/H_d : termo adimensional representando a distância na seção analisada até a barragem (X), dividida pela altura da barragem (H_d);

$V/V_{m\acute{a}x}$: termo adimensional representando a velocidade na seção (V), dividida pela velocidade máxima de ruptura ($V_{m\acute{a}x}$).

A seguir, os tópicos da metodologia, indicados anteriormente, serão abordados de forma a apresentar, analisar e discutir os resultados obtidos.

5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DE BARRAGENS ENCONTRADAS NA LITERATURA

Para fins de determinação dos hidrogramas de ruptura a serem analisados, foram estudados 15 casos históricos de falhas de barragens, constituídas de terra, com causas de ruptura distintas e alturas variando em torno de 4 a 22 metros. No Quadro 8, a seguir, está apresentado um breve resumo dos dados de cada evento de ruptura.

Quadro 8 - Características gerais das barragens.

Barragem	Localização	Idade da barragem	Ano da Ruptura	Tipo de barragem	Modo da Ruptura
Johnston City	Illionis, USA	60	1981	Terra Homogênea	Erosão Interna
South Fork	Pennsylvania USA	36	1889	Terra homogênea	Galgamento
Frech Landing	Michigan, USA	0	1925	Terra Homogênea	Erosão Interna
Bullock Draw Dike	Utah, USA	0	1971	Terra Homogênea	Erosão Interna
Hatchtown	Utah, USA	6	1914	Terra	Erosão Interna
Lower Latham	Colorado, USA	-	1973	Terra Homogênea	Erosão Interna
Ireland #5	USA	-	1984	Terra Homogênea	Erosão Interna
Lawn Lake	Colorado, USA	79	-	Terra Homogênea	Erosão Interna
Butler	Ariona, USA	-	1982	Terra Homogênea	Galgamento
Fred Burr	USA	1	1948	Terra Homogênea	Erosão Interna
Lake Avalon	-	10	-	Terra	-
Timber Lake	Lynchburg, USA	69	1995	Terra Homogênea	Galgamento
Lower Two Medicine	Montana, USA	51	1964	Terra Homogênea	Erosão Interna
Canyon Lake	South Dakota USA	39	1972	Terra	Galgamento
FrenchmanCreek	-	66	1952	Terra Homogênea	Erosão Interna

(fonte: adaptado pela autora).

No Quadro 9 constam os dados das rupturas históricas, levando em conta que quando não encontrada na literatura, a largura da crista foi estimada de acordo com o Quadro 10.

Quadro 9 - Dados das rupturas históricas.

Barragem	Largura da Crista (m)	H _d (m)	H _w (m)	V _r (m ³)	V _w (m ³)	Comprimento da barragem (m)
Johnston City	1,829	4,3	3,05	574.803	574.803	-
South Fork	3,05	21,9	24,6	14.185.020	18.900.000	283,5
Frech Landing	2,4	12	8,53	3.870.000	3.870.000	-
Bullock Draw Dike	4,267	5,8	3,05	1.132.336	740.089	-
Hatchtown	6	19	16,8	14.800.000	14.800.000	237,7
Lower Latham	4,6	8,2	5,79	7.080.000	7.080.000	-
Ireland #5	2,4	5,2	3,81	24.670	160.000	-
Lawn Lake	2,4	7,9	6,71	900.000	798.000	115,5
Butler	3	7,16	7,16	2.380.000	2.380.000	-
Fred Burr	3	16	10,2	630.000	750.000	99
Lake Avalon	6	14,5	13,6	7.750.000	31.500.000	420
Timber Lake	6	10,1	7,33	1.787.313	1.800.000	-
Lower Two Medicine	3,7	11	11,3	37.004.400	29.600.000	-
Canyon Lake	6	6	11,3	236.829	863.436	152,4
FrenchmanCreek	6	12,5	10,8	20.969.191	16.035.264	-

(fonte: elaborado pela autora).

Onde:

H_d - altura da barragem [m];

V_r - volume do reservatório [m³];

V_w - volume efluente através da brecha [m³]

H_w - altura da água no momento de ruptura, acima do fundo da brecha [m].

Quadro 10 - Largura da crista conforme a literatura (m).

H(m)	Knappen (m)	Peece (m)	USBR (m)
5	3,7	3,5	4
10	5,2	4,5	5
15	6,4	5,3	6

(fonte: Material de aula da disciplina IPH02004 - Obras Hidráulicas).

As inclinações dos taludes de montante e jusante foram adotadas como mostrado no Quadro 11 quando não encontradas na literatura, sendo escolhidos os valores correspondentes ao solo argiloso, considerado como o pior caso. No Quadro 12 constam a lista de barragens com seus respectivos valores de inclinações de taludes de montante e jusante.

Quadro 11 - Inclinação dos taludes de barragens de terra.

Material	Taludes	H ≤ 5m	5 < H ≤ 10m
Solos argilosos	Montante	2	2,75
	Jusante	1,75	2,25
Solos arenosos	Montante	2,25	3
	Jusante	2	2,25
Areias e cascalhos	Montante	2,75	3
	Jusante	2,25	2,5
Pedras de mão (barragens mistas)	Montante	1,35	1,5
	Jusante	1,3	1,4
Barragens > 10m de altura. Mesmas inclinações desde que a estabilidade da barragens seja verificada			

(fonte: Material de aula da disciplina IPH02004 - Obras Hidráulicas)

Quadro 12 - Inclinações dos taludes.

Barragem	Inclinação M	Inclinação J
Johnston City	4,75	2,75
South Fork	1,5	1,5
Frech Landing	2	2,5
Bullock Draw Dike	2	3
Hatchtown	2	2,5
Lower Latham	2,75	2,25
Ireland #5	2,75	2,25
Lawn Lake	2,75	2,25
Butler	2,75	2,25
Fred Burr	2,75	2,25
Lake Avalon	2,75	2,25
Timber Lake	2,75	2,25
Lower Two Medicine	2,75	2,25
Canyon Lake	2,75	2,25
FrenchmanCreek	3	2

(fonte: elaborado pela autora).

5.2 DETERMINAÇÃO DA LARGURA DA BRECHA E TEMPO DE PICO CRÍTICOS

No Quadro 13, a seguir, são apresentados os valores obtidos das brechas formadas de acordo com as equações empíricas descritas no item 3.8.2 (Mecanismo e tempo de formação da brecha), aplicadas aos casos históricos de ruptura estudados. No Quadro 14 constam os valores do coeficiente C_b para cada barragem, também determinado conforme descrito no item 3.8.2 (Mecanismo e tempo de formação da brecha) deste trabalho.

Quadro 13 - Valores de largura média da brecha calculados conforme a literatura para os dados históricos de ruptura de barragens estudados (m).

Barragem	B_b (m)			
	Bureau of Reclamation (1988)	Von Thun e Gillette (1990)	Wahl(2004)	Froehlich(1995)
Johnston City	9,15	13,725	12,2	15,52939
South Fork	73,8	116,4	98,4	98,84728
Frech Landing	25,59	39,625	34,12	34,75674
Bullock Draw Dike	9,15	13,725	12,2	16,83756
Hatchtown	50,4	96,9	67,2	60,72727
Lower Latham	17,37	57,175	23,16	39,17516
Ireland #5	11,43	15,625	15,24	15,06307
Lawn Lake	20,13	22,875	26,84	20,03593
Butler	21,48	36,2	28,64	28,77593
Fred Burr	30,6	31,6	40,8	29,77645
Lake Avalon	40,8	88,9	54,4	104,0042
Timber Lake	21,99	36,625	29,32	37,00635
Lower Two Medicine	33,9	83,15	45,2	70,30553
Canyon Lake	33,9	34,35	45,2	31,76127
FrenchmanCreek	32,4	81,9	43,2	57,28833

(fonte: elaborado pela autora).

Quadro 14 – Valores de Cb para os dados históricos de ruptura de barragem estudados.

Barragem	Vr (m³)	Cb
Johnston City	574.803	6,1
South Fork	14.185.020	54,9
Frech Landing	3.870.000	18,3
Bullock Draw Dike	1.132.336	6,1
Hatchtown	14.800.000	54,9
Lower Latham	7.080.000	42,7
Ireland #5	24.670	6,1
Lawn Lake	900.000	6,1
Butler	2.380.000	18,3
Fred Burr	630.000	6,1
Lake Avalon	7.750.000	54,9
Timber Lake	1.787.313	18,3
Lower Two Medicine	37.004.400	54,9
Canyon Lake	236.829	6,1
FrenchmanCreek	20.969.191	54,9

(fonte: elaborada pela autora).

Os valores de tempo de pico são mostrados no Quadro 15, a seguir, calculados conforme as formulações matemáticas descritas no item 3.8.2 (Mecanismo e tempo de formação da brecha) deste trabalho, para cada caso histórico de ruptura de barragens estudado. Os valores destacados se referem ao pior caso, que será neste trabalho o menor tempo de pico possível.

Quadro 15 -Valores de tempo de pico calculados (h).

Barragem	Tempo de formação da brecha (h)						
	Independente da brecha			Em função da brecha			
	MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	Von Thun e Gillette (1990)	Froehlich (1995)	Bureau of Rec. (1982), com brecha por Bureau of Rec. (1988)	Bureau of Rec. (1982), com brecha por Von Thun e Gillette (1990)	Bureau of Rec. (1982), com brecha por Wahl (2004)	Bureau of Rec. (1982), com brecha por Froehlich (1995)
Johnston City	0,19	0,05	1,05	0,10	0,15	0,13	0,17
South Fork	1,20	0,37	1,02	0,81	1,28	1,08	1,09
Frech Landing	0,57	0,13	1,14	0,28	0,44	0,38	0,38
Bullock Draw Dike	0,23	0,05	1,20	0,10	0,15	0,13	0,19
Hatchtown	1,01	0,25	1,27	0,55	1,07	0,74	0,67
Lower Latham	0,61	0,09	2,23	0,19	0,63	0,25	0,43
Ireland #5	0,19	0,06	0,44	0,13	0,17	0,17	0,17
Lawn Lake	0,34	0,10	0,61	0,22	0,25	0,30	0,22
Butler	0,48	0,107	1,04	0,236	0,398	0,315	0,317
Fred Burr	0,38	0,15	0,41	0,34	0,35	0,45	0,33
Lake Avalon	1,18	0,20	2,28	0,45	0,98	0,60	1,14
Timber Lake	0,44	0,11	0,87	0,24	0,40	0,32	0,41
Lower Two Medicine	1,10	0,17	2,61	0,37	0,91	0,50	0,77
Canyon Lake	0,41	0,17	0,40	0,37	0,38	0,50	0,35
FrenchmanCreek	0,71	0,16	1,97	0,36	0,90	0,48	0,63

(fonte: elaborado pela autora).

5.3 DETERMINAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA

No Quadro 16 são apresentados os valores da área do reservatório para o nível d'água máximo e da profundidade média do reservatório no momento da ruptura, calculados de acordo com o procedimento demonstrado no item 3.8.1 (Determinação da vazão de pico). Nos Quadros 17, 18 e 19, a seguir, constam os valores das vazões máximas de ruptura independentes da brecha, mas dependentes da altura da barragem (H_d), do volume do reservatório (V_r) e do produto da altura da barragem com o volume do reservatório (*dam fator*: $H_d \cdot V_r$) respectivamente. Os valores das vazões máximas de ruptura dependentes da brecha estão apresentados no Quadro 20, também calculados conforme as formulações matemáticas descritas no item 3.8.1 (Determinação da vazão de pico) deste trabalho, para cada caso histórico de ruptura de barragens estudado. A partir destes dados, é possível obter

os hidrogramas de ruptura para cada caso, através do método proposto por Mascarenhas (1990), descrito no item 3.8 (Hidrogramas).

Quadro 16 – Valores da Área do reservatório e da Profundidade média do reservatório no momento da ruptura.

Barragem	As (m²)	Y méd (m)
Johnston City	200512,674	2,150
South Fork	971576,7123	10,950
Frech Landing	483750	6,000
Bullock Draw Dike	292845,5172	2,900
Hatchtown	1168421,053	9,500
Lower Latham	1295121,951	4,100
Ireland #5	7116,346154	2,600
Lawn Lake	170886,0759	3,950
Butler	498603,352	3,580
Fred Burr	59062,5	8,000
Lake Avalon	801724,1379	7,250
Timber Lake	265442,5248	5,050
Lower Two Medicine	5046054,545	5,500
Canyon Lake	59207,13	3,000
FrenchmanCreek	2516302,92	6,250

(fonte: elaborado pela autora).

Quadro 17 – Vazões máximas calculadas a partir de equações empíricas independentes da brecha e dependentes da altura da barragem (m³/s).

Barragem	Kirkpatrick (1977)	Lou (1981 apud Mascarenhas, 1990)	Bureau of Reclamation (1982)	Singh e Snorrason (1984)	Saint Venant (-) apud Verol et al, 2013)
Johnston City	26,045	64,574	150,310	110,263	99,651
South Fork	3922,994	3473,969	7149,297	5701,277	2310,645
Frech Landing	293,779	459,952	1007,602	770,191	768,856
Bullock Draw Dike	26,045	64,574	150,310	110,263	152,388
Hatchtown	1533,238	1677,437	3530,657	2772,933	2485,111
Lower Latham	116,055	219,525	492,027	370,312	351,140
Ireland #5	43,423	98,745	226,853	167,901	110,438
Lawn Lake	164,974	290,900	646,353	489,340	305,105
Butler	192,738	329,276	728,824	553,210	243,779
Fred Burr	452,994	647,066	1402,632	1079,839	1742,017
Lake Avalon	913,390	1120,615	2388,253	1859,916	1421,399
Timber Lake	203,906	344,361	761,160	578,297	594,737
Lower Two Medicine	581,118	786,788	1695,229	1310,458	702,298
Canyon Lake	581,118	786,788	1695,229	1310,458	173,510
FrenchmanCreek	520,507	721,667	1559,076	1203,028	992,773

(fonte: elaborado pela autora).

Analisando o Quadro 17, observa-se que entre os métodos que determinam as vazões máximas calculadas a partir de equações empíricas independentes da brecha e dependentes da altura da barragem, o mais crítico é o proposto pela equação do Bureau of Reclamation (1982).

Pelo Quadro 18 constata-se que, entre os dois métodos que determinam as vazões máximas calculadas a partir de equações empíricas independentes da brecha e dependentes do volume do reservatório, não há um método que seja superior ao outro na determinação da vazão máxima. Entretanto, ambos os métodos apresentam a mesma ordem de grandeza.

Quadro 18 – Vazões máximas calculadas a partir de equações empíricas independentes da brecha e dependentes do volume do reservatório (m^3/s).

Barragem	Singh e Snorrason (1984)	Evans (1986)
Johnston City	904,517	812,601
South Fork	4.670,679	5174,367
Frech Landing	2.216,497	2232,643
Bullock Draw Dike	1.018,606	929,080
Hatchtown	4.163,571	4545,391
Lower Latham	2.944,141	3075,035
Ireland #5	495,883	412,588
Lawn Lake	1.055,320	966,928
Butler	1.763,738	1725,513
Fred Burr	1.024,995	935,653
Lake Avalon	5.938,119	6783,239
Timber Lake	1.546,753	1488,082
Lower Two Medicine	5.767,002	6563,222
Canyon Lake	1.095,144	1008,172
FrenchmanCreek	4.323,433	4742,669

(fonte: elaborado pela autora).

No Quadro 19 é possível observar que, o método que apresenta a maior vazão máxima independente da brecha é o método proposto por Hagen (1982). Entretanto, tal metodologia é indicada somente para barragens constituídas de concreto e instaladas em vale estreito, supondo a ruptura instantânea e total do maciço em concreto (barragens em arco). Por este motivo, esta equação não será considerada nas análises realizadas neste trabalho.

Observa-se, pelo Quadro 19, que a maior vazão de pico foi determinada pela equação proposta por MacDonald e Langridge-Monopolis (1984).

Quadro 19 – Vazões máximas calculadas a partir de equações empíricas independentes da brecha e dependentes do *dam fator* (m³/s).

Barragem	SCS (1981)*	MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	Hagen ** (1982)	Costa (1985)	Froehlich (1995)	Pierce (2010)
Johnston City	130.636	431,181	1.196,796	319,837	120,998	106,971
South Fork	6213.525	4297,079	17.431,613	3332,969	4513,407	3147,424
Frech Landing	875.717	1445,086	4.897,155	1097,392	760,222	633,608
Bullock Draw Dike	130.636	478,500	1.351,162	355,656	130,364	124,676
Hatchtown	3068.529	3320,329	12.908,064	2562,503	2616,974	2153,916
Lower Latham	427.625	1579,949	5.433,613	1201,887	561,914	722,464
Ireland #5	197.160	279,026	720,790	205,231	109,333	56,396
Lawn Lake	561.752	683,031	2.045,386	511,198	354,336	210,436
Butler	633.428	1100,474	3.565,351	831,286	530,116	424,420
Fred Burr	1219.041	791,178	2.427,418	593,830	584,785	261,223
Lake Avalon	2075.655	4154,586	16.760,030	3220,337	2516,393	2995,115
Timber Lake	661.531	990,378	3.153,318	746,591	502,601	363,464
Lower Two Medicine	1473.341	3751,857	14.882,803	2902,418	1963,528	2577,989
Canyon Lake	1473.341	874,583	2.728,068	657,710	692,140	302,715
FrenchmanCreek	1355.009	2860,670	10.850,931	2201,377	1549,286	1729,990

Analisando-se o Quadro 20, observa-se que, em suma, três métodos apresentam as maiores vazões. Cerca de 53 % dos valores máximos obtidos foram resultantes do método proposto por Von Thun e Gillette (1990), ficando o método de Froehlich (1995) com 27% e o de Wahl (2004) com 20%.

Quadro 20a – Vazões máximas (m³/s) calculadas a partir de equações empíricas dependentes da brecha.

Barragem	Schoklist (1917) apud. ICOLD (1998)				Singh (1996)				Corps of Engineers			
	Largura da brecha de:				Largura da brecha de:				Largura da Brecha de:			
	USBR	Von Thun e Gillette	Wahl	Froehlich	USBR	Von Thun e Gillette	Wahl	Froehlich	USBR	Von Thun E Gillette	Wahl	Froehlich
Johnston City	51,6	63,2	59,6	67,2	138,6	208,0	184,9	235,4	107,0	143,3	131,6	156,6
South Fork	2394,0	3006,5	2764,3	2770,6	12857,9	20280,0	17143,9	17221,8	6731,5	9345,4	8280,7	8307,8
Frech Landing	517,8	644,4	598,0	603,5	1808,3	2800,2	2411,1	2456,1	1204,9	1650,7	1482,2	1502,0
Bullock Draw Dike	79,9	97,8	92,2	108,4	217,2	325,9	289,7	399,8	166,5	223,0	204,8	258,3
Hatchtown	1844,3	2557,3	2129,7	2024,5	7095,9	13642,7	9461,2	8549,9	4478,0	7169,5	5508,6	5121,2
Lower Latham	216,7	393,1	250,2	325,4	693,3	2282,3	924,5	1563,7	485,1	1144,0	596,8	871,3
Ireland #5	70,0	81,9	80,9	80,4	230,4	314,9	307,2	303,6	158,7	198,8	195,2	193,6
Lawn Lake	211,4	225,4	244,1	210,9	759,8	863,4	1013,1	756,3	498,2	546,2	612,9	496,5
Butler	181,3	235,4	209,4	209,9	699,6	1179,0	932,8	937,2	440,8	641,9	542,3	544,1
Fred Burr	1057,7	1074,8	1221,3	1043,3	3329,2	3438,0	4439,0	3239,6	2350,9	2406,0	2892,0	2305,2
Lake Avalon	1024,7	1512,6	1183,2	1636,0	3829,6	8344,5	5106,2	9762,2	2456,4	4303,6	3021,7	4818,4
Timber Lake	371,0	478,8	428,4	481,3	1199,9	1998,5	1599,9	2019,3	834,5	1204,9	1026,6	1214,0
Lower Two Medicine	533,7	835,8	616,2	768,5	2102,5	5157,0	2803,3	4360,4	1309,3	2498,1	1610,7	2213,8
Canyon Lake	168,3	169,4	194,4	162,9	846,9	858,2	1129,3	793,5	459,9	464,3	565,8	438,9
Frenchman Creek	682,7	1085,5	788,4	907,8	2434,2	6153,1	3245,6	4304,0	1603,1	3125,6	1972,0	2416,4

(fonte: elaborado pela autora).

Quadro 20b – Vazões máximas (m³/s) calculadas a partir de equações empíricas dependentes da brecha (Cont.).

Barragem	Wetmmore e Fread (1984)							
	Largura da brecha de USBR				Largura da brecha de Von Thun e Gillette			
	Tempo de pico de:				Tempo de pico de:			
	USBR	Von Thun e Gillette	Mc Donald e L. Monopolis	Froehlich	USBR	Von Thun e Gillette	Mc Donald e L. Monopolis	Froehlich
Johnston City	79,3	81,2	76,2	53,7	112,5	120,5	109,7	66,3
South Fork	3974,2	7689,4	2453,3	3036,8	1720,8	8670,2	1917,4	2508,7
Frech Landing	858,7	972,8	686,3	462,7	987,1	1421,8	849,6	489,5
Bullock Draw Dike	80,4	81,7	77,2	58,7	116,1	121,7	111,9	75,2
Hatchtown	3573,6	4648,9	2500,8	2081,5	2425,2	7286,7	2586,5	1950,5
Lower Latham	397,6	405,0	369,4	282,3	953,6	1286,9	963,5	453,3
Ireland #5	27,8	61,1	15,8	3,3	14,8	64,1	12,8	2,2
Lawn Lake	417,3	503,7	348,3	242,7	430,9	559,9	370,5	248,6
Butler	603,4	653,5	522,8	383,9	788,4	1052,0	732,6	455,4
Fred Burr	201,5	533,7	165,9	148,1	188,3	534,2	162,5	144,9
Lake Avalon	2250,1	2831,4	1242,4	600,9	1433,7	4921,9	1118,9	371,1
Timber Lake	556,4	648,7	446,1	292,5	590,1	991,2	552,6	298,4
Lower Two Medicine	2089,6	2143,1	1913,0	1603,1	4100,6	5098,2	3896,9	2631,2
Canyon Lake	172,6	529,1	147,6	152,1	167,1	528,1	146,1	150,5
Frenchman Creek	1799,6	1882,2	1661,3	1271,0	3016,6	4494,0	3327,3	1839,6

(fonte: elaborado pela autora).

Quadro 20c – Vazões máximas (m³/s) calculadas a partir de equações empíricas dependentes da brecha (Cont.).

Barragem	Wetmmore e Fread (1984)							
	Largura da brecha de Wahl				Largura da brecha de Froehlich			
	Tempo de pico de:				Tempo de pico de:			
	USBR	Von Thun e Gillette	Mc Donald e L. Monopolis	Froehlich	USBR	Von Thun e Gillette	Mc Donald e L. Monopolis	Froehlich
Johnston City	102,1	107,5	98,8	62,8	124,0	135,9	122,1	69,6
South Fork	2517,3	8407,8	2138,1	2740,8	2494,3	8416,6	2132,4	2734,9
Frech Landing	966,5	1252,2	797,1	486,6	970,7	1272,2	803,9	487,3
Bullock Draw Dike	104,7	108,5	100,6	70,4	137,7	148,6	134,1	83,1
Hatchtown	3394,3	5748,2	2625,4	2097,7	3519,5	5346,5	2595,6	2105,0
Lower Latham	516,4	537,3	475,6	335,3	783,0	895,9	731,8	420,7
Ireland #5	15,8	64,1	13,0	2,3	16,3	64,0	13,1	2,3
Lawn Lake	433,7	636,6	396,2	252,6	416,7	501,7	347,5	242,4
Butler	720,6	852,1	636,3	429,3	722,3	855,8	638,2	429,9
Fred Burr	98,9	525,2	134,7	118,5	212,9	533,0	168,6	150,7
Lake Avalon	2222,8	3535,4	1255,4	530,0	1082,9	5382,0	1038,8	319,4
Timber Lake	603,6	828,1	511,0	302,0	588,2	999,4	554,3	297,9
Lower Two Medicine	2688,5	2837,4	2441,7	1939,8	3735,1	4345,1	3454,7	2457,9
Canyon Lake	76,4	494,5	114,6	118,4	201,0	532,8	155,1	159,6
Frenchman Creek	2253,2	2478,3	2102,1	1486,9	2687,6	3233,5	2607,1	1676,0

(fonte: elaborado pela autora).

Conforme é possível observar, comparando-se os resultados apresentados nos Quadros acima, os métodos apresentam valores discrepantes entre si, não havendo tendência definida para determinação do método mais abrangente. O método que resulta em vazões máximas é o método de Singh (1996) utilizando a brecha de Von Thun e Gillette (1990). De acordo com Rocha e Palmier (2015), as equações existentes para prever os parâmetros da brecha são baseadas em casos históricos de ruptura e apresentam significativa incerteza, especialmente quando se analisa o tempo de formação da brecha, o qual é muito difícil de determinar. Por esse motivo, o método de Singh (1996) que utiliza a brecha proposta por Von Thun e Gillette (1990) foi descartado.

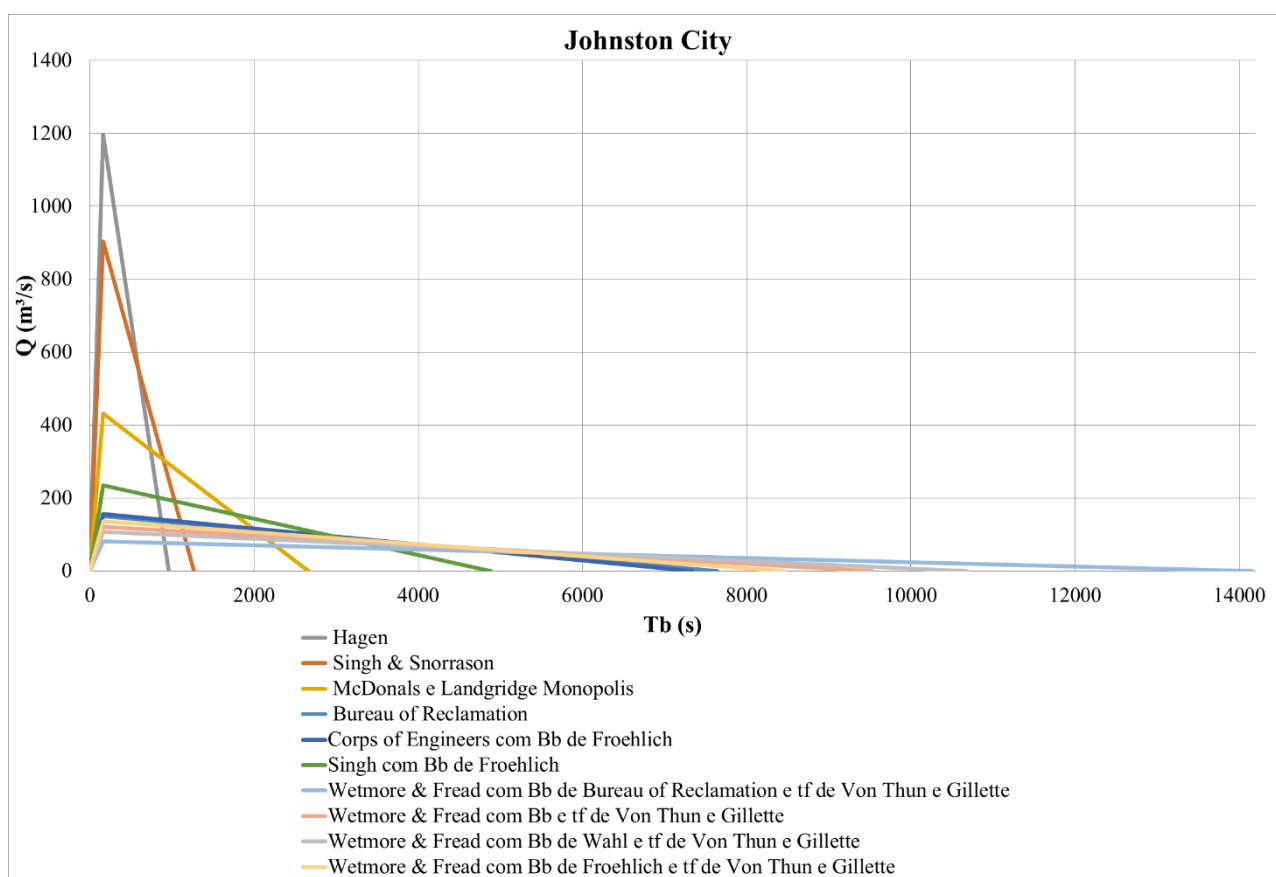
O segundo método mais abrangente foi o método de Singh e Snorrason (1984). Entretanto, observa-se que tal metodologia leva em conta unicamente a altura da barragem. De acordo com Melo (2015), equações empíricas para determinação da vazão máxima de ruptura, que levam em conta dois parâmetros, especialmente a altura da barragem combinada com o volume do reservatório, apresentam resultados mais satisfatórios quando comparados com situações reais de rompimento. Dessa forma, em função de o método de Evans (1986) ser função somente do volume do reservatório, justifica-se a seleção da equação de McDonald e Langridge-Monopolis (1984) como equação final para determinação da vazão máxima proveniente da ruptura.

5.4 DETERMINAÇÃO DE CENÁRIOS CRÍTICOS E HIDROGRAMAS DE RUPTURA

Após a análise dos hidrogramas de ruptura gerados foi concluído que o cenário que acarreta a vazão de ruptura mais crítica para a maioria dos dados históricos de rompimento de barragens em questão foi determinado pela equação proposta por Hagen (1982). Entretanto, essa equação é indicada para ser utilizada na avaliação de barragens de concreto, construídas em vales estreitos, com ruptura total e instantânea. Sendo assim, uma vez que as estruturas analisadas neste trabalho são barragens constituídas de terra, entende-se não ser coerente a seleção de tal metodologia como cenário mais crítico para determinação da vazão de pico. Dessa forma, uma vez que, analisando os hidrogramas de ruptura é possível inferir que não há uma equação empírica dominante na determinação da vazão de pico dos acidentes, optou-se por utilizar a equação de McDonald e Langridge-Monopolis (1984) na determinação de tal parâmetro, conforme indicado no item 5.3 (Determinação da vazão máxima).

Na figura 30 são apresentados os hidrogramas de ruptura mais críticos para a barragem de Johnston City onde pode-se observar, como já citado em parágrafos anteriores, que Hagen (1982), Singh (1996) e McDonald e Langridge-Monopolis (1984) resultam nas maiores vazões de ruptura.

Figura 30 – Hidrogramas de ruptura para a barragem de Johnston City.



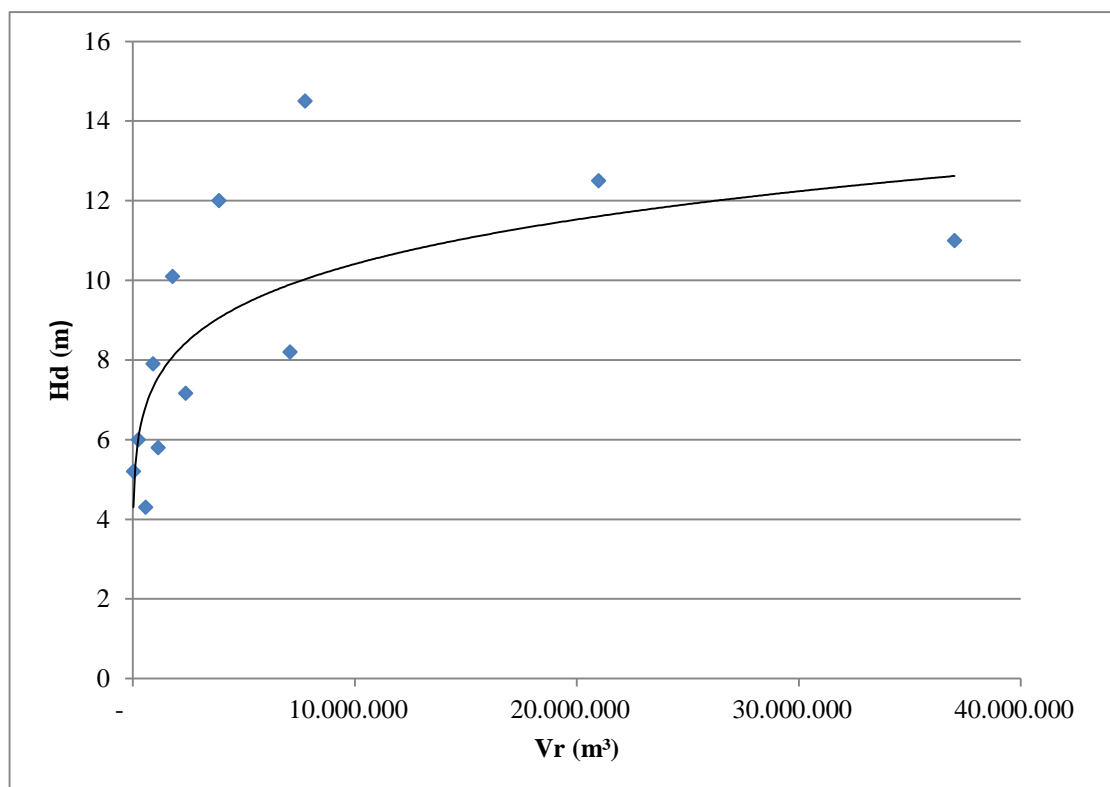
(fonte: elaborada pela autora).

O método que apresentou maior tempo de base como o segundo cenário crítico foi o de Wetmore e Fread (1984) com a largura da brecha calculada pelo USBR (1989) e tempo de pico proposto por Von Thun e Gillette (1990). Os demais hidrogramas de ruptura analisados correspondentes às demais barragens estudadas estão apresentados no anexo A.

5.5 DETERMINAÇÃO DOS CASOS ESTUDADOS

Analisando os dados históricos de ruptura de barragens, quanto a relação entre a altura da barragem e seu volume de reservação, como pode ser observado na Figura 31 apresentada abaixo, foi obtida a equação 45.

Figura 31– Relação entre o volume do reservatório e altura da barragem.



(fonte: elaborado pela autora).

$$Vr = \left(\frac{Hd}{0,9709} \right)^{1/0,1472} \quad (\text{Equação 45})$$

Onde:

H_d – altura da barragem [m];

V_r – volume do reservatório da barragem [m³];

Foram propostas, então, barragens hipotéticas para os casos de pequena, média e grande reseravações com alturas de 5, 10 e 15 metros, respectivamente. Utilizando a equação 45, foi possível determinar os volumes de reservação para cada caso.

Para cada uma das 3 barragens hipotéticas, foi estudado o caso em que a vazão é máxima na ruptura como sendo o cenário mais crítico na análise. A vazão máxima foi calculada por McDonald e Langridge-Monopolis (1984) e o tempo de pico e largura da brecha foram calculados por Von Thun e Gillette (1990). No Quadro 21 a seguir, são apresentadas as principais características das 3 barragens hipotéticas estudadas.

Quadro 21 - Cálculo da brecha, tempo de pico, vazão máxima e tempo de base para as barragens hipotéticas estudadas.

Reservação	Barragem	Hd (m)	Largura crista (m)	Inclinação Talude V:H		Vr (m³)	A (m²)	Cb	Brecha (m) Von Thun & Gillette	1º Cénario: Q máx		
				mont.	jus.					Q máx 1 (m³/s)	tf 1 (s)	Tb 1 (s)
Pequena	B1	5,0	4,0	1:2	1:1,75	68.481	66,88	6,1	18,1	220,01	270	622,53
Média	B2	10,0	5,0	1:2,75	1:2,25	7.596.403	300,00	42,7	66,7	2037,12	540	7457,99
Grande	B3	15,0	6,0	1:2,75	1:2,25	119.365.865	652,50	54,9	90,9	7489,11	810	31877,20

(fonte: elaborado pela autora).

Para cada uma das 3 barragens hipotéticas foram gerados hidrogramas de ruptura e esses hidrogramas foram, então, propagados pelo Método de Muskingum-Cunge, descrito no item 3.9.1 (Propagação da onda de ruptura por Muskingum-Cunge). Foi considerada uma planície de inundação do tipo pastagem com grama baixa, escolhendo-se o valor 0,025 do coeficiente de Manning para esse caso, conforme o Quadro 7 apresentado no item 3.9.1 (Propagação da onda de ruptura por Muskingum-Cunge), de modo que a dissipação de energia seja a menor possível para que os resultados obtidos fiquem a favor da segurança. A declividade utilizada foi de 0,003 m/m.

Cada hidrograma obtido foi propagado ao longo do vale, sendo considerado como um canal hipotético com 100 km de extensão e dimensões iguais à brecha inicial proveniente da ruptura hipotética de cada barragem proposta. Assim, foram geradas 4 propagações para cada uma das 3 barragens estudadas considerando a variação da área do canal a jusante como 2, 4 e 8 vezes iguais à área da brecha.

5.6 PROPAGAÇÃO DOS HIDROGRAMAS DE RUPTURA E VARIAÇÃO DA ÁREA DO CANAL A JUSANTE

5.6.1 Caso 1: Barragem de 5 metros de altura e volume de reservatório pequeno

Na figura 32 a barragem B1, que apresenta uma área do canal a jusante igual a $101,02 \text{ m}^2$, tem uma vazão de pico devido à brecha de $220 \text{ m}^3/\text{s}$ que diminui para $49,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ao longo de 100 km percorridos, representando uma redução de 77,5%. O tempo de pico da seção inicial, ao pé da barragem, é de 0,075 horas e para a seção 100 km a jusante aumenta para 17,37 horas.

Considerando, agora, a área do canal a jusante como sendo quatro vezes a área da brecha, com valor igual a $202,4 \text{ m}^2$, a vazão de pico é atenuada de $220 \text{ m}^3/\text{s}$ para $42,02 \text{ m}^3/\text{s}$ ao longo de aproximadamente 100 km, reduzindo o pico em 80,9%. O tempo de pico para a seção final é de 34,44 horas.

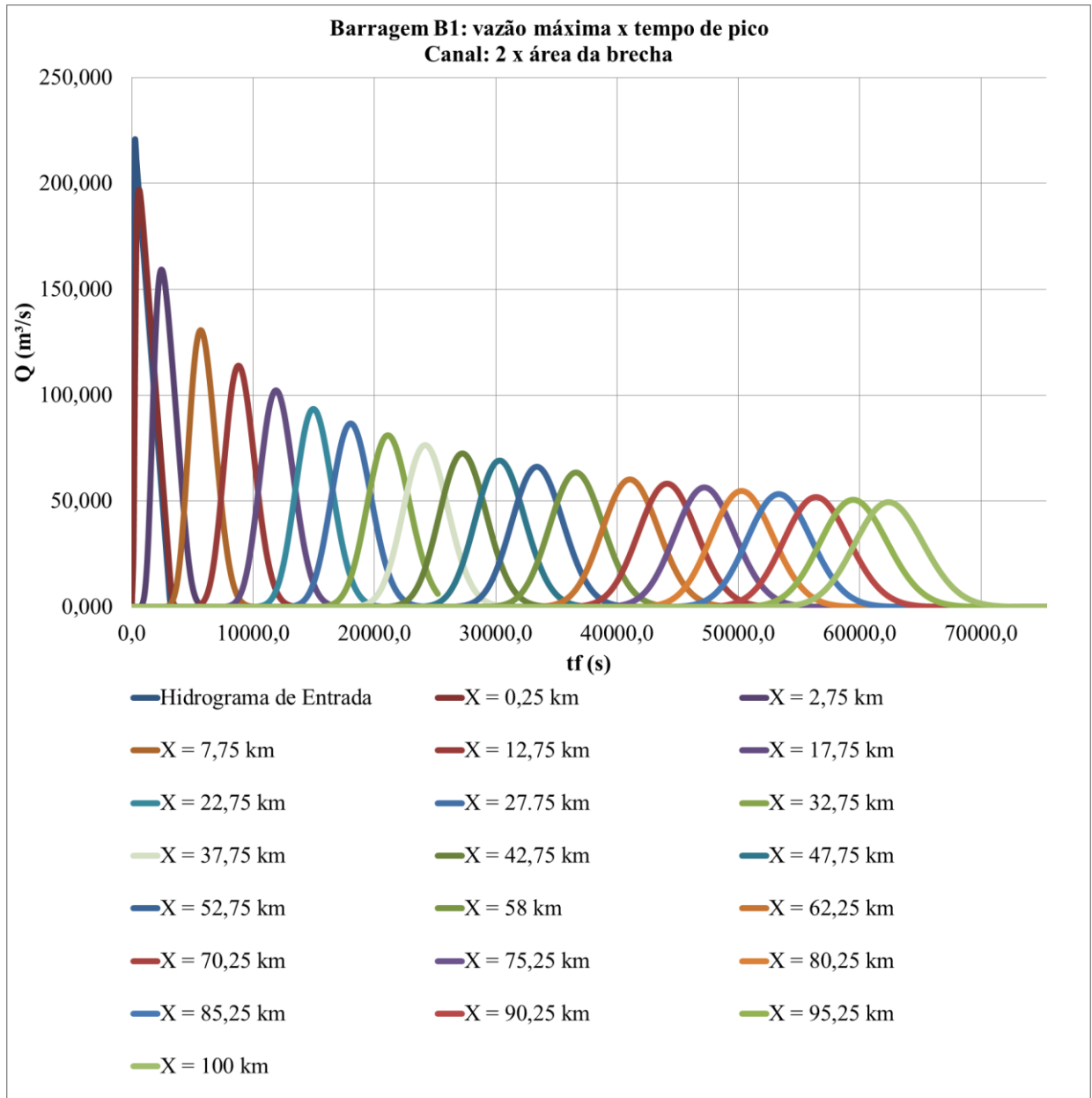
Por último, foi realizada a propagação do hidrograma de entrada para a área do canal a jusante de $404,8 \text{ m}^2$, o que representa que a área da brecha foi aumentada em oito vezes. Houve uma redução no pico de 83,82% conforme a onda de cheia percorreu cerca de 100 km. A vazão inicial ao pé da barragem apresenta o valor máximo de $220 \text{ m}^3/\text{s}$ e tempo de pico de 0,075 horas. Já a seção a aproximadamente 100 km a jusante da mesma, tem vazão máxima de $35,59 \text{ m}^3/\text{s}$ e tempo de pico de 68,50 horas.

A partir dos pontos de pico dos hidrogramas gerados (3 para cada uma das 3 barragens) considerando todas as seções (incluindo a seção $x=0 \text{ km}$), foi possível determinar os gráficos de vazão máxima em função do trecho de inundação estudado, que permite estimar a vazão em função de uma distância X qualquer que siga o mesmo padrão de atenuação da vazão das seções estudadas e características similares das barragens como as analisadas neste trabalho.

Dessa forma foi possível realizar a adimensionalização do processo de atenuação dos hidrogramas para cada caso estudado, analisando a relação entre X/H_d e $Q/Q_{\text{máx}}$. Essa análise foi realizada com o intuito de determinar em que distância da barragem ocorre a estabilização da propagação da onda de ruptura. Na figura 33 observa-se a adimensionalização da

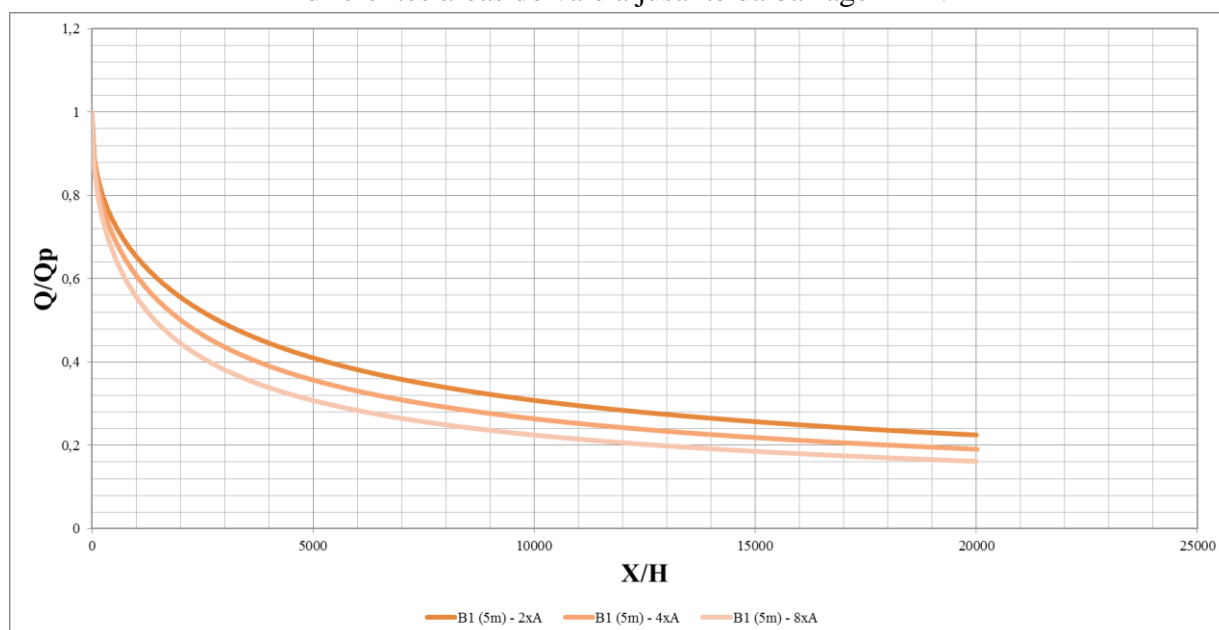
atenuação dos hidrogramas da barragem B1 para a variação da área do vale a jusante em 2, 4 e 8 vezes iguais à área da brecha estudada.

Figura 32 - Hidrograma de entrada e de seções a jusante para a barragem hipotética B1, considerando o caso de $Q_{\text{máx}}$ na ruptura e área do canal a jusante aumentada em duas vezes a área da brecha.



(fonte: elaborado pela autora).

Figura 33—Adimensionalização do processo de atenuação dos hidrogramas de ruptura para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B1.



(fonte: elaborado pela autora).

5.6.2 Caso 2: Barragem de 10 metros de altura e volume de reservatório médio

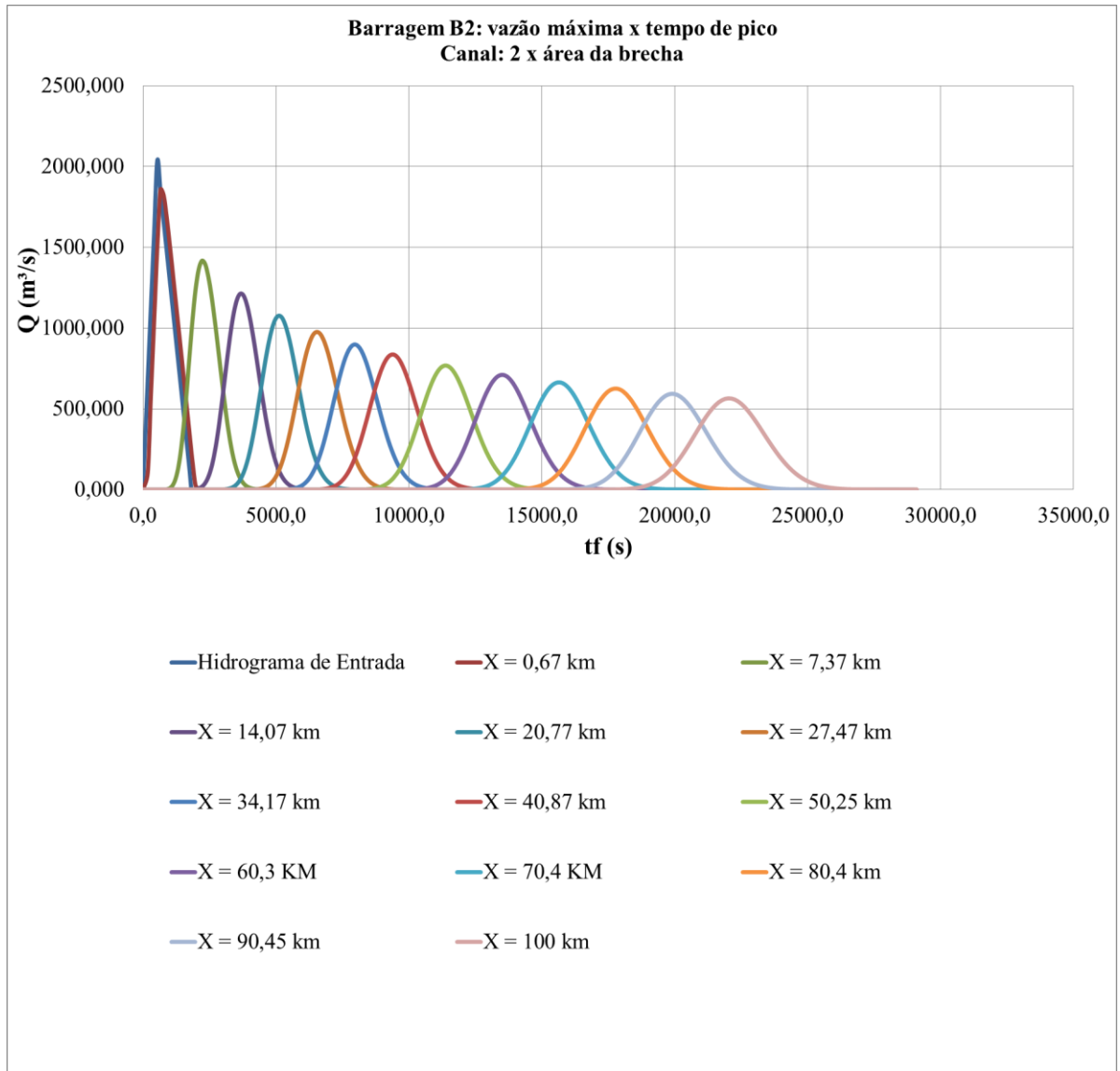
Analogamente, foi realizado o mesmo procedimento para a barragem B2 de 10 metros de altura e volume de reservatório médio como indicado no item 5.5 (Determinação dos casos estudados). A área do canal a jusante é igual a $648,21\text{m}^2$, a vazão de pico devido à brecha é de $2037,12\text{ m}^3/\text{s}$ e passa para $565,24\text{ m}^3/\text{s}$ ao longo dos mesmos 100 km percorridos, representando numa redução de 72,25%. O tempo de pico da seção inicial, ao pé da barragem, é de 0,15 horas, mas para a seção 100 km a jusante aumentou para 6,15 horas. Na figura 34 é mostrada a propagação do hidrograma de ruptura da barragem com a área do canal aumentada em duas vezes igual à área da brecha.

Considerando a área do canal a jusante como sendo quatro vezes igual à área da brecha, com valor igual a $1296,43\text{ m}^2$, a vazão de pico é atenuada de $2037,12\text{ m}^3/\text{s}$ para $480,94\text{ m}^3/\text{s}$ ao longo do trecho de 100 km, reduzindo o pico em 76,36%. O tempo de pico para a seção final é de 12,08 horas.

Por último, a área do canal a jusante da barragem foi aumentada em oito vezes igual à área da brecha, resultando numa área com valor igual a 2592,85 m². Isso resultou em uma redução no pico de 79,89% conforme a onda de cheia percorreu os 100 km. A vazão inicial ao pé da barragem apresenta vazão máxima de 2037,12 m³/s e tempo de pico de 0,15 horas. Na seção a 100 km a jusante da mesma, a vazão máxima é de 409,66 m³/s e o tempo de pico é de 23,82 horas.

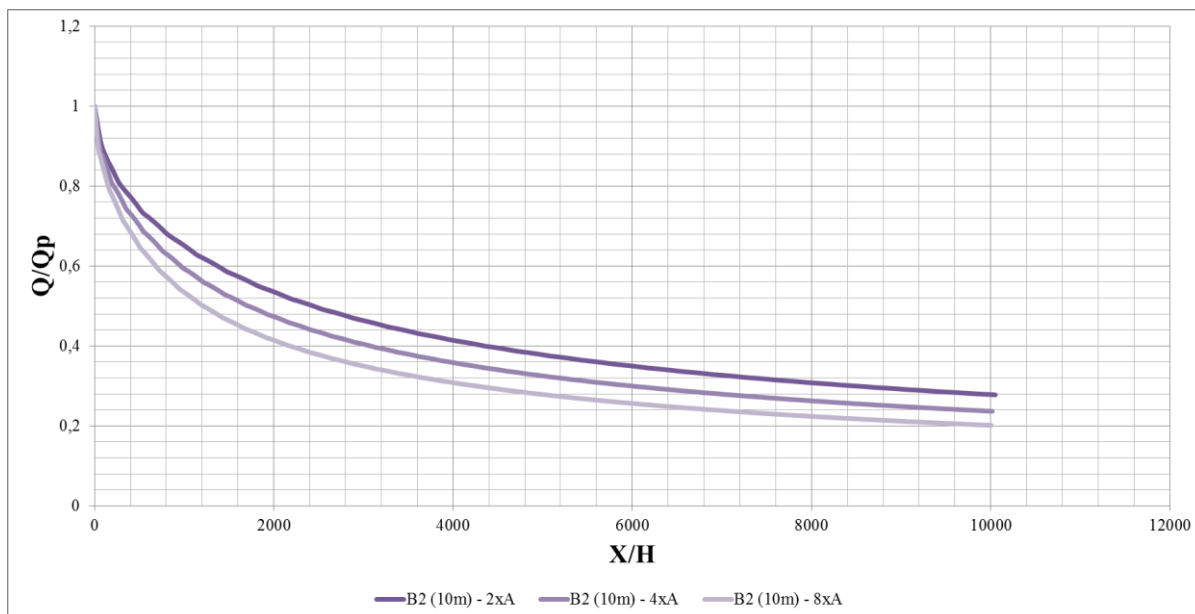
As curvas de adimensionalização da atenuação dos hidrogramas de ruptura com a variação da área do vale a jusante da barragem B2 são mostradas na figura 35.

Figura 34 - Hidrograma de entrada e de seções a jusante para a barragem hipotética B2, considerando o caso de $Q_{\text{máx}}$ na ruptura e área do canal a jusante aumentada em duas vezes a área da brecha.



(fonte: elaborado pela autora).

Figura 35—Adimensionalização do processo de atenuação dos hidrogramas de ruptura para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B2.



(fonte: elaborado pela autora).

5.6.3 Caso 3: Barragem de 15 metros de altura e volume de reservatório grande

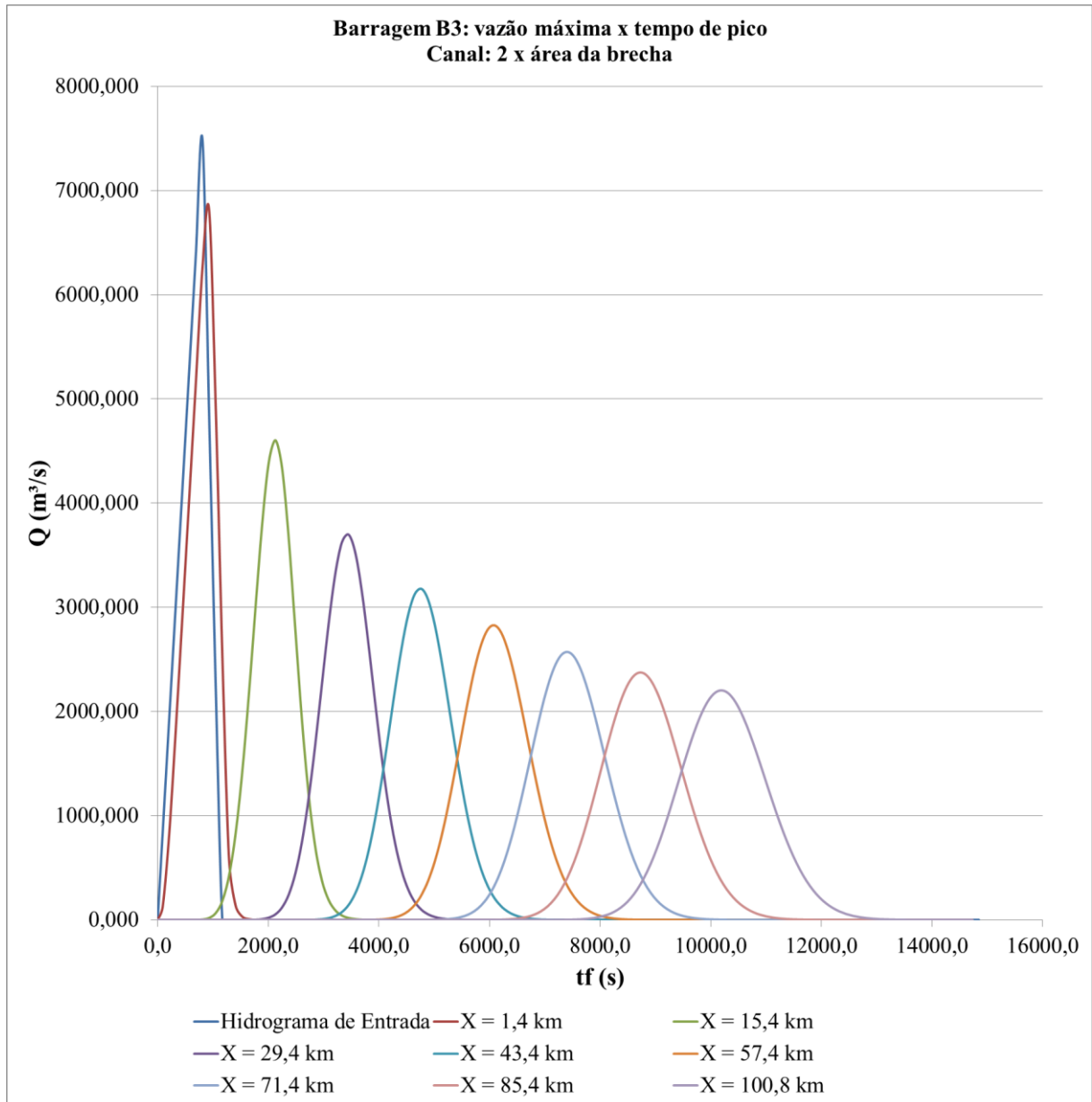
Na figura 36 é mostrado que para barragem B3 com a variação da área do canal a jusante de $1602,3 \text{ m}^2$, o pico devido à brecha é de $7489,1 \text{ m}^3/\text{s}$ e passa para $2202,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ao longo de 100 km, representando uma redução de 70,6%. O tempo de pico da seção inicial ao pé da barragem é de 0,225 horas e para a seção 100 km a jusante houve um aumento para 2,85 horas.

Seguidamente foi alterada a área do canal a jusante para quatro vezes igual à área da brecha, resultando em um valor igual a $3204,6 \text{ m}^2$. Assim, a vazão de pico é atenuada de $7489,1 \text{ m}^3/\text{s}$ para $1881,4 \text{ m}^3/\text{s}$ ao longo de 100 km, sendo reduzida a vazão de pico em 74,87%. O tempo de pico para a seção final aumenta para 5,5 horas.

Finalmente, foi realizada a propagação do hidrograma de entrada utilizando a área do canal igual a 8 vezes à área da brecha formada, resultando em $6409,16 \text{ m}^2$. A redução no pico foi de 78,71% conforme a onda de cheia percorreu cerca de 100 km. A vazão inicial ao pé da barragem apresenta vazão máxima de $7489,1 \text{ m}^3/\text{s}$ e tempo de pico de 0,225 horas. Já a seção

aproximadamente a 100 km a jusante da mesma, tem vazão máxima de 1593,71 m³/s e tempo de pico de 10,79 horas.

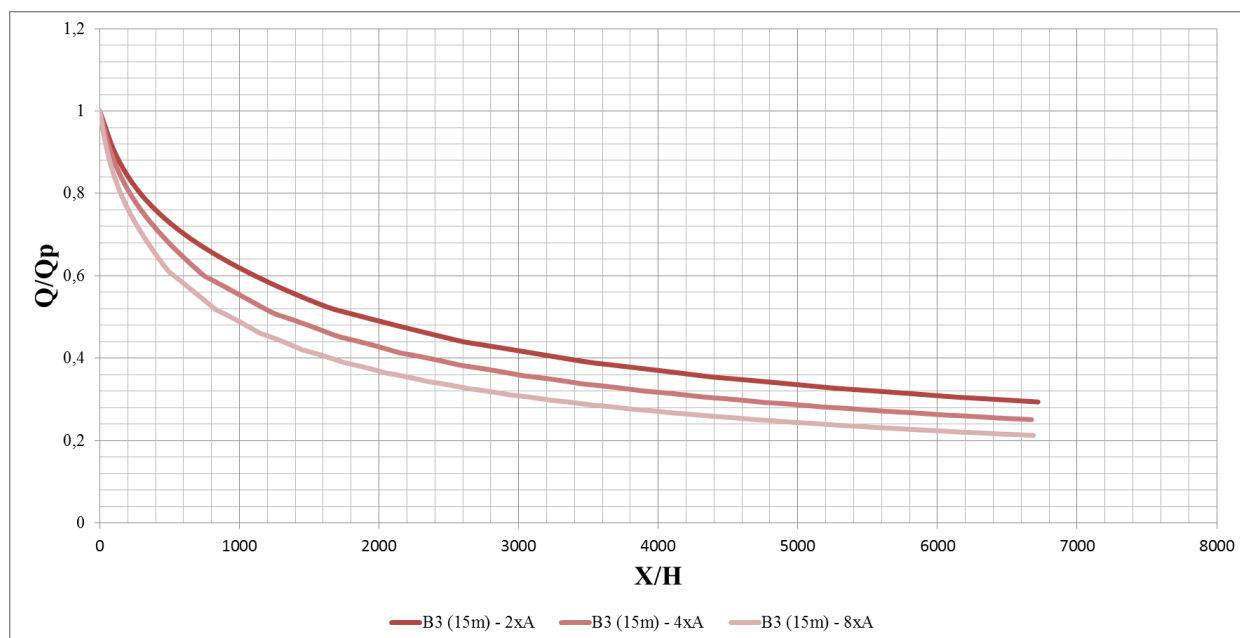
Figura 36 - Hidrograma de entrada e de seções a jusante para a barragem hipotética B3, considerando o caso de $Q_{\text{máx}}$ na ruptura e área do canal a jusante aumentada em duas vezes a área da brecha.



(fonte: elaborado pela autora).

A seguir apresentam-se os gráficos de adimensionalização da atenuação dos hidrogramas de ruptura com a variação da área do vale a jusante da barragem B3 na figura 37.

Figura 37–Adimensionalização do processo de atenuação dos hidrogramas de ruptura para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B3.



(fonte: elaborado pela autora).

As propagações correspondentes às demais variações da área do vale a jusante constam no Anexo C deste trabalho.

5.7 COMPARAÇÃO DA VELOCIDADE PARA CADA CASO EM FUNÇÃO DA DISTÂNCIA

5.7.1 Caso 1: Barragem de 5 metros de altura e volume de reservatório pequeno

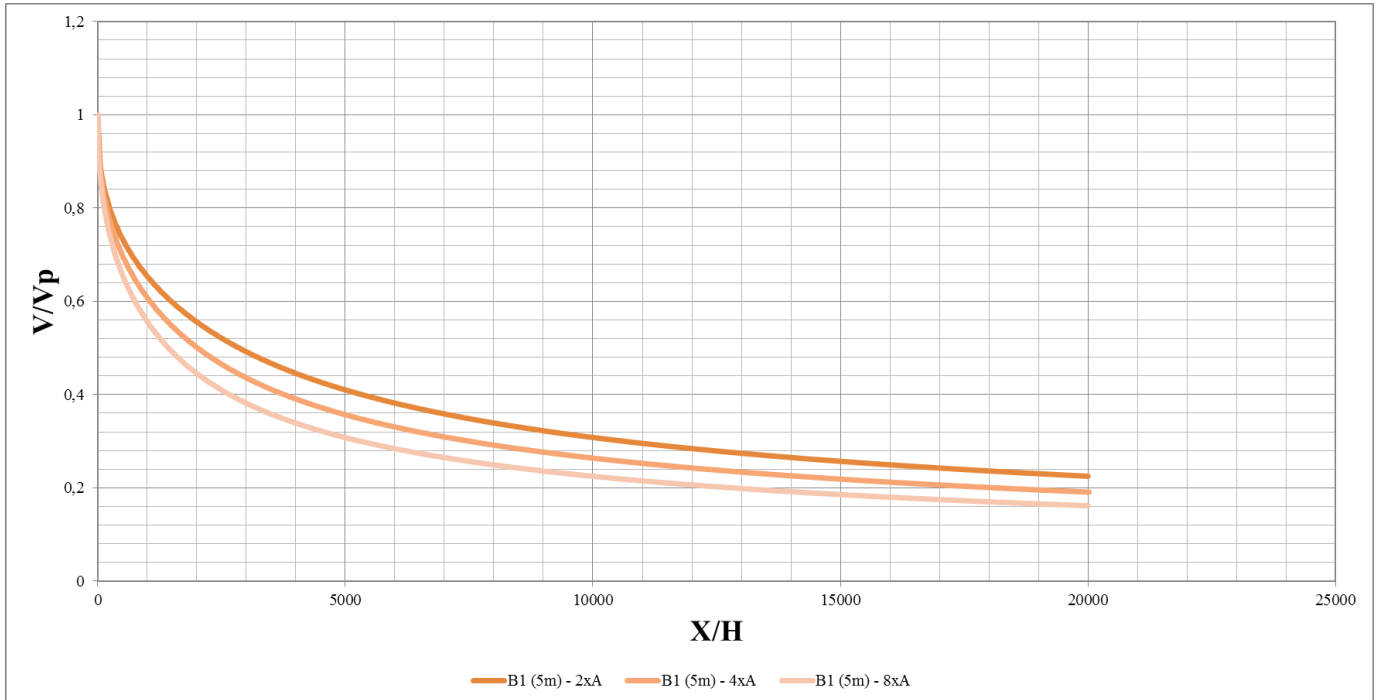
A barragem B1 com área do canal a jusante igual a $101,02 \text{ m}^2$, vazão de pico devido à brecha de $220 \text{ m}^3/\text{s}$ e tempo de pico da seção inicial ao pé da barragem é de 0,075 horas, apresenta uma velocidade máxima na seção imediatamente após à barragem de 2,17 m/s. Ao longo de 100 km percorridos apresenta uma redução de 77,5%, atenuando para uma velocidade de 0,5 m/s.

Considerando a área do canal a jusante igual a $202,4 \text{ m}^2$, como sendo quatro vezes igual à área da brecha, a velocidade máxima é atenuada de 1,1 m/s para 0,21 m/s ao longo de aproximadamente 100 km, resultando em uma redução de 23,75%.

A velocidade máxima na seção da barragem tem valor de 0,54 m/s e é reduzida a 0,088 m/s no final do trecho de 100 km pelo aumento da área do vale a jusante para oito vezes igual à área da brecha ($404,8 \text{ m}^2$).

As curvas adimensionais de $V/V_{\text{máx}}$ em função de X/H_d correspondentes às variações da área do vale a jusante da barragem B1 constam na figura 38 a seguir.

Figura 38 – Curvas adimensionais das velocidades em função da distância para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B1.



(fonte: elaborado pela autora).

5.7.2 Caso 2: Barragem de 10 metros de altura e volume de reservatório médio

Para a barragem B2 a área do canal a jusante é igual a $648,21\text{m}^2$ (duas vezes igual à área da brecha) a velocidade máxima apresenta um valor de $3,14\text{ m/s}$ que diminui até atingir o valor de $0,87\text{ m/s}$ ao longo dos mesmos 100 km percorridos estudados para a barragem B1, representando em uma redução de $72,25\%$.

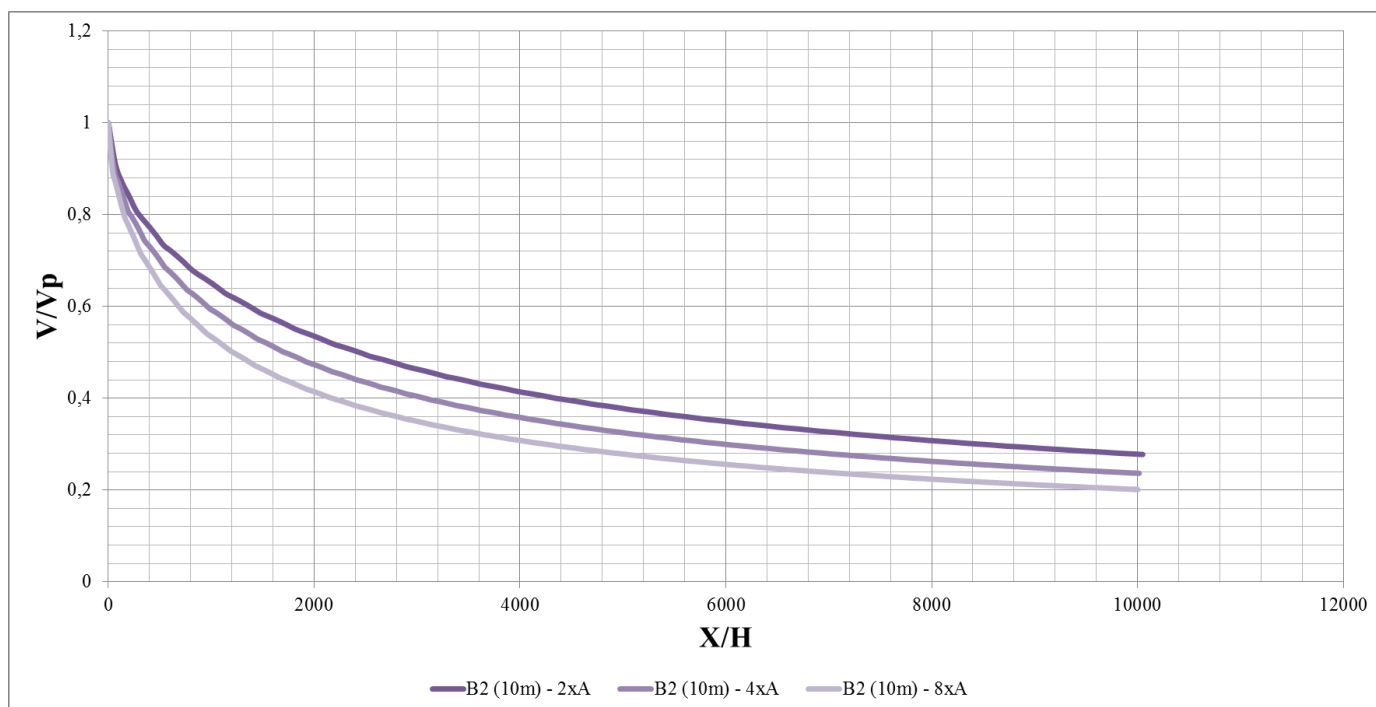
Considerando a área do canal a jusante como sendo quatro vezes a área da brecha, com valor igual a $1296,43\text{ m}^2$, a velocidade máxima é atenuada de $1,57\text{ m/s}$ para $0,37\text{ m/s}$ ao longo de 100 km , reduzindo o pico em $76,36\%$.

A vazão inicial ao pé da barragem apresenta vazão máxima de $2037,12\text{ m}^3/\text{s}$ e tempo de pico de $0,15\text{ horas}$. Na seção a 100 km a jusante da mesma, a velocidade máxima é de 1 m/s ,

considerando que houve uma alteração na área do canal a jusante da barragem para oito vezes igual à área da brecha, resultando em 2592,85 m², a redução no pico foi 79,89%.

As curvas de adimensionais da velocidade em função da distância da barragem B2 conforme foi alterada a área do vale a jusante são mostradas na figura 39.

Figura 39 – Curvas adimensionais das velocidades em função da distância para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B2.



(fonte: elaborado pela autora).

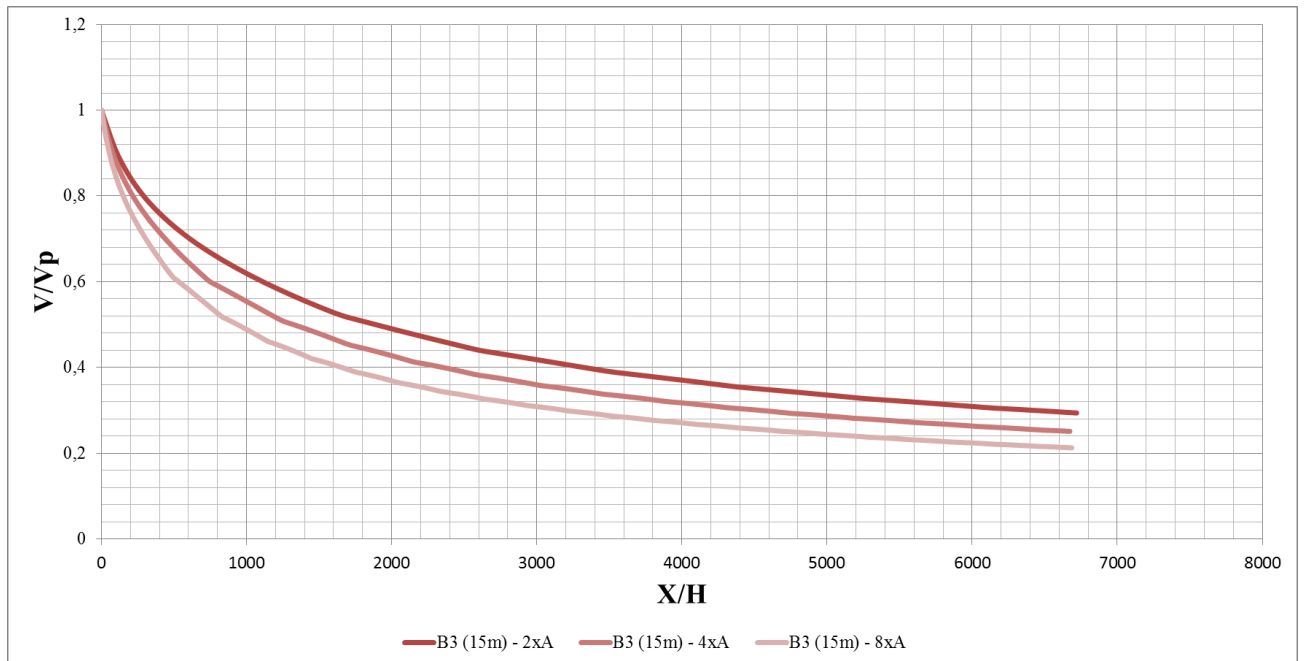
5.7.3 Caso 3: Barragem de 15 metros de altura e volume de reservatório grande

Na figura 40 são apresentadas as curvas adimensionais correspondentes às velocidades em função da distância para barragem B3. Primeiramente, com a variação da área do canal a jusante de 1602,3 m², duas vezes a área da brecha, a velocidade máxima é de 4,67m/s e passa para 1,37m/s ao longo do trecho em estudo, representando uma redução de 70,8%.

Assim como para os casos anteriores, para o cenário em que a área do vale a jusante é igual a 4 vezes a área da brecha, a velocidade de pico no pé da barragem é de 2,34 m/s e é atenuada para 0,58 m/s ao longo dos mesmos 100 km, sendo reduzida em 74,87%.

Finalmente, com área do canal igual a 8 vezes à área da brecha formada, resultando em 6409,16 m². A redução da velocidade máxima foi de 78,71% e a velocidade inicial ao pé da barragem tem valor de 1,17m/s e a seção aproximadamente a 100 km a jusante da mesma, tem velocidade máxima de 0,25 m/s.

Figura 40—Curvas adimensionais das velocidades em função da distância para diferentes áreas do vale a jusante da barragem B3.



(fonte: elaborado pela autora).

6 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

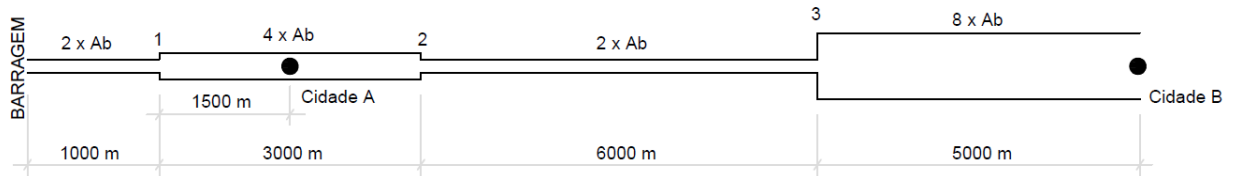
Após expostas as metodologias utilizadas na análise de rompimento de barragens, propõe-se neste capítulo um exercício de aplicação dos resultados obtidos neste trabalho, quando serão utilizadas as equações e gráficos aqui propostos. Dessa forma, supõe-se a situação hipotética de uma barragem constituída por maciço de terra, de 12,5 metros de altura. Deseja-se avaliar as vazões máximas, bem como o tempo para atingir estas vazões em determinadas seções, à jusante do barramento, quando da situação de rompimento hipotético da estrutura. O coeficiente de Manning utilizado é de 0,025 e a declividade do canal corresponde a 0,003 m/m.

As Figuras 41 e 42, a seguir, representam, respectivamente, a seção simplificada da barragem proposta na análise e a configuração do vale à jusante da estrutura. Deseja-se avaliar a vazão máxima e o tempo para atingir esta vazão nas cidades A e B distantes, respectivamente, 2,5 km e 15 km da barragem.

Figura 41 – Seção esquemática da barragem, dimensão em metros.



Figura 42 – Vista superior esquemática do vale à jusante da barragem.



Na Figura 42 estão representados o local da barragem, bem como os locais onde estão instaladas as cidades A e B. Ainda na mesma figura, os pontos 1, 2 e 3 representam pontos de mudança de características da seção do vale à jusante, composto por 4 trechos distintos caracterizados por possuírem, aproximadamente, áreas iguais a 2, 4 e 8 vezes a área da brecha da barragem (A_b).

Inicialmente é necessário avaliar, para a barragem hipotética proposta, qual seria o volume do reservatório correspondente a altura de 12,5 metros. Para tal, aplicando-se a equação proposta no item 5.5 (Determinação dos casos estudados), tem-se:

$$V = \frac{H}{0,9709} \frac{1}{0,1472}$$

Onde:

V - volume do reservatório [m^3];

H - altura da barragem [m].

Dessa forma, chega-se a um volume de reservatório igual a, aproximadamente, 35 milhões de metros cúbicos de água.

Após definido o volume do reservatório, é possível estimar a vazão de pico do acidente. Dessa forma, aplicando-se a equação de McDonald e Langridge-Monopolis (1984), conforme indicado no item 3.8.1 (Determinação da vazão de pico), chega-se a vazão de pico de, aproximadamente, 4200 m³/s, conforme indicado a seguir.

$$Q_p = 1,154 (V * H)^{0,412} = 4170,50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Onde:

Q_p - vazão de pico [m³/s];

V - volume do reservatório [m³];

H - altura da barragem [m];

Em seguida, determina-se a área da brecha da barragem (A_b) e, conhecendo-se as características do vale à jusante (áreas e distâncias até as seções de interesse), é possível estabelecer a relação adimensional X/H_d, sendo X a distância até a seção de interesse e H_d a altura da barragem em questão, resultando nos valores encontrados no Quadro 22.

Quadro 22 – Obtenção da relação adimensional X/H.

Seção	Distância da barragem (m)	Distância do início da seção (m)	X/H
Barragem	0.00	0.00	0.00
1	1000.00	1000.00	80.00
1	1000.00	1000.00	80.00
Cidade A	2500.00	1500.00	120.00
2	4000.00	3000.00	240.00
2	4000.00	3000.00	240.00
3	10000.00	6000.00	480.00
3	10000.00	6000.00	480.00
Cidade B	15000.00	5000.00	400.00

Definida a relação adimensional X/H é possível utilizar os gráficos adimensionais, propostos no item 5.6 (Propagação dos hidrogramas de ruptura e variação da área do canal a jusante), para se estabelecerem as vazões nas seções de interesse. Uma vez que, neste trabalho, foram construídos os gráficos para alturas de barragens iguais a 5, 10 e 15 metros, é necessário, para

casos nos quais a altura é intermediária a estas, utilizar a técnica de interpolação linear para se estabelecer tais relações. Utilizando a metodologia descrita, bem como os gráficos adimensionais para barragens de 10 e 15 metros, chegam-se aos resultados de vazão máxima nas seções de interesse apresentados no Quadro 23, a seguir.

Quadro 23 – Vazão nas seções de interesse.

Seção	Distância da barragem (m)	Q/Qp 10 m	Q/Qp 15 m	Q/Qp 12.5 m	Qp na seção (m³/s)
Barragem	0.00	1.000	1.000	1.000	4170,48
1	1000.00	0.91	0.95	0.93	3878,55
1	1000.00			1.000	3878,55
Cidade A	2500.00	0.85	0.87	0.863	3345,25
2	4000.00	0.79	0.79	0.792	3071,81
2	4000.00			1.000	3071,81
3	10000.00	0.75	0.74	0.745	2288,50
3	10000.00			1.000	2288,50
Cidade B	15000.00	0.68	0.65	0.668	1527,57

Conforme pode ser observado na Tabela 2, a vazão de pico nas seções onde estão instaladas as Cidades A e B é de, respectivamente, 3850 m³/s e 1860 m³/s, aproximadamente.

Finalmente, determinada a vazão e estabelecida a área de cada uma das seções, função da área da brecha da barragem, é possível estabelecer as velocidades médias observadas e, uma vez que as distâncias até as seções são conhecidas, é possível estabelecer o tempo de chegada da vazão máxima, nos pontos de interesse. Os resultados obtidos aplicando-se a metodologia descrita podem ser observados no Quadro 24, a seguir.

Quadro 24 – Tempo de chegada da vazão de pico nas seções de interesse.

Seção	Distância da barragem (m)	Qp na seção	Área da seção (m ²)	Somatório de tempos (minutos)
Barragem	0,00	4170,48	548,66	0,00
1	1000,00	4045,36	1097,32	4,52
1	1000,00	4045,36	2194,63	4,52
Cidade A	2500,00	3843,10	2194,63	18,80
2	4000,00	3721,74	2194,63	33,54
2	4000,00	3721,74	1097,32	33,54
3	10000,00	2754,08	1097,32	73,38
3	10000,00	2754,08	4389,27	73,38
Cidade B	15000,00	1859,01	4389,27	270,14

Conforme pode ser observado na Tabela 3, o tempo de chegada da vazão de pico nas seções onde estão instaladas as Cidades A e B é de, respectivamente, cerca de 20 minutos e 2,5 horas.

As Figuras 43 e 44, a seguir, demonstram a atenuação da vazão de pico, bem como o aumento do tempo para atingir a vazão de pico nas seções de interesse, função da distância das seções até a barragem.

Figura 43 – Relação da vazão máxima com o distanciamento da barragem.

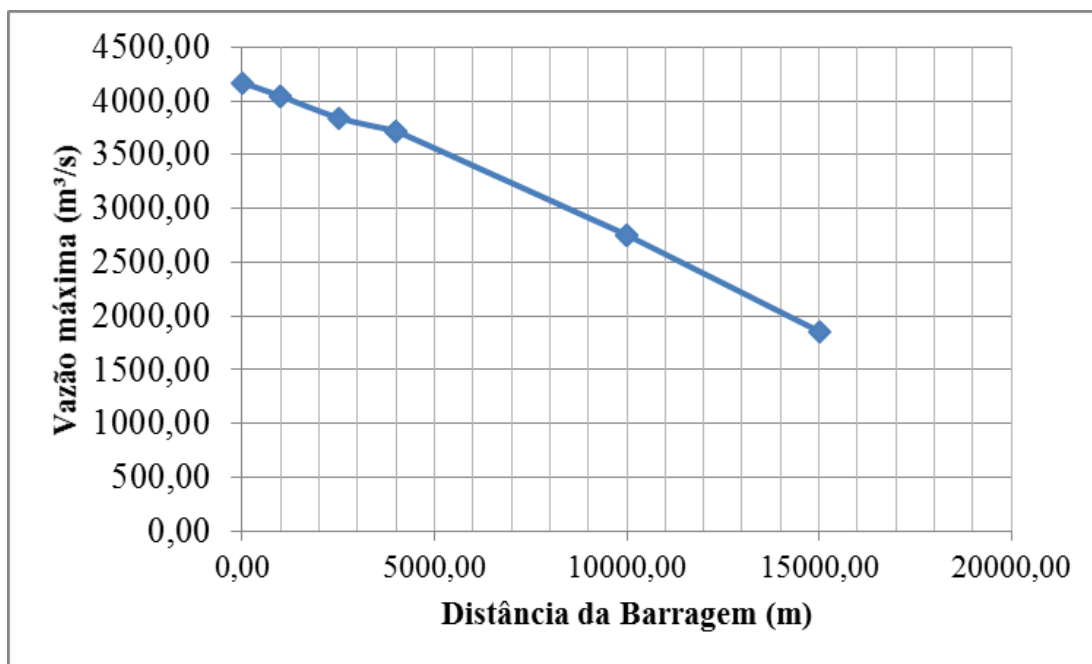
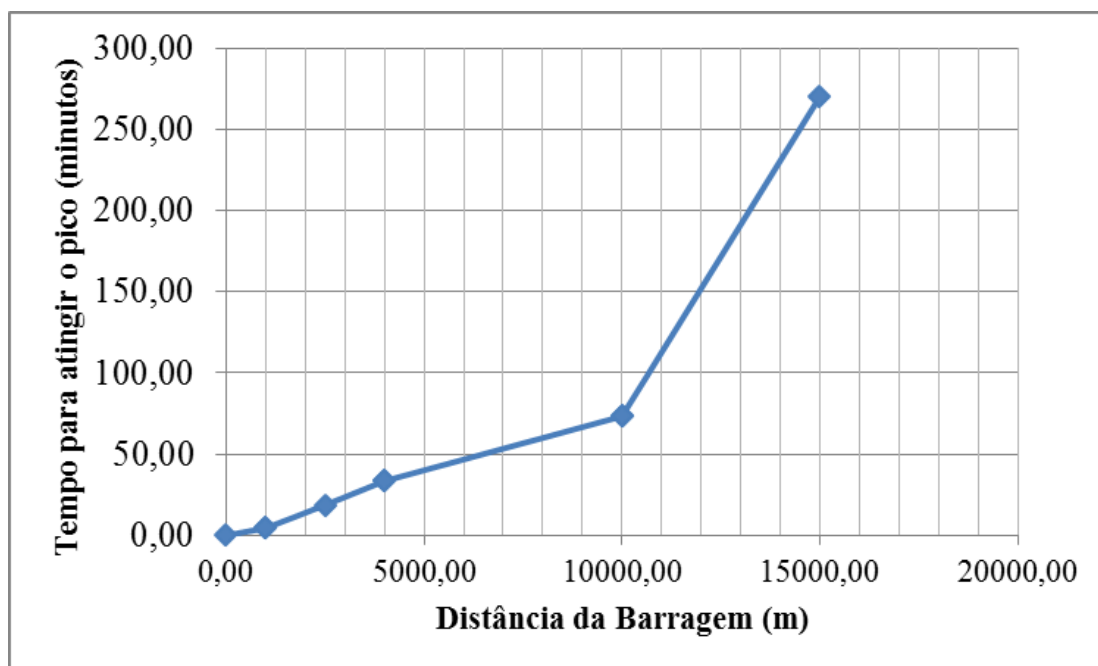


Figura 44 – Relação do tempo para atingir a vazão máxima, função da distância da barragem.



6 CONCLUSÕES

Nesse estudo foram analisadas as influências das formulações matemáticas utilizadas para a determinação da vazão máxima e do tempo e mecanismo de formação da brecha em barragens de terra de pequeno porte com altura menor ou igual a 15 metros, concluiu-se que os hidrogramas de ruptura das barragens têm sua magnitude e forma diretamente afetadas pelos critérios utilizados para sua obtenção, sejam eles características geométricas da barragem como a altura ou o volume do reservatório ou ambos, ou sendo características geométricas da brecha formada na ruptura.

Foi constatado que o método que resultou na maior vazão de pico foi o de McDonald e Langridge-Monopoles (1984). O menor tempo de pico e a maior largura da brecha foram as fornecidas pelo método de Von Thun e Gillette (1990). Além disso, também foi observado que o método que acarreta o maior tempo de esvaziamento foi o de Wetmore e Fread (1981) com a brecha proposta por Bureau of Reclamation (1989) e tempo de pico calculado por Von Thun e Gillette (1990).

A propagação da onda de ruptura foi realizada utilizando o método de Muskingum-Cunge, sem levar em consideração a dissipação de energia. Foi observado que a atenuação dos hidrogramas de ruptura em barragens de pequeno porte está diretamente afetada pela área do vale a jusante. Quanto maior a área do vale, maior a atenuação e as velocidades máximas de escoamento no pé da barragem tendem a ser menores à medida que, na mesma barragem, ocorre uma mudança de área de 2 vezes igual à área da brecha para 4 vezes a área da brecha, ou, de 4 vezes a área da brecha para um vale 8 vezes igual à área da brecha. Constatou-se também que barragens menores tendem a atenuar com mais rapidez que barragens com alturas em torno de 15 metros e reservatórios considerados grandes. Com base nesses dados, foi desenvolvida uma relação empírica para a determinação da distância mínima necessária para a estabilização da propagação de ondas de cheia provenientes de ruptura de barragens de pequeno porte através de gráficos relacionando a vazão máxima com a distância de 100 km,

com o intuito de estimar a vazão correspondente a X distância em barragens com características similares aos casos estudados neste trabalho. Vale salientar que o método é simplificado e tem como objetivo estimar a propagação da onda de ruptura de forma simples, rápida e econômica, servindo de complemento a estudos mais sofisticados.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, D. P. O. Contribuição ao Estudo do Índice de Segurança de Barragens – ISB. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Estadual de Campinas. Campinas. Campinas – SP. 2014.

ARAÚJO, C. C. Análise de Riscos em Barragens de Abastecimento de Água da Grande João Pessoa – PB. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Federal de Paraíba. Paraíba, João Pessoa, 2014.

ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA A ALIMENTAÇÃO E A AGRICULTURA. Manual sobre pequenas barragens de terra: guia para a localização, projeto e construção. Roma, 2011. Disponível em: <<http://www.fao.org/docrep/014/ba0081p/ba0081p.pdf>>. Acesso em: 15 março 2016.

BALBI, D. A. F. Metodologias para a Elaboração de Planos de Ações Emergenciais para Inundações Induzidas por Barragens. Estudo de Caso: Barragem de Peti – MG. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte - MG, 2008.

BARRAGENS DE CONCRETO, 2012. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAAEkgAC/barragens#comments>>. Acesso em: 15 de março, 2016.

BRASIL. ANA – Agência Nacional de Águas. Resolução nº 91, de 02 de Abril de 2012. Estabelece a Periodicidade de Atualização, a Qualificação do Responsável Técnico, o Conteúdo Mínimo e o Nível de Detalhamento do Plano de Segurança de Barragens e da Revisão Periódica da Segurança de Barragens, Conforme Artigo 8º, 10 e 19 da Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010.

BRASIL. ANA – Agência Nacional de Águas. Resolução nº 742, de 17 de Outubro de 2011. Estabelece a Periodicidade, Qualificação da Equipe Responsável, Conteúdo Mínimo e Nível de Detalhamento das Inspeções de Segurança Regulares de Barragem, Conforme Artigo 9º da Lei nº 12.334 de 20 de Setembro de 2010.

BRASIL. ANA – Agência Nacional de Águas. Relatório de segurança de barragens 2011. Brasília: ANA, 2013a. 95 p.

BRASIL. CNRH – Conselho Nacional de Recursos Hídricos. Resolução nº 143, de 10 de Julho de 2012. Estabelece Critérios Gerais de Classificação de Barragens por Categoria de Risco, Dano Potencial Associado e pelo Volume do Reservatório, em Atendimento ao Artigo 7º da Lei 12.334, de 20 de Setembro de 2010. Disponível em: <http://www.cnrh.gov.br/index.php?option=com_content&view=article&id=14>. Acesso em: 10 mai. 2016.

BRASIL, L. S. S. Utilização de modelagens uni e bidimensional para a propagação de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem: estudo de caso – barragem de Rio de Pedras/MG. 2005. 203 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

BRASIL. Ministério da Integração Nacional. Manual de segurança e inspeção de barragens. Brasília, julho de 2002.

CARMO, Edinaldo Medeiro. De Ribeirinhos a Sertanejos do semi-árido: A intervenção socioeducacional na trajetória dos Atingidos por Barragens. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Educação – UFBA, 2007. Disponível em: www.bibliotecadigital.ufba.br/tde_busca/processaArquivo.php?...1664. Acesso em: 20 de abril de 2016.

CHRISTINE MAROTE: Patrimônios da humanidade na China – UNESCO 8. Disponível em: <https://chinanaminhvida.com/2013/10/25/patrimonios-da-humanidade-na-china-unesco-8/>. Acesso em: 10 de maio 2016.

COLLISCHONN, W., TUCCI, C. E. M. Análise de rompimento hipotético da barragem de Ernestina. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 2, n. 2, p. 191-206, jul/dez. 1997.

COLLE, G. A. Metodologias de análise de risco para classificação de barragens segundo a segurança. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) - Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2008.

COMISSÃO INTERNACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. As barragens a água do mundo: um livro educativo que explica como as barragens ajudam a administrar a água do mundo. CIGB, 2008.

CONSTRUWIKING, 2015. Vertedouros. Disponível em: <http://construwiki.blogspot.com.br/2015/02/vertedouros.html> . Acesso em: 13 de abril de 2016.

COSTA, T, LANÇA R. Notas de Aula: Disciplina de Hidráulica Aplicada – Núcleo de Hidráulica e Ambiente. Escola Superior de Tecnologia Universidade do Algarve. Faro, Portugal. 2001. Disponível em: http://w3.ualg.pt/~rlanca/sebenta-hid-aplicada/sebenta_de_hidraulica_aplicada_2011_03_01.pdf. Acesso em: 10 de maio 2016.

ENERGIA HÍDRICA, Central Hidroelétrica. Disponível em: <http://www.explicatorium.com/energia/energia-hidrica.html>. Acesso em: 20 de maio 2016.

EM.COM.BR Notícias:Tragédia de Mariana reacende memória do estouro da represa da Pampulha, 2015.

FREAD, D. L.; LEWIS, J. M. NWS FLDWAV Model: theoretical description and user documentation. Silver Springs: National Weather Service – Office of Hydrology, 1998.

HARRISON, S. A Complete History of the Great Flood at Sheffield. Dewsbury, Yorkshire. Inglaterra: Evans & Longley Associates, 1974. p. 137.

INTERNATIONAL RIVERS, 2013. The Forgotten Legacy of the Banqiao Dam Collapse. Disponível em: <<https://www.internationalrivers.org/resources/the-forgotten-legacy-of-the-banqiao-dam-collapse-7821>>. Acesso em: 10 maio 2026.

ITAIPU BINACIONAL, 2008. Aspectos técnicos das estruturas civis – Superintendência de Engenharia da Diretoria Técnica e Superintendência de Comunicação Social da Itaipu Binacional, organização e revisão de Ademar Sergio Fiorini – Foz de Iguaçu, Paraná.

ITAIPU BINACIONAL, 2016. A Usina. Disponível em:<<http://www.itaipu.gov.br/energia/caracteristicas-da-barragem>>. Acesso em: 12 de maio 2016.

KAPLAN, E. Pequenas barragens para o abastecimento de água do município de Caxias do Sul/RS: avaliação e proposição de métodos de recuperação e conservação. 2010. 99 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

LEI Nº 12.334, DE 20 DE SETEMBRO DE 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, em atendimento ao art. 2 de definições de barragens, e seu art. 1. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/112334.htm>. Acesso em: 10 maio 2016.

LEME, C. R.M., The Role of Dam Safety, Serial N o : INS060, publicado no site da The World Commission on Dams, Cidade do Cabo, África do Sul, 2000 in <http://www.dams.org/kbase/submissions/showsub.php?rec=INS060>, pesquisa realizada em 04 de julho de 2005.

LEMPERIERE, F. Dams that Have Failed by Flooding: na analysis of 70 Failures. International Water Power and Dam Construction, volume 45, número 9, p. 19-24, setembro/outubro de 1993.

MAESTRI, R. 2016. Acidentes em barragens. Disponível em:<<http://www.engenheiromaestri.com/2011/03/numa-barragem-se-estuda-o-efeito-de-sua.html>>. Acesso em: 10 de maio 2016.

MASCARENHAS, F. C. B. Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens. 1990. 291 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia) – Instituto Alberto Luiz

Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

MASON, J. Estruturas de aproveitamentos hidrelétricos. 1ª Edição. Rio de Janeiro: Campus, 1988.

McCULLY, P. *Silenced Rivers: The Ecology and Politics Of Large Dams*. New Jersey, USA: ZED BOOKS, 1996. 350p.

MELO, A. V. Análises de risco aplicadas a barragens de terra e enrocamento: estudo de caso de barragens da Cemig GT. 2014. 168 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

MELO, J.F. de. Dam-Break Flood Risk Assessment. Second International Dam World Conference. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, pp. 47 – 56, 2015.

MICHAEL ARMITAGE, 2001. The Great Sheffield Flood. Disponível em:<<http://www.mick-armitage.staff.shef.ac.uk/sheffield/photogal/picflud1.html>>. Acesso em: 5 de maio 2016.

MONTE-MOR, R. C. de A. Mapeamento de áreas inundáveis associadas à ruptura de barragens: estudo de caso – barragem de Ninho da Águia/MG. 2004. 141 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

MORRIS, M. W. CADAM: Concerted action on dambreak modeling.2000. Final Report.

ONU, BRASIL, 2015. Unesco alerta para danos ao patrimônio cultural no Iêmen. Disponível em:<<https://nacoesunidas.org/unesco-alerta-para-danos-ao-patrimonio-cultural-no-iemem/>>. Acesso em: 12 de maio de 2016.

PORTO, RODRIGO DE MELO. Hidráulica básica. EESC USP, 2ª ed. 2003, 519 p.

PLÍNIO TOMAZ, 2010. Curso de Manejo de Águas Pluviais. Capítulo 8: Falhas em pequenas barragens.

ROCHA, F. F.; PALMIER, L. R. Retroanálise da brecha de ruptura da Barragem de contenção de rejeitos São Francisco, Miraf, Minas Gerais. XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Brasília, 2015.

SARAIVA, L.S. Comparação entre Critérios para Determinação de Hidrogramas de Ruptura de Barragens. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) apresentado à Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

SCHREIBER, M. 2015. Desastre em Mariana foi acidente ou crime?. BBC Brasil. Consultada em 15 de novembro de 2015.

SILVA, T. C. da. Apostila para o curso de barragens na UFPB. João Pessoa, 2013.

SOUZA, D. V. A construção da barragem de Araçagi-PB e as transformações espaciais e culturais da comunidade Tainha. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Geografia) - Centro de Humanidades, Universidade Estadual da Paraíba, Guarabira, 2010.

UNITED STATE FOREST SERVICE, 2016. Pocket Safety Guide for Dams and Impoundments. Disponível em: <<http://www.fs.fed.us/eng/pubs/htmlpubs/html12732805/page03.htm>>. Acesso em: 10 de maio 2016.

UNITED STATE OF AMERICA, 1960. Department of Interior. Bureau of Reclamation. Design of small dams. Washington.

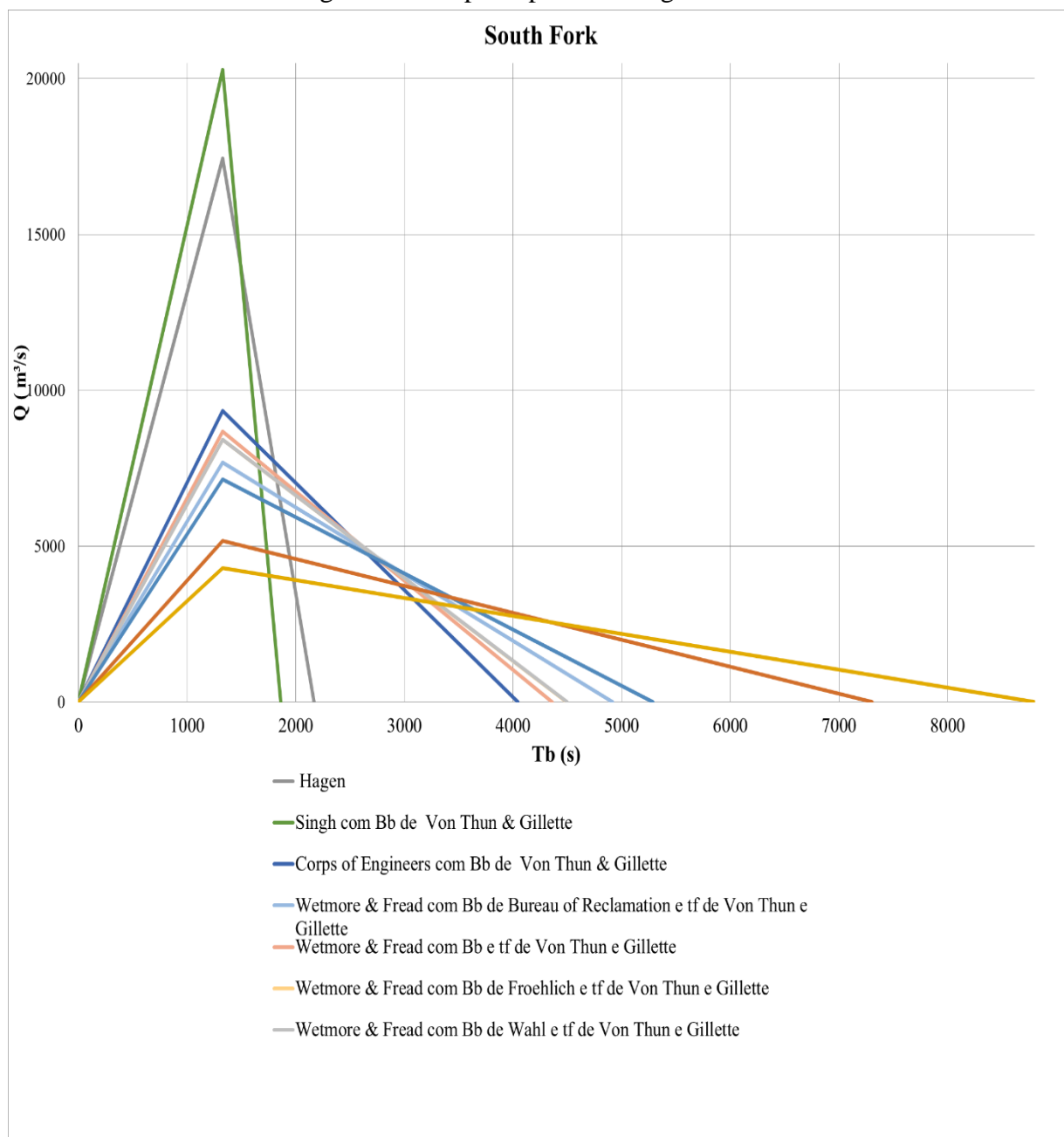
UOL Notícias: Prejuízo em Mariana é quatro vezes maior que royalties pagos pela Samarco, 2015.

VEROL, A. P.; MIGUEZ, M. G.; MASCARENHAS, F. C. B. Propagação da Onda de Ruptura de Barragem Através de Um Modelo Quasi-2D. In: RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 18, n.1, p. 165-176, Jan/Mar 2013.

ZUFFO, M. S. R. Metodologia para avaliação da segurança de barragens. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Estadual de Campinas. Campinas - SP, 2005.

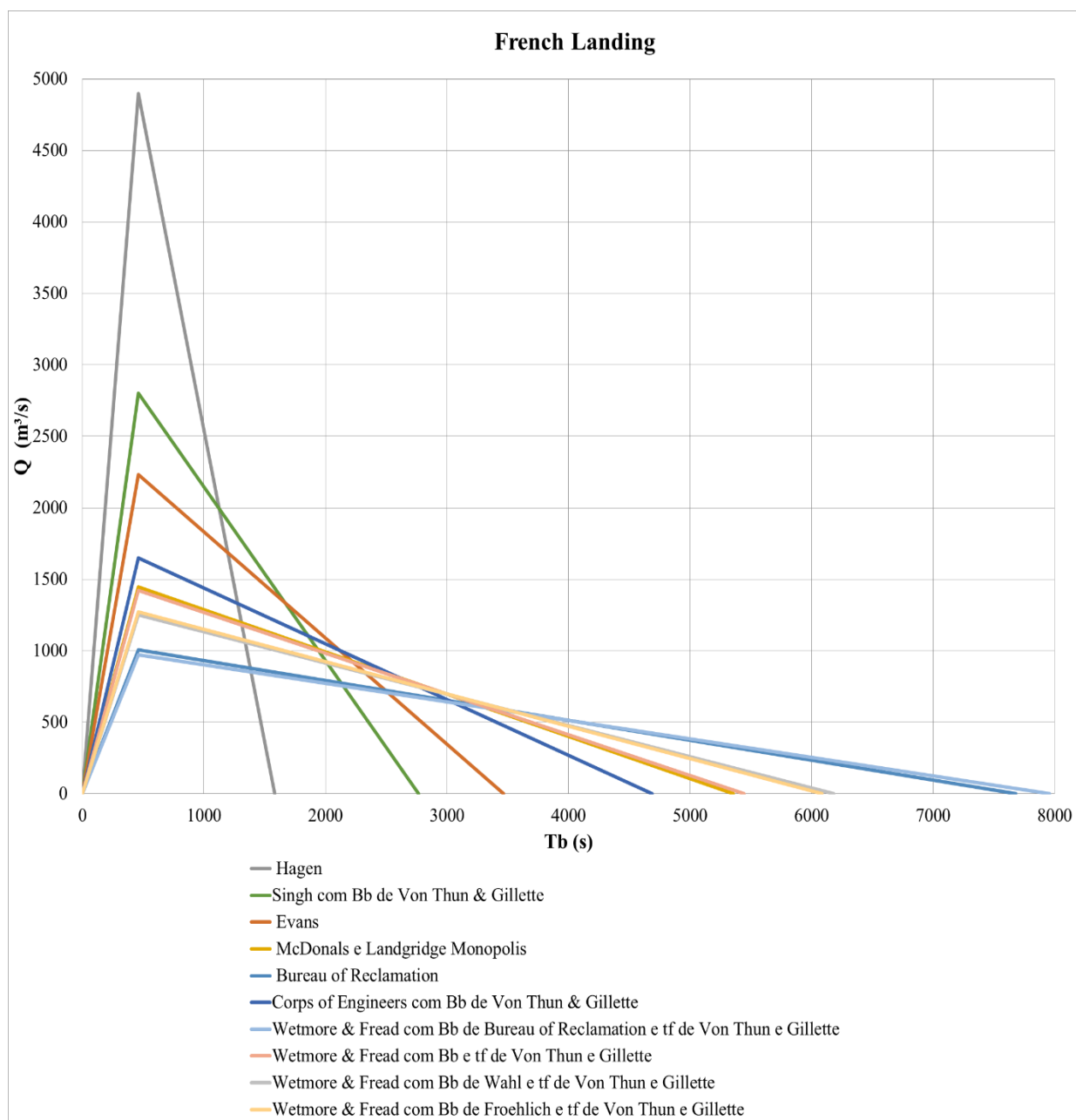
**ANEXO A - Hidrogramas de ruptura de barragens para 15 casos históricos
de falha de barragens de terra**

Hidrogramas de ruptura para a barragem South Fork.



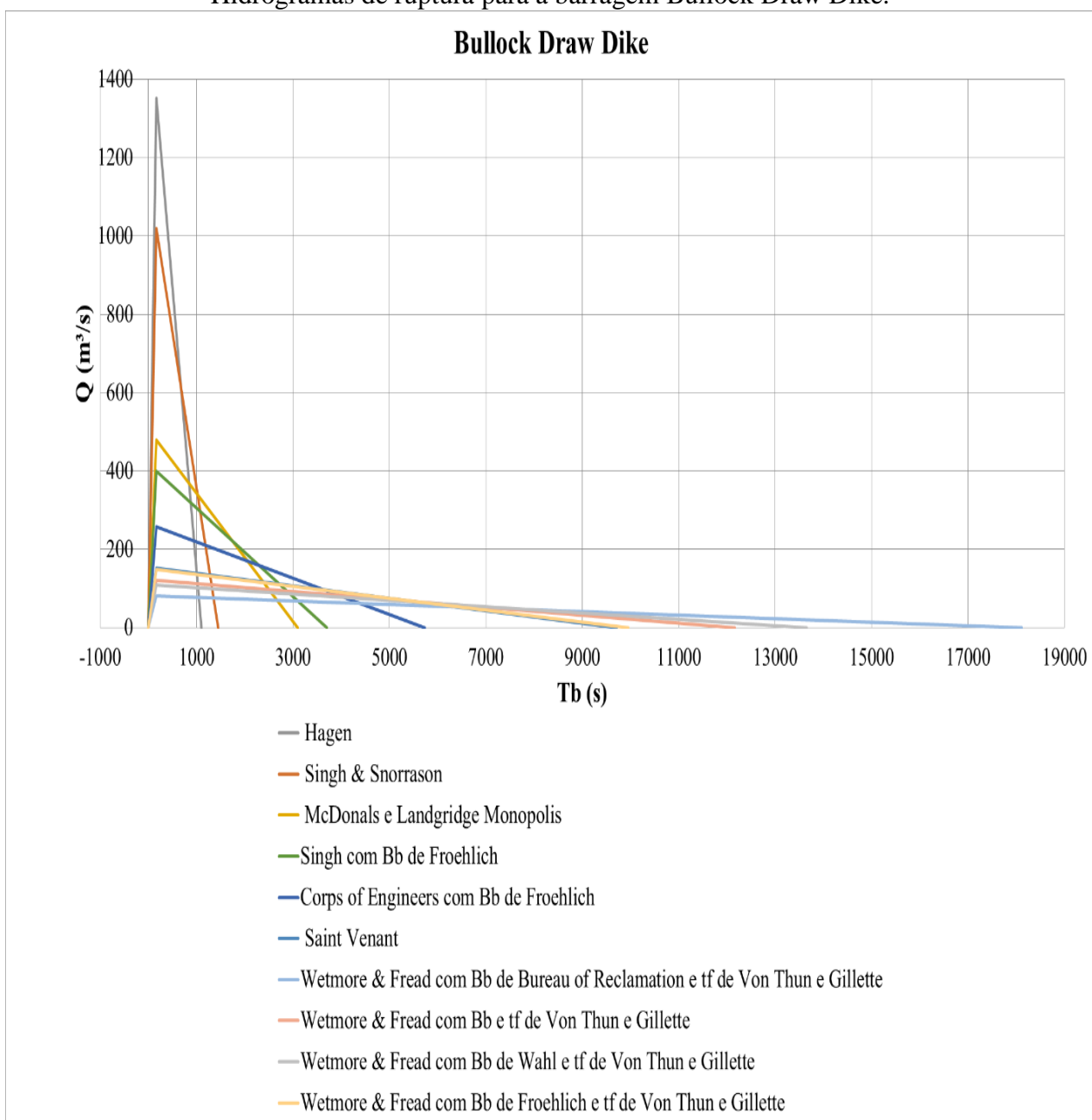
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem French Landing.



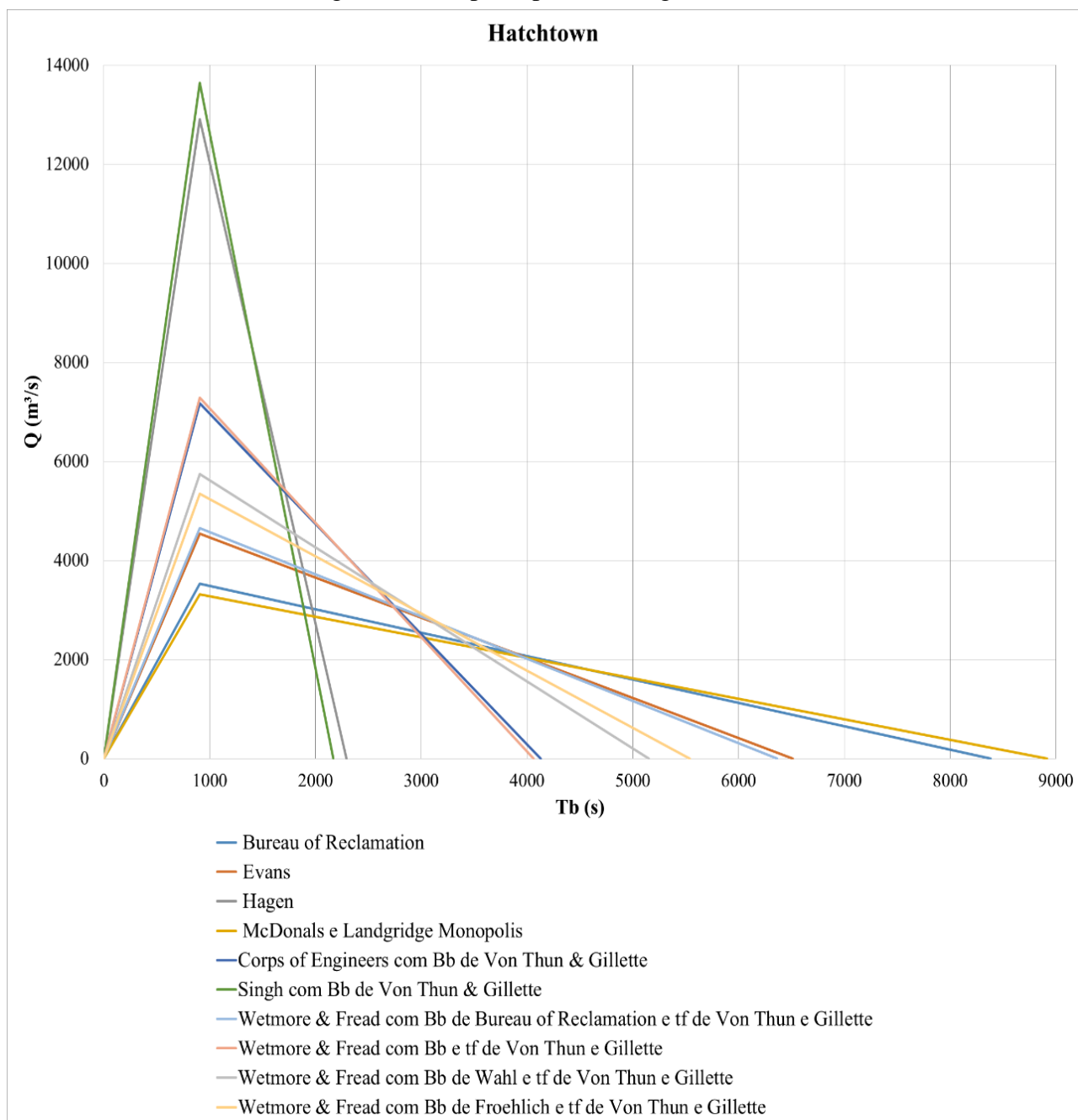
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Bullock Draw Dike.



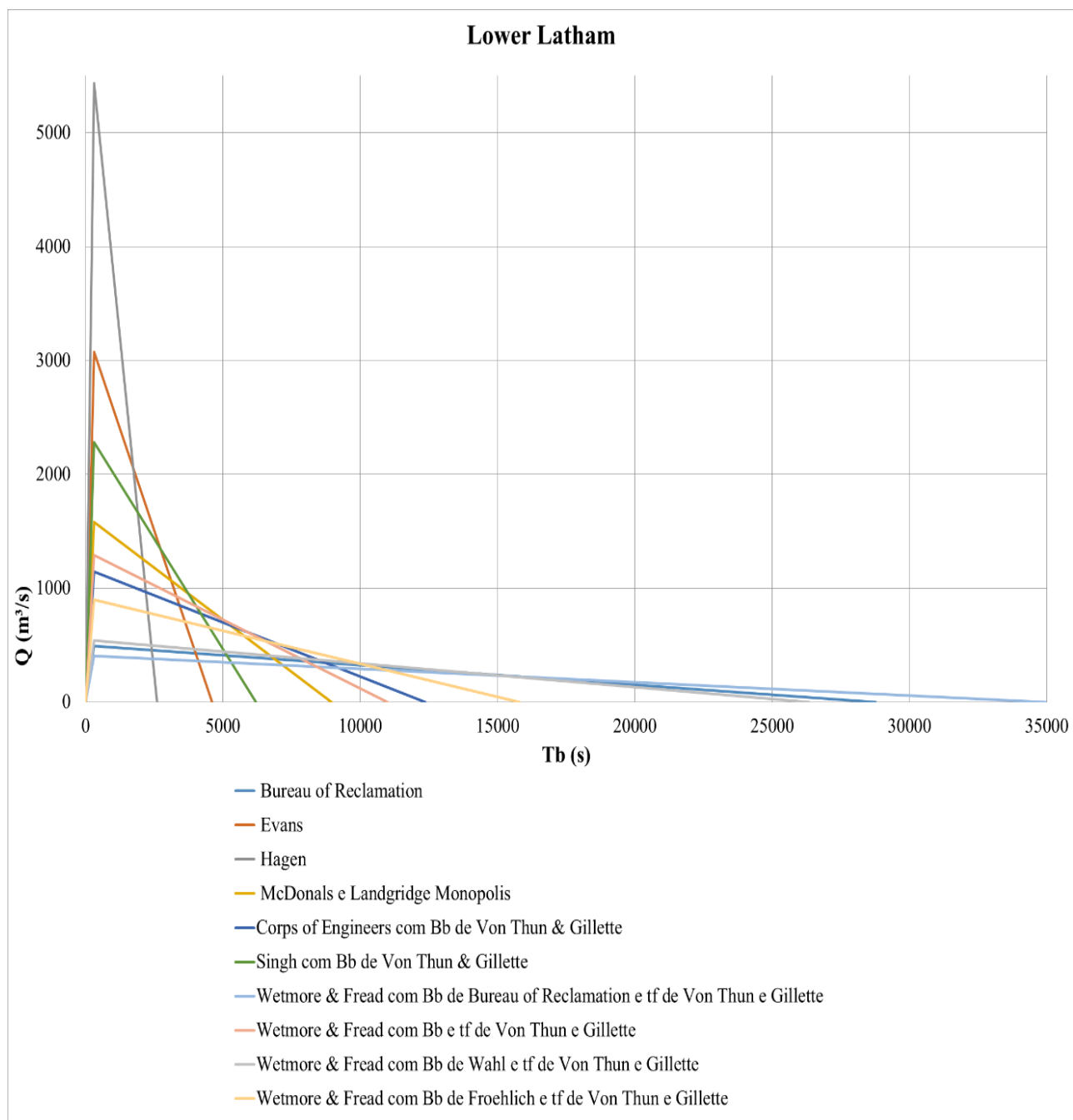
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Hatchtown.



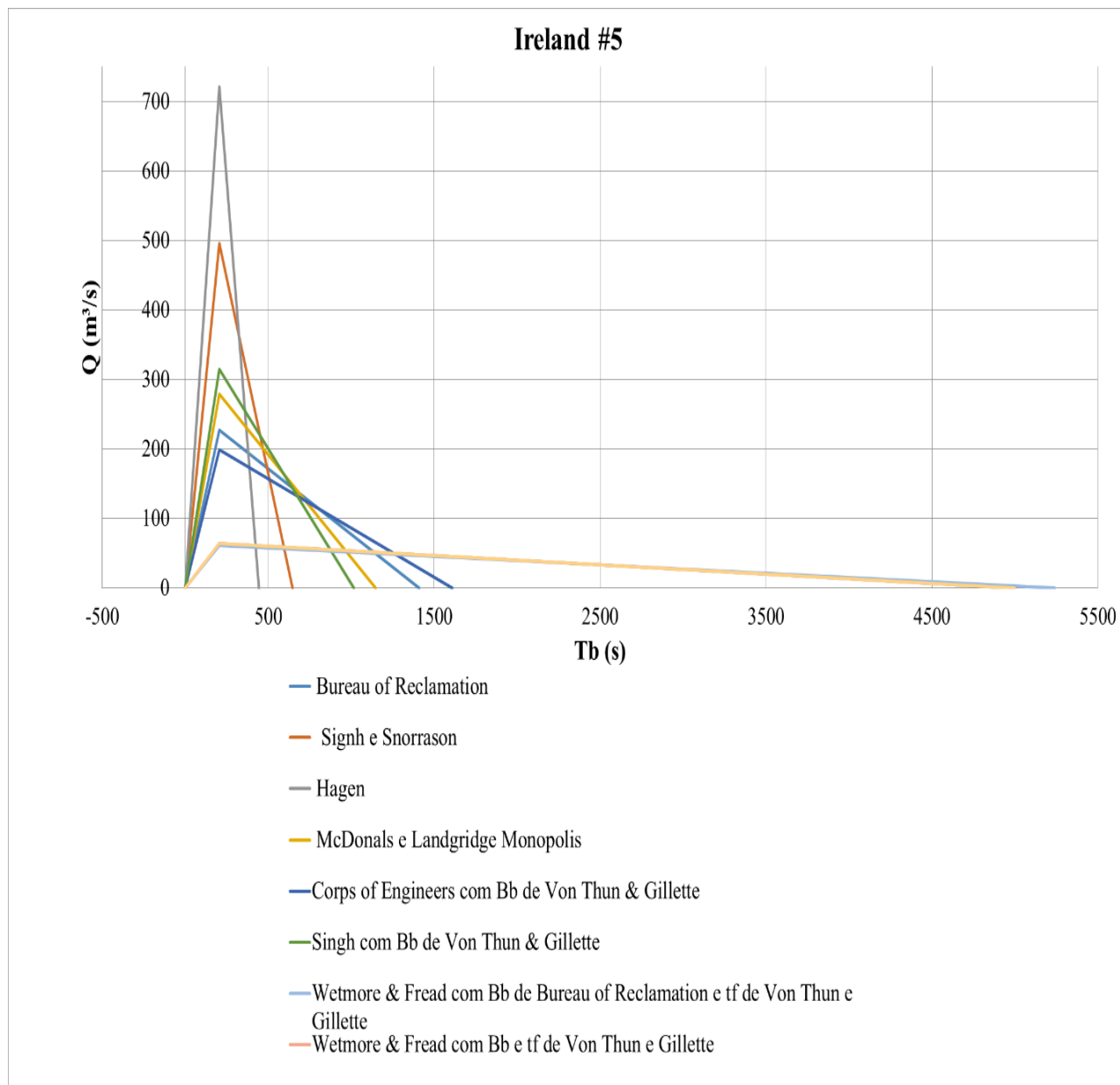
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Lower Latham.



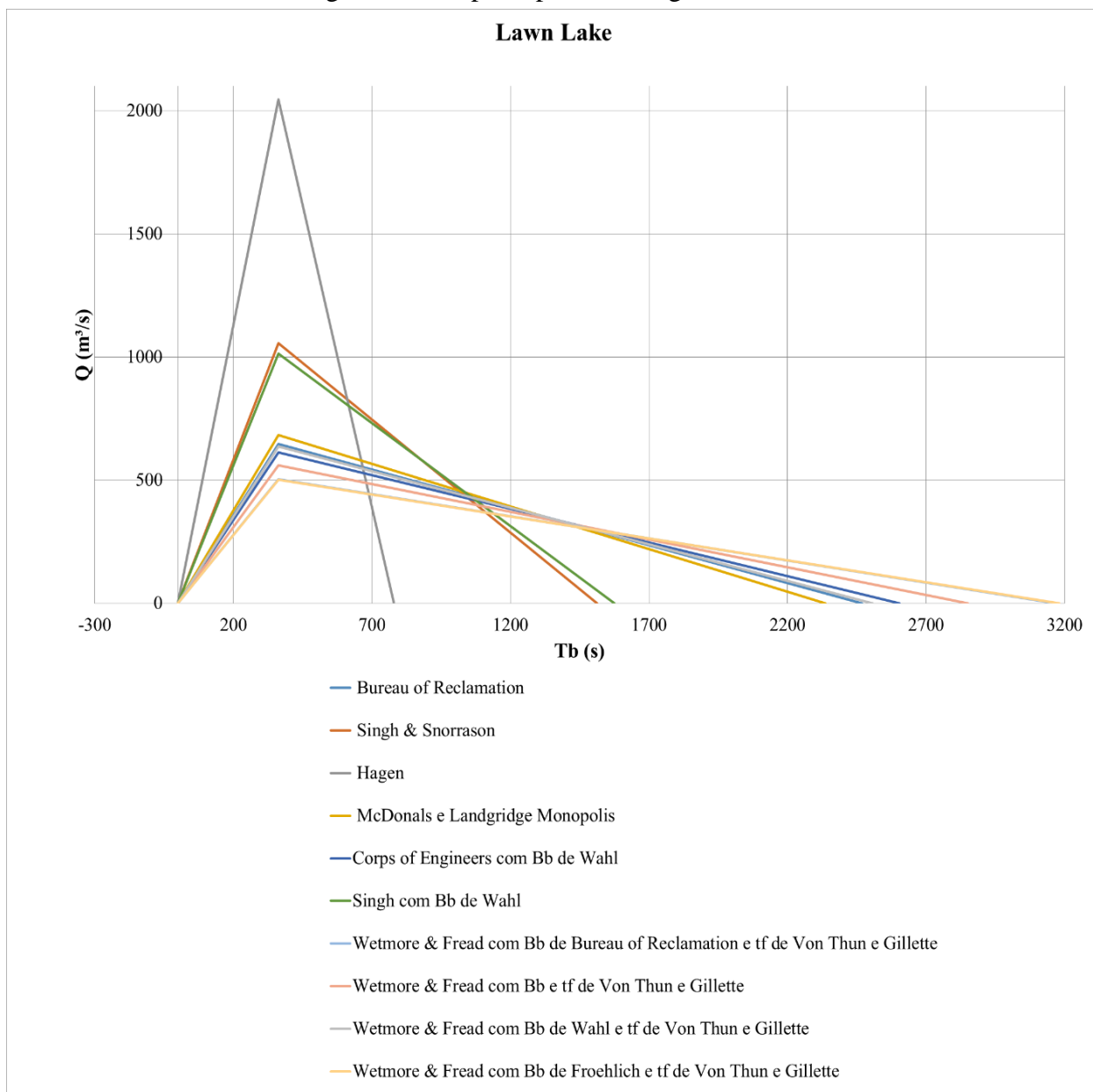
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Ireland #5.



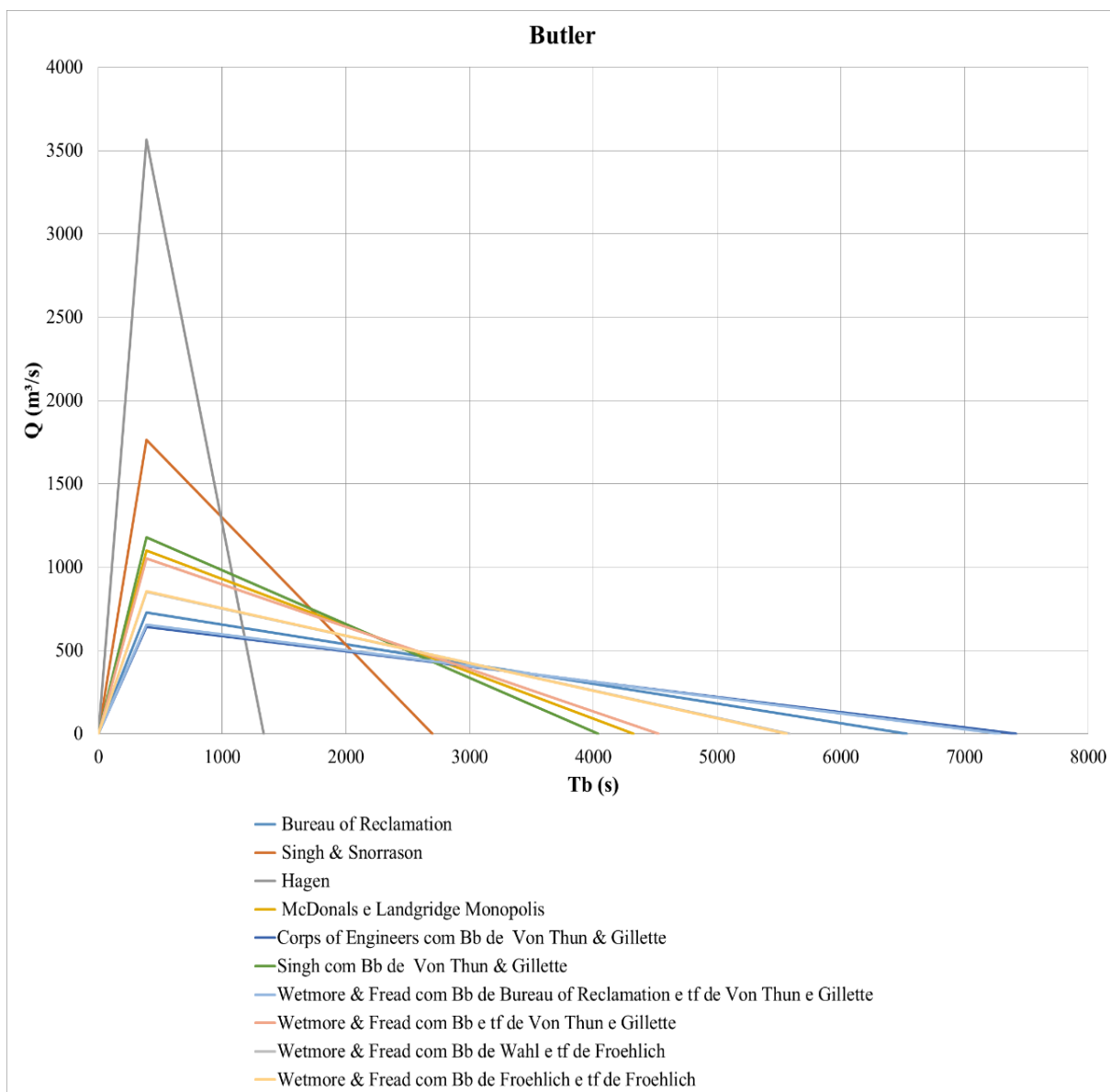
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Lawn Lake.



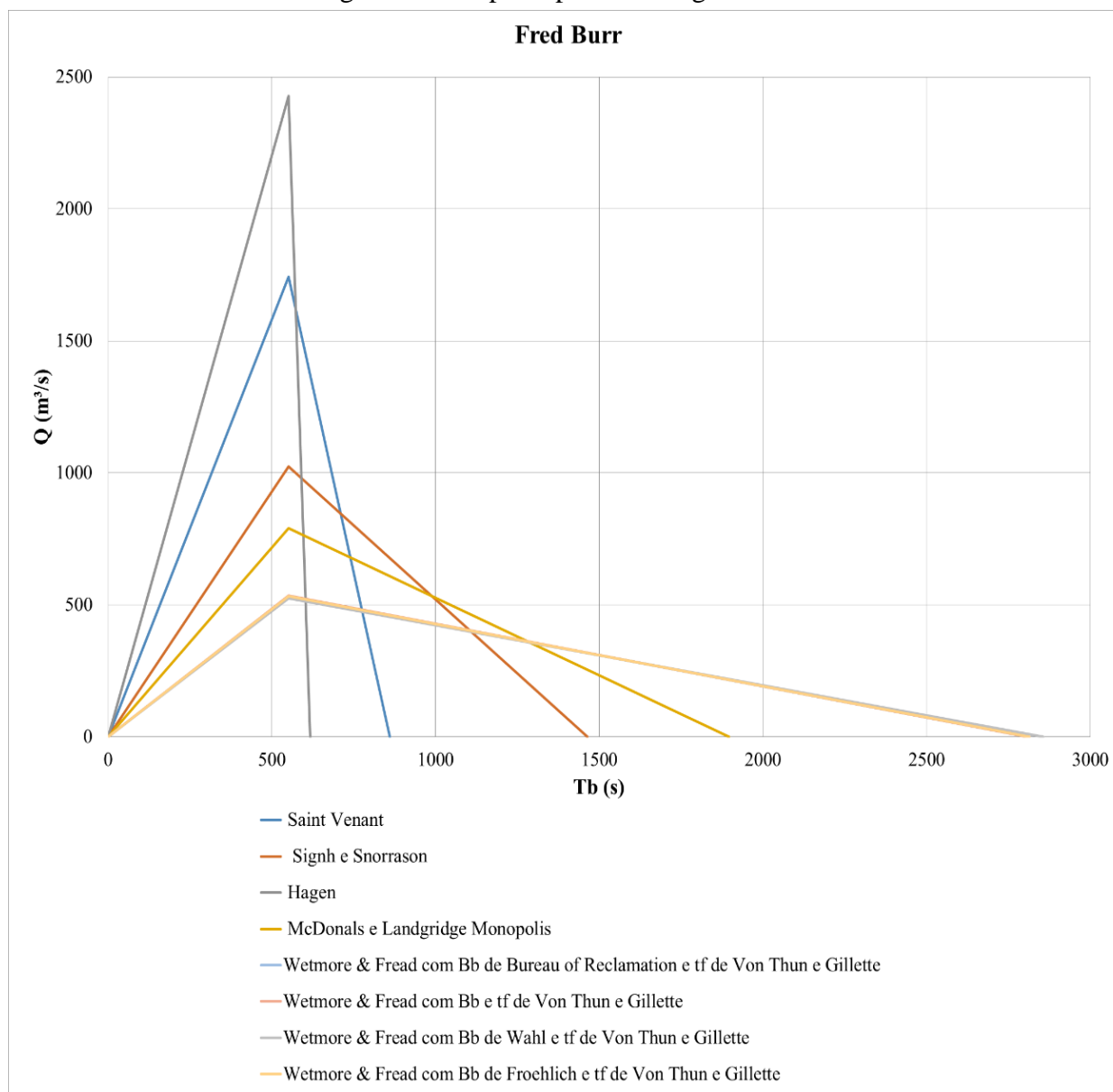
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Butler.



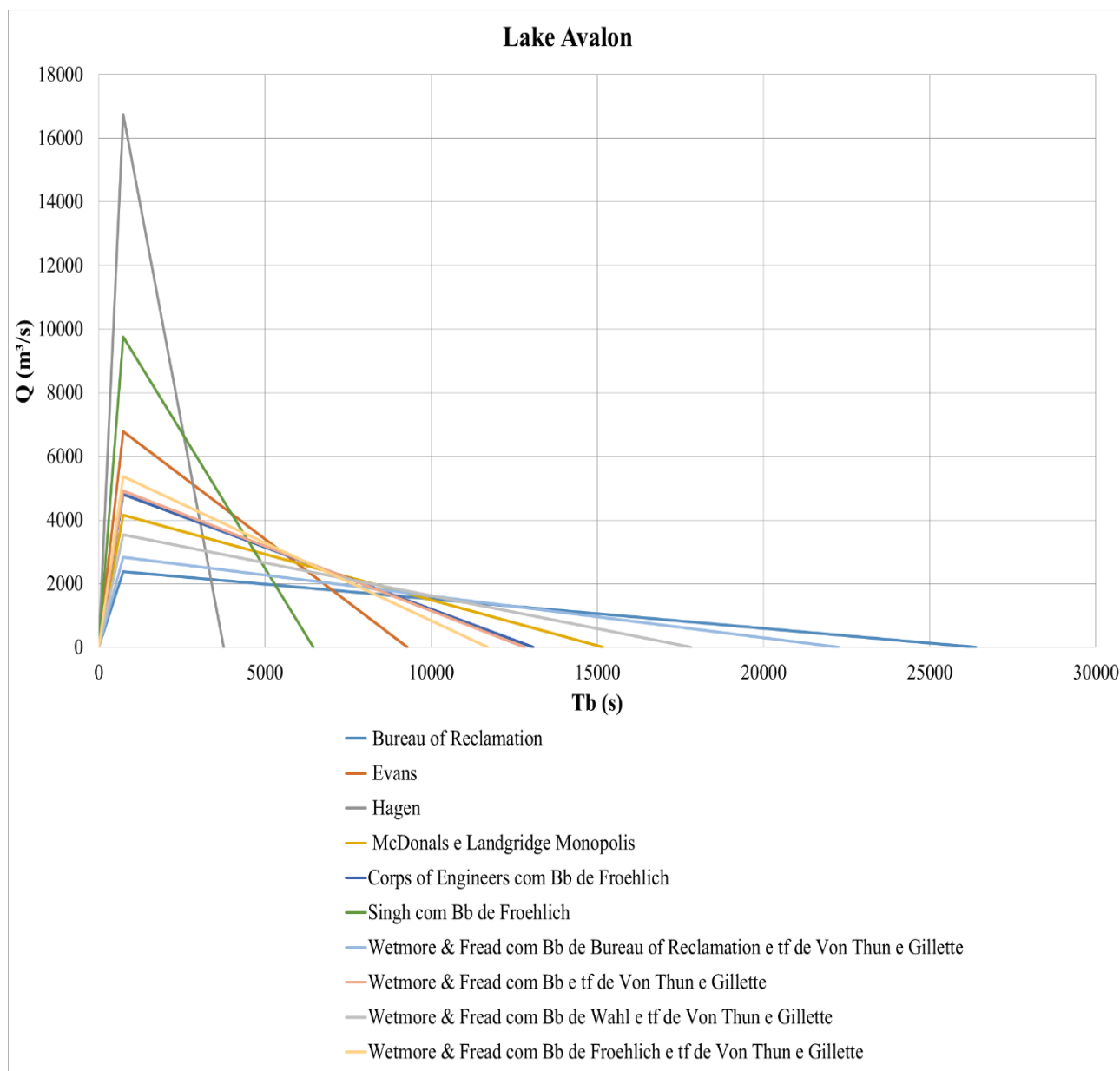
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Fred Burr.



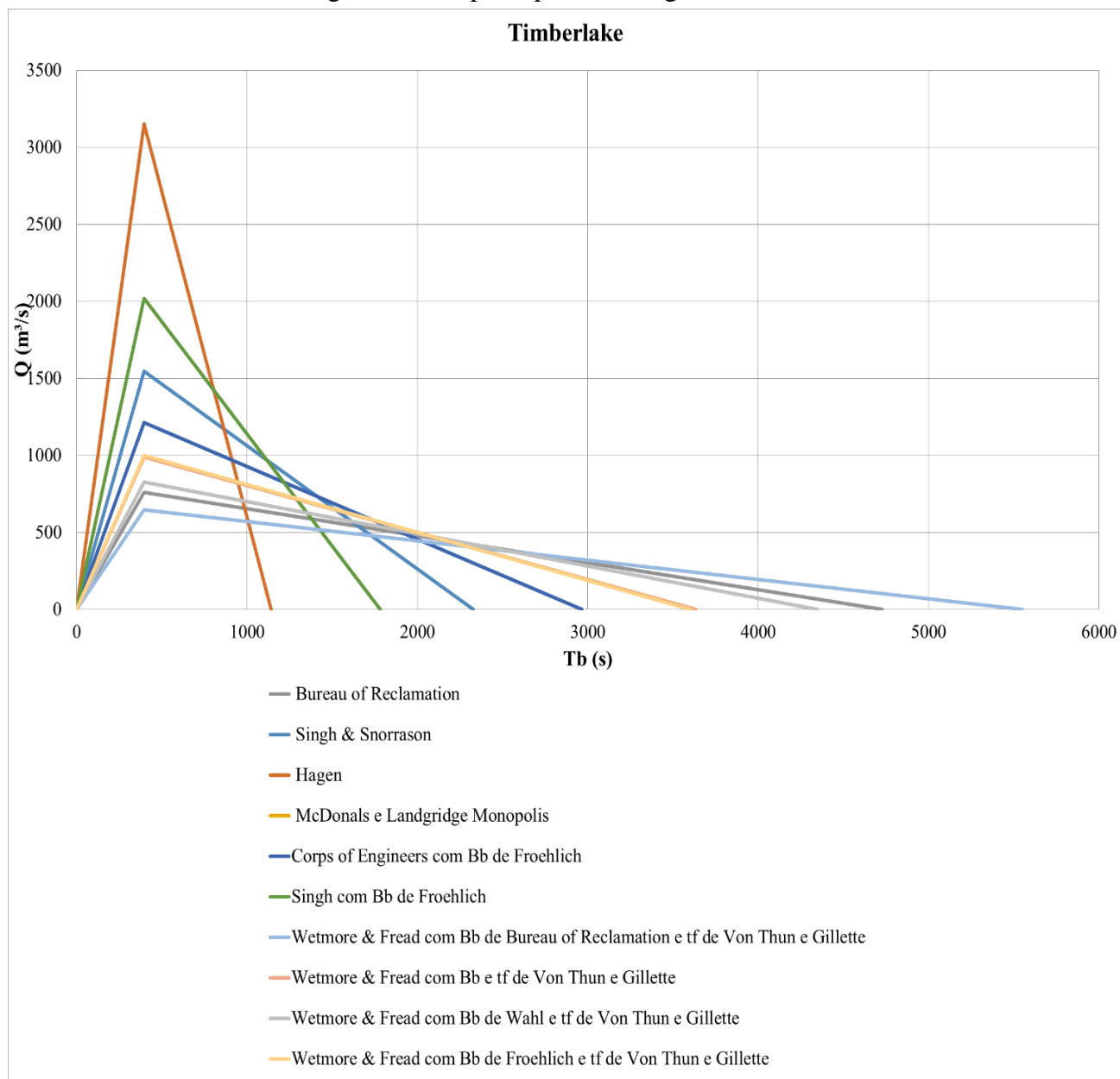
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Lake Avalon.



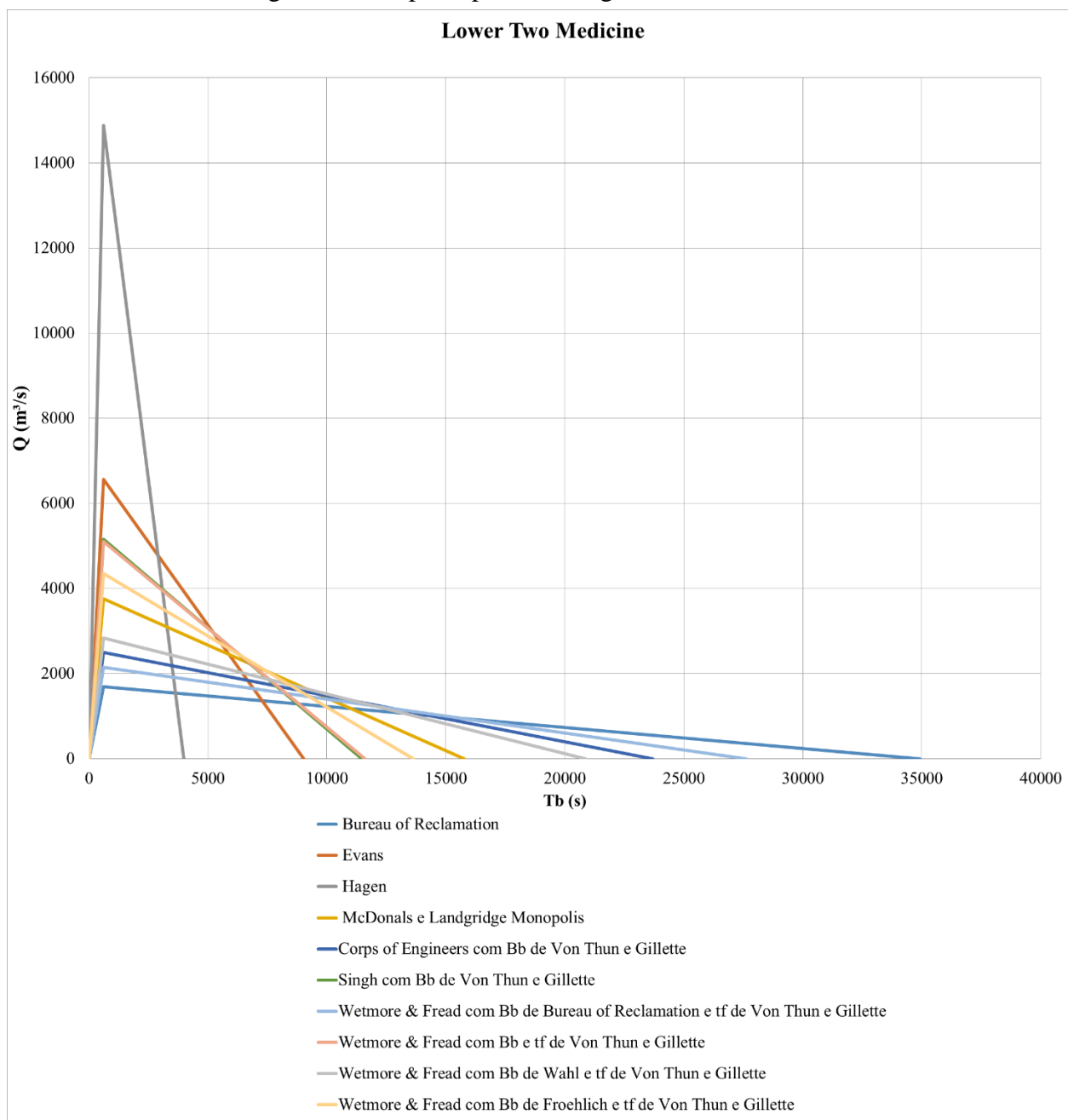
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Timberlake.



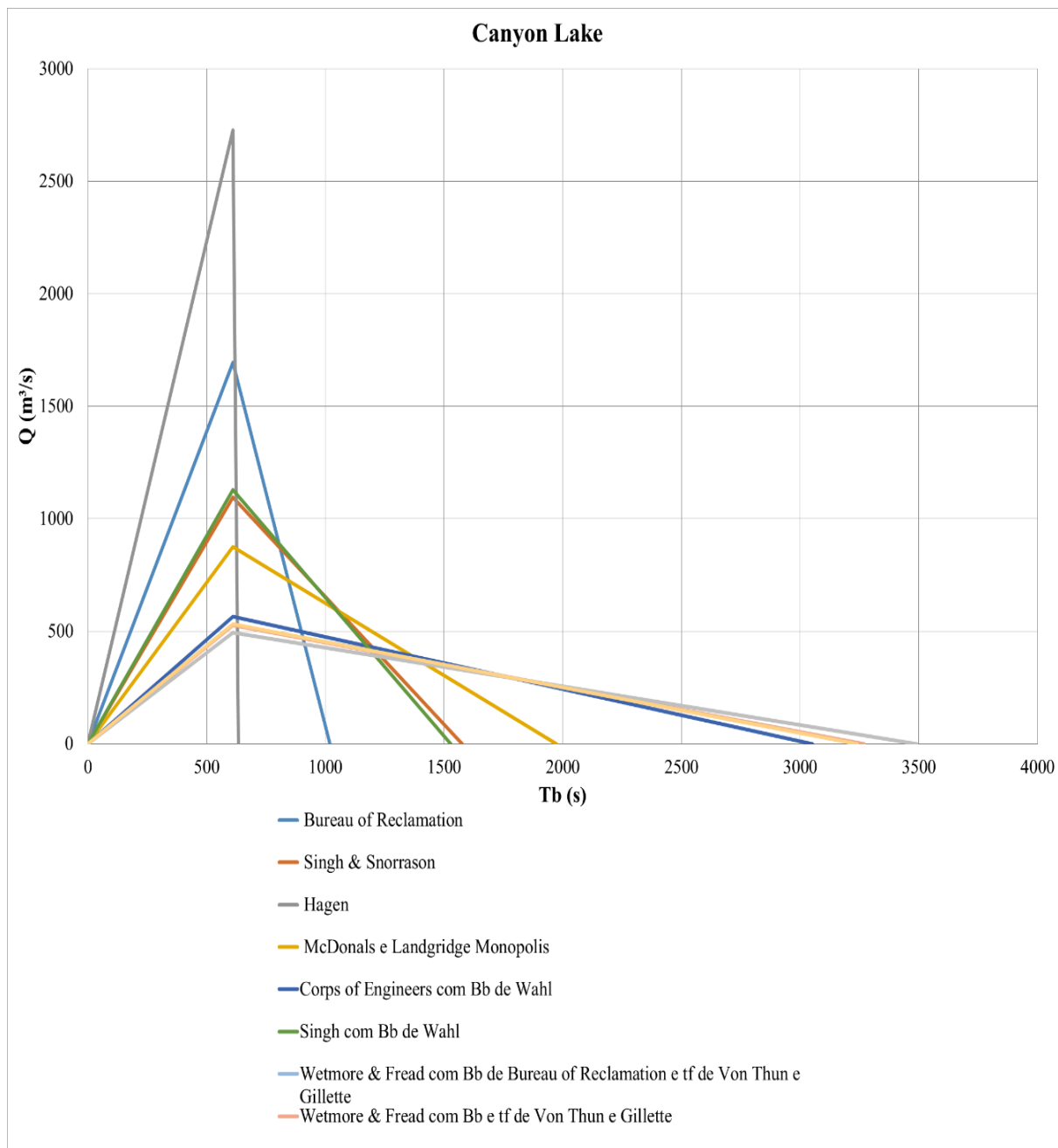
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Lower Two Medicine.



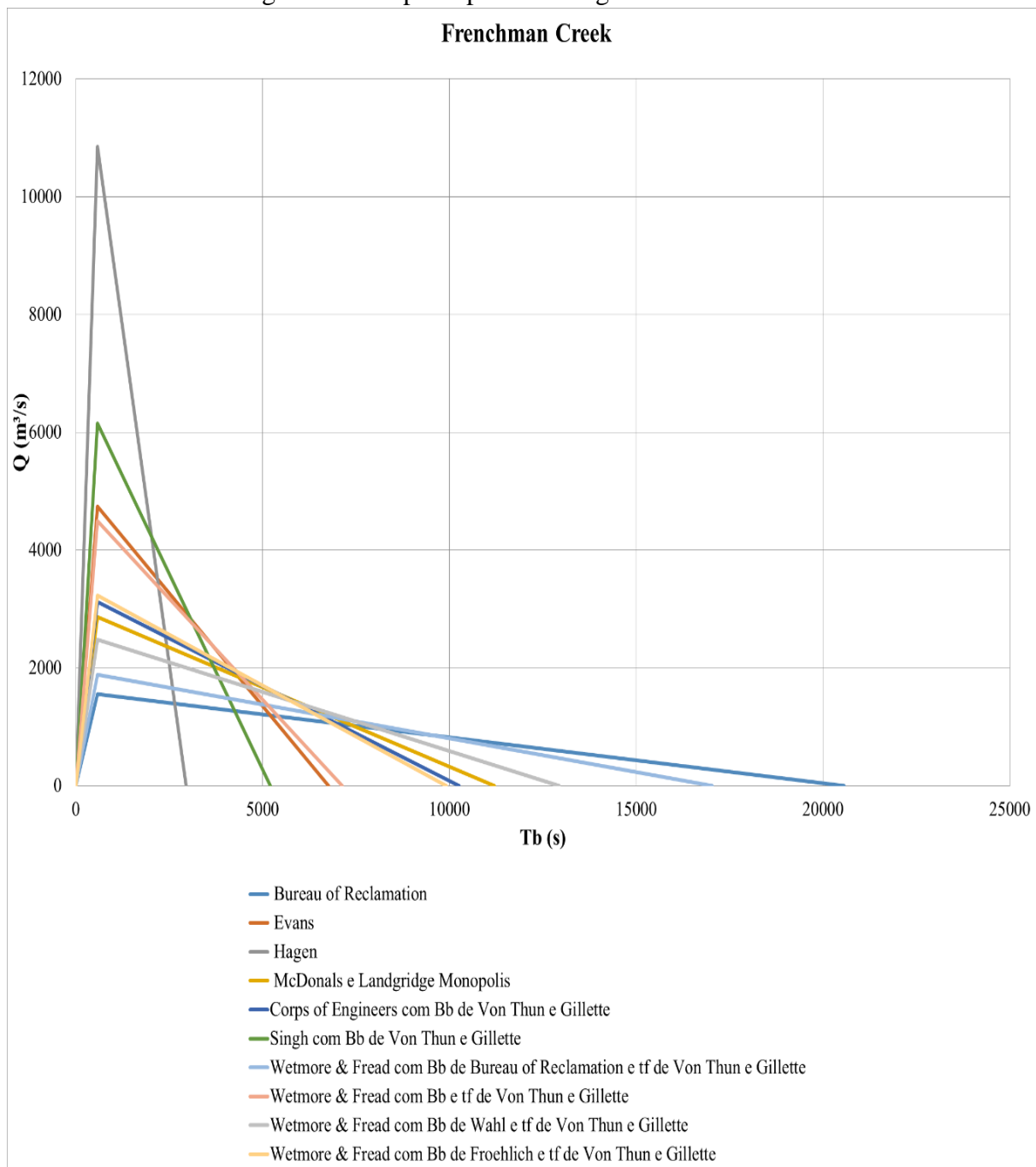
(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Canyon Lake.



(fonte: elaborada pela autora).

Hidrogramas de ruptura para a barragem Frenchman Creek.



(fonte: elaborada pela autora).

ANEXO B – Determinação dos métodos empíricos utilizados na análise dos hidrogramas de ruptura

Determinação do método empírico para o cálculo da largura da brecha.

Barragem	Bbavg (m)			
	Bureau of Reclamation	Von Thun e Gillette	Wahl	Froehlich
Johnston City				X
South Fork		X		
Frech Landing		X		
Bullock Draw Dike				X
Hatchtown		X		
Lower Latham		X		
Ireland #5		X		
Lawn Lake			X	
Butler		X		
Fred Burr			X	
Lake Avalon				X
Timber Lake				X
Lower Two Medicine		X		
Canyon Lake			X	
FrenchmanCreek		X		
TOTAL	0	8	3	4

(fonte: elaborada pela autora).

Determinação do método empírico para o cálculo do tempo de pico.

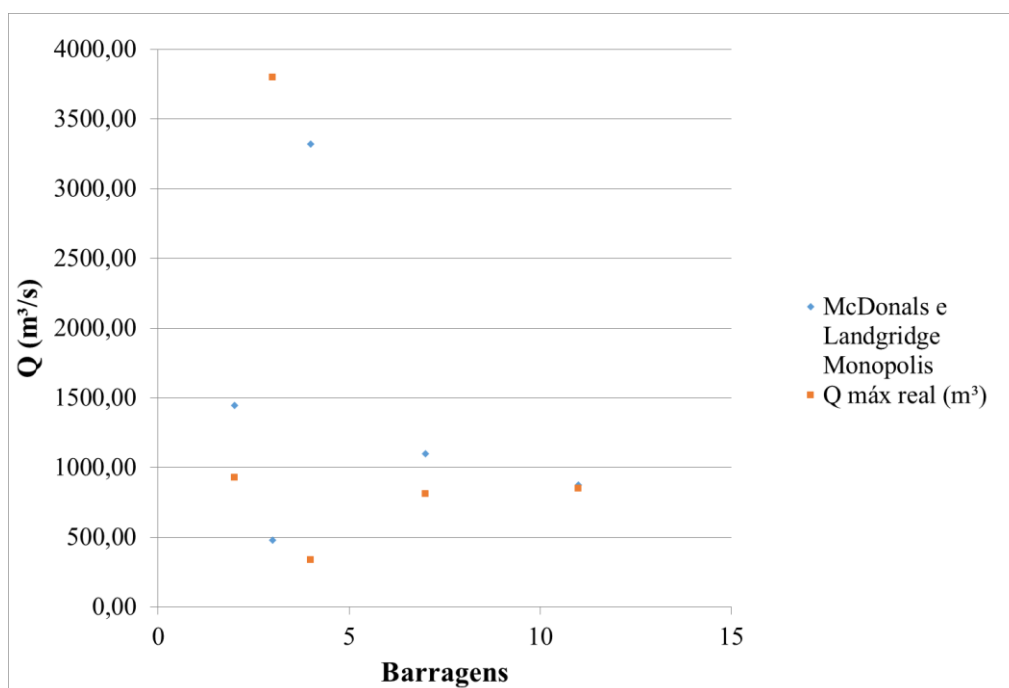
Barragem	tf (horas)						
	MacDonald e Langridge	Bureau of Reclamation				Von Thun e Gillette	Froehlich
	Monopolis	Bureau of Reclamation	Von Thun e Gillette	Wahl	Froehlich	Gillette	
Johnston City						x	
South Fork						x	
Frech Landing						x	
Bullock Draw Dike						x	
Hatchtown						x	
Lower Latham						x	
Ireland #5						x	
Lawn Lake						x	
Butler						x	
Fred Burr						x	
Lake Avalon						x	
Timber Lake						x	
Lower Two Medicine						x	
Canyon Lake						x	
FrenchmanCreek						x	

TOTAL 0 0 0 0 0 15 0

(fonte: elaborada pela autora).

Determinação do coeficiente de segurança do método de McDonal e Langridge-Monopolis.

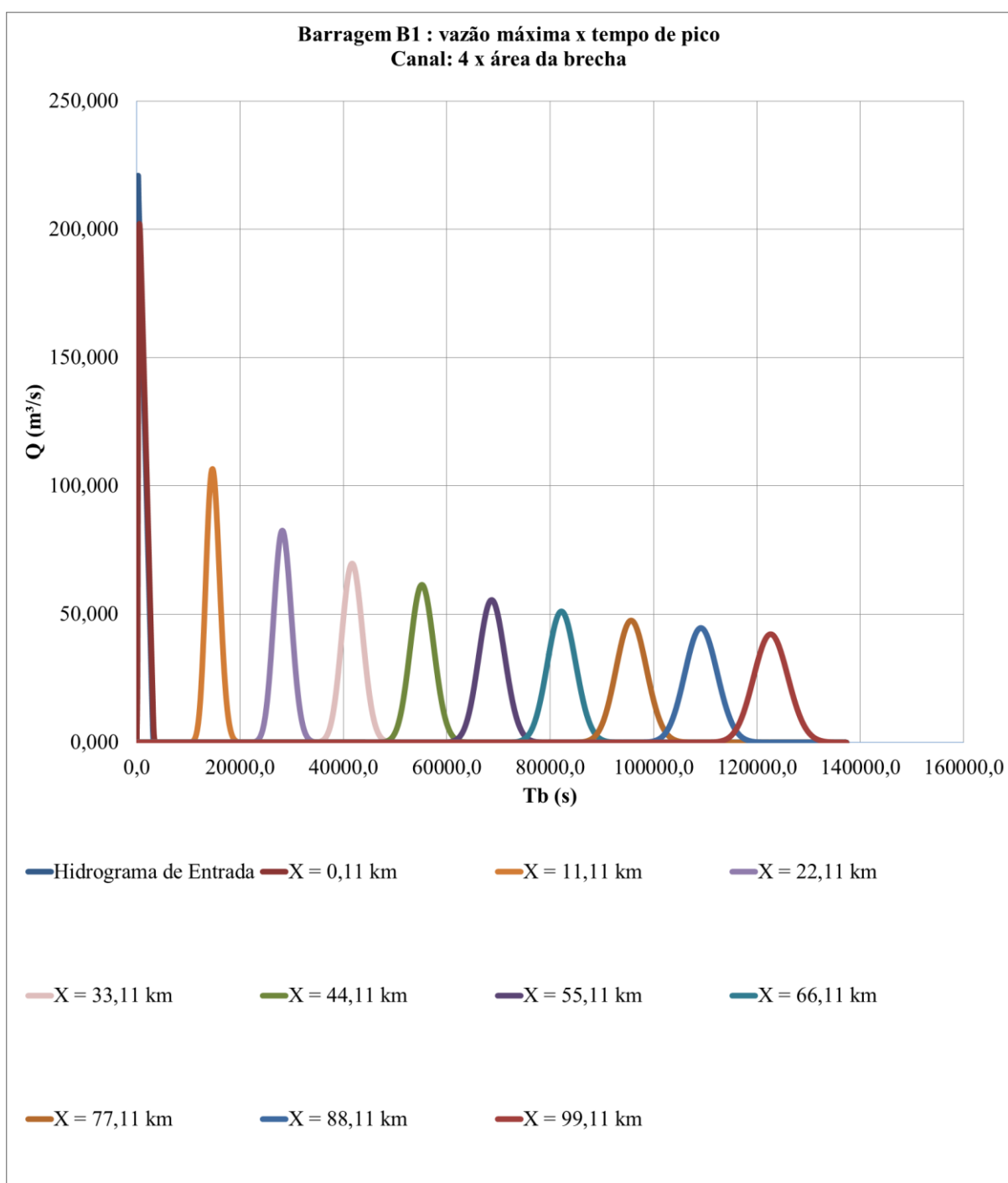
Barragens	Q máx real (m ³)	McDonal e Landgridge Monopolis	Qr/Qc
South Fork			
Frech Landing	929	1445,09	1,555529
Hatchtown	3800	478,50	0,125921
Lower Latham	340	3320,33	9,765672
Ireland #5			
Lawn Lake			
Butler	810	1100,47	1,35861
Fred Burr			
Lake Avalon			
Lower Two Medicine			
Canyon Lake	850	874,58	1,028921
FrenchmanCreek			
		MÉDIA =	2,766931



(fonte: elaborada pela autora).

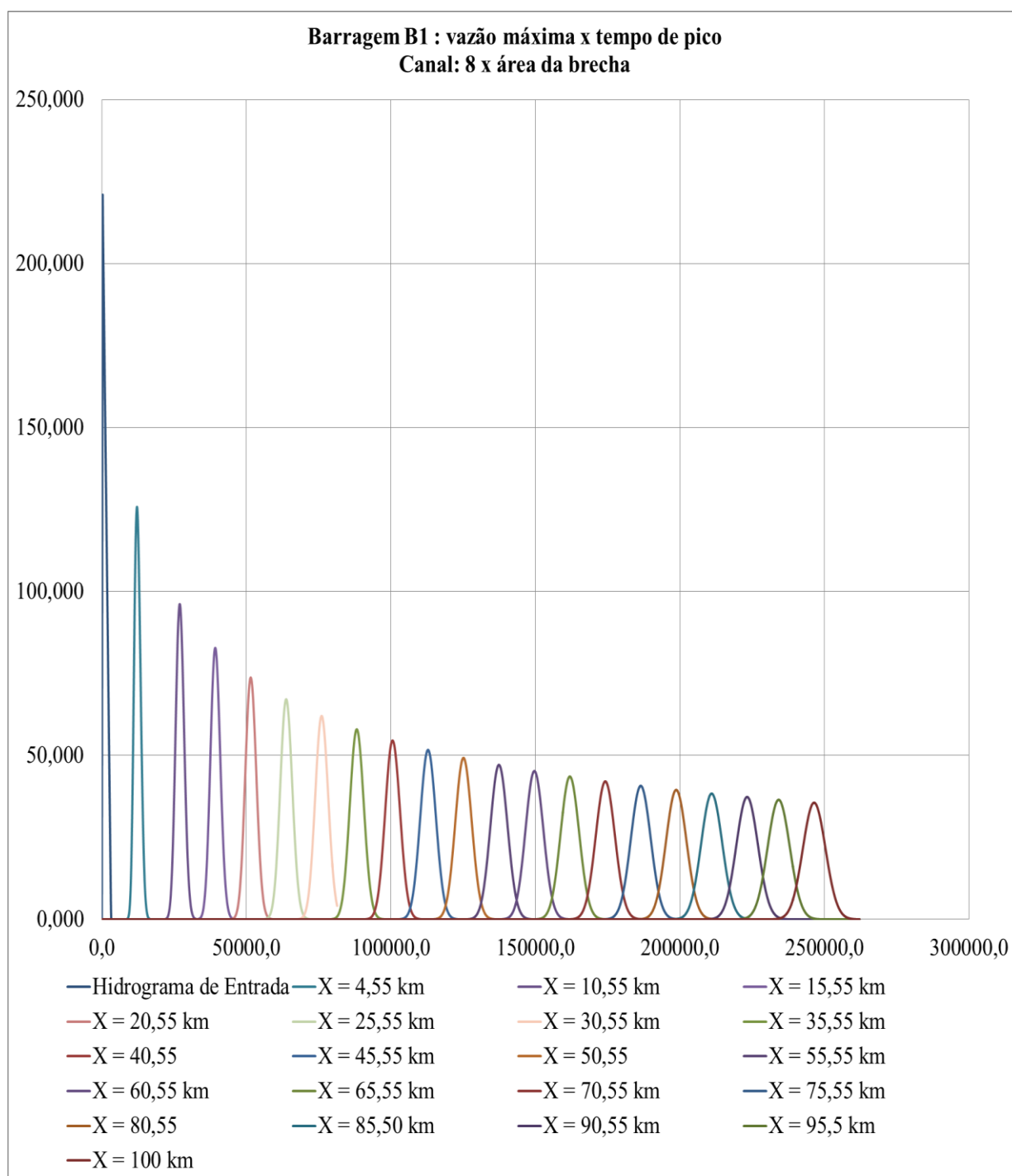
**ANEXO C – Hidrogramas propagados pelo método de Muskingum-Cunge
de três barragens hipotéticas para variações da área do vale a jusante**

Propagação do hidrograma de ruptura para a barragem hipotética B1, considerando a área do vale a jusante igual a 4 vezes à área da brecha.



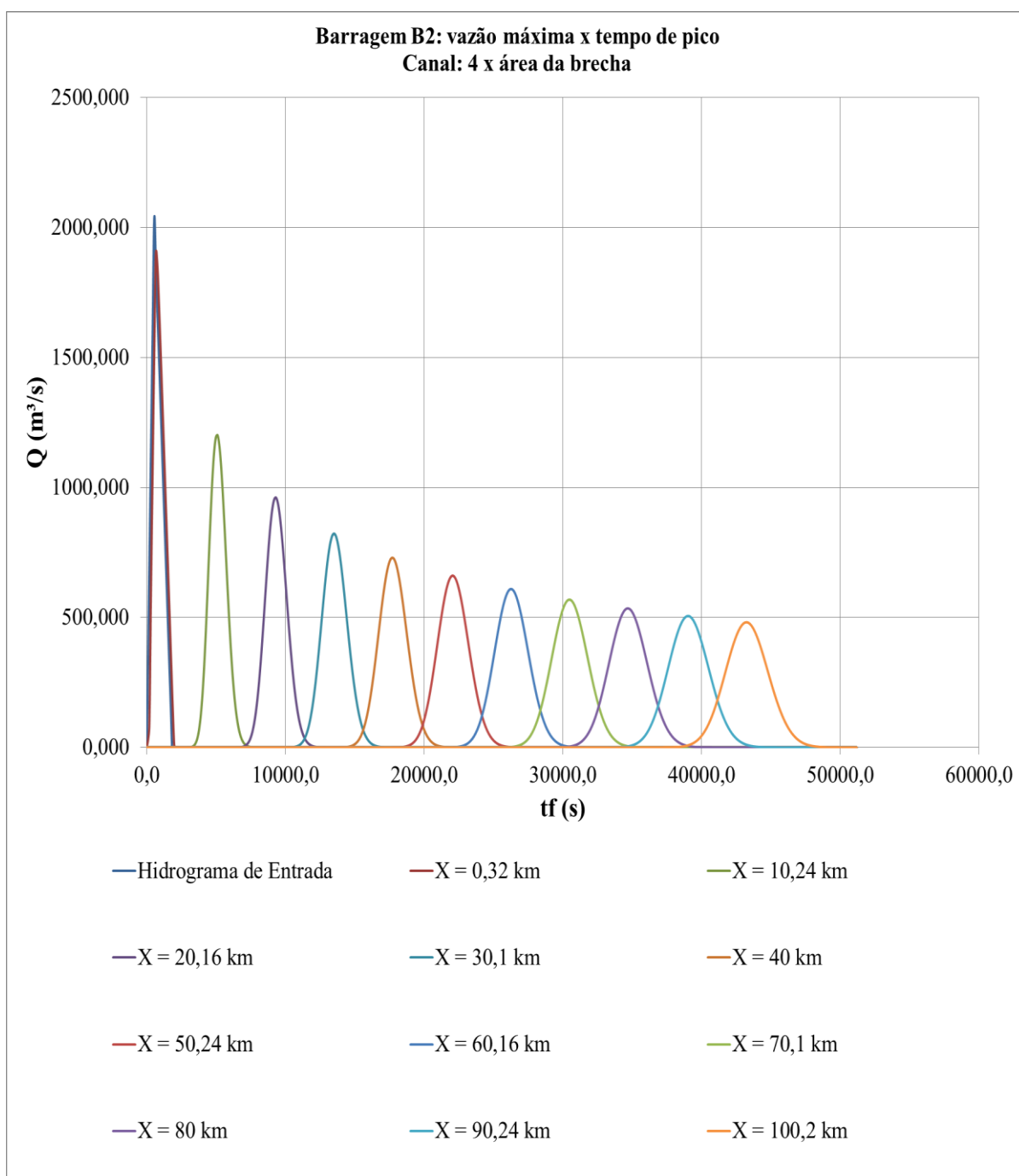
(fonte: elaborada pela autora).

Propagação do hidrograma de ruptura para a barragem hipotética B1, considerando a área do vale a jusante igual a 8 vezes à área da brecha.



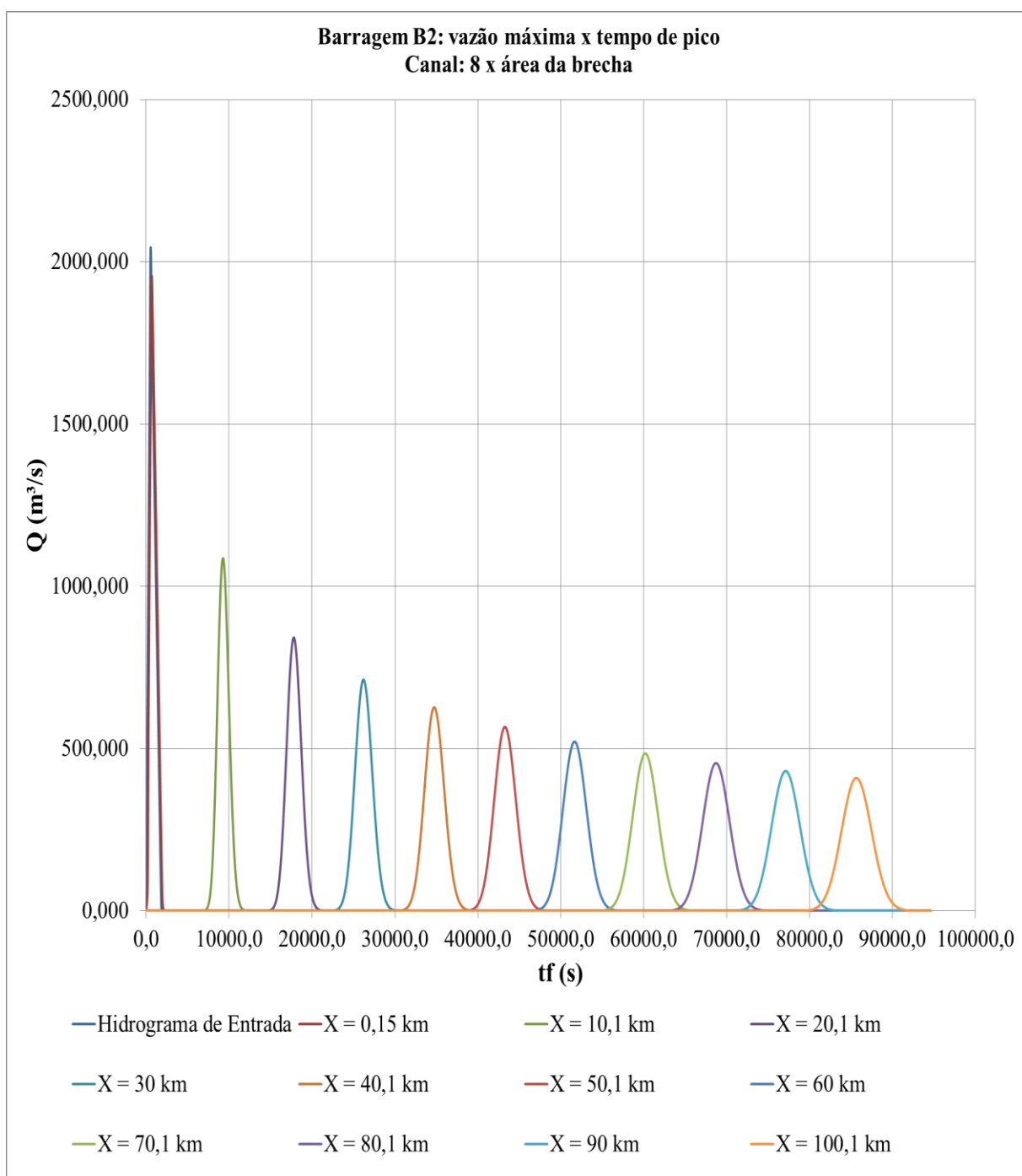
(fonte: elaborada pela autora).

Propagação do hidrograma de ruptura para a barragem hipotética B2, considerando a área do vale a jusante igual a 4 vezes à área da brecha.



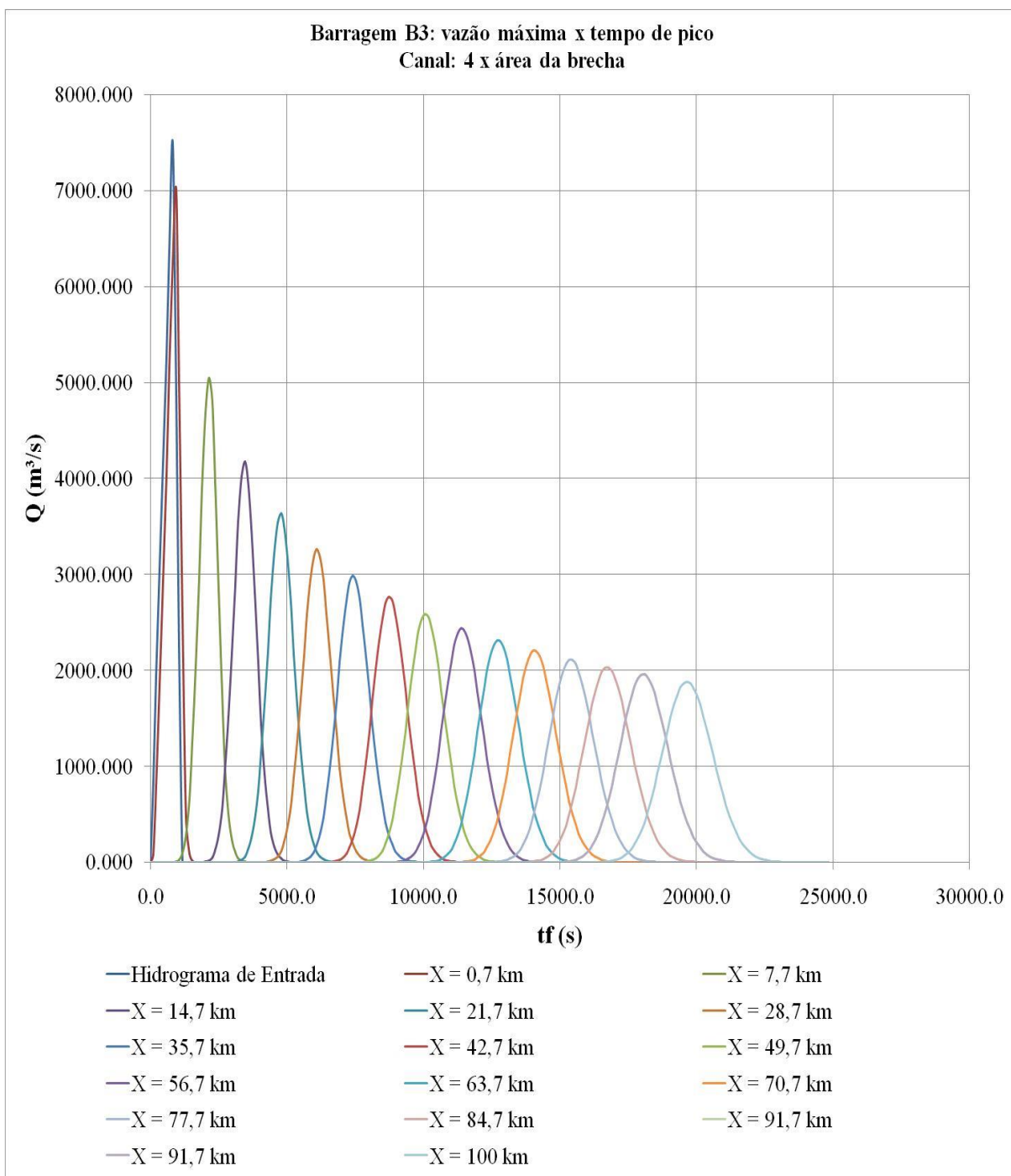
(fonte: elaborada pela autora).

Propagação do hidrograma de ruptura para a barragem hipotética B2, considerando a área do vale a jusante igual a 8 vezes à área da brecha.



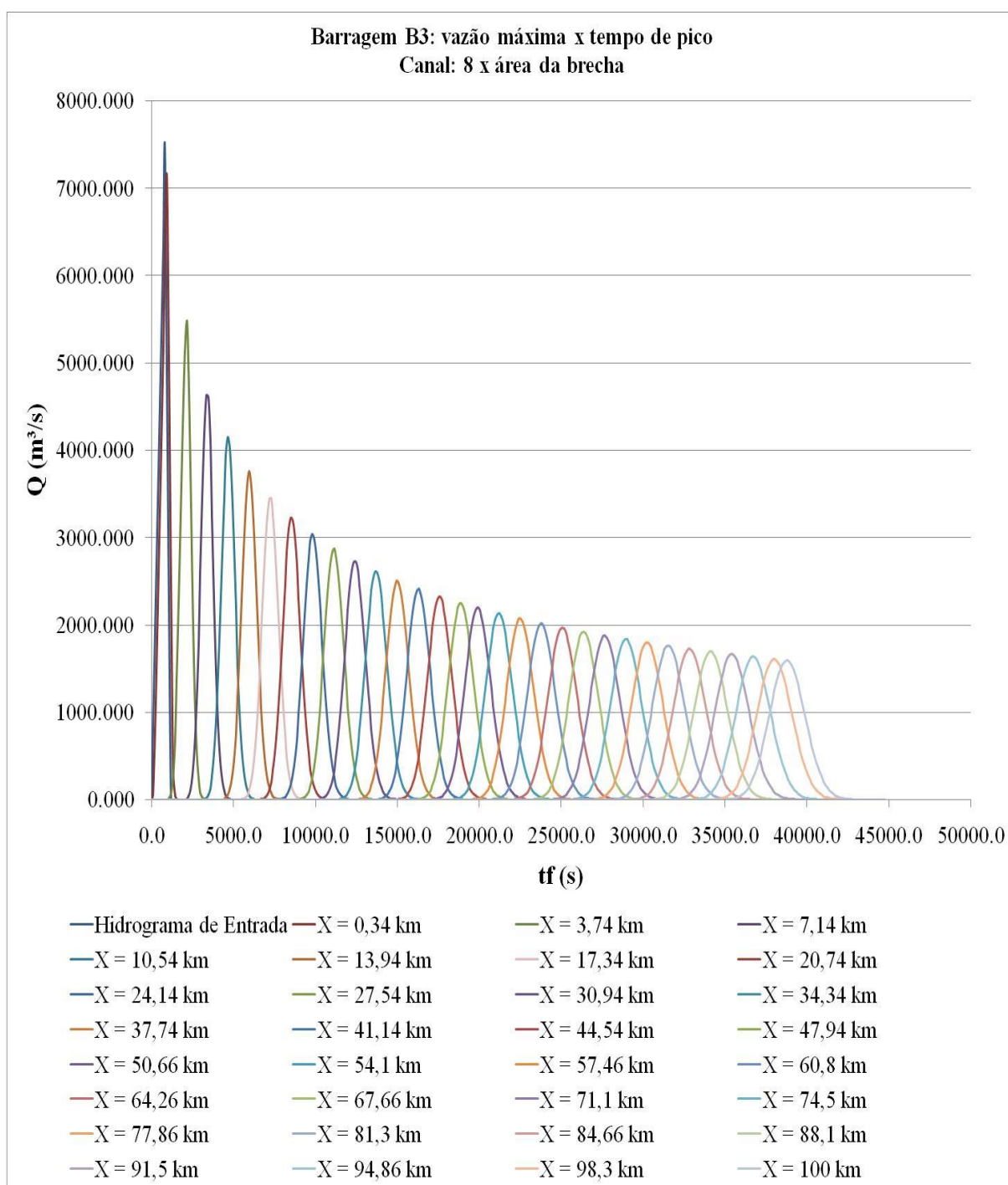
(fonte: elaborada pela autora).

Propagação do hidrograma de ruptura para a barragem hipotética B3, considerando a área do vale a jusante igual a 4 vezes à área da brecha.



(fonte: elaborada pela autora).

Propagação do hidrograma de ruptura para a barragem hipotética B3, considerando a área do vale a jusante igual a 8 vezes à área da brecha.



(fonte: elaborada pela autora).