

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO
AMBIENTAL

STEFANY GONÇALVES LIMA

MAPEAMENTO DE PERIGO POTENCIAL ASSOCIADO A ROMPIMENTOS DE
BARRAGENS SOB EFEITO CASCATA

PORTO ALEGRE

2023

STEFANY GONÇALVES LIMA

MAPEAMENTO DE PERIGO POTENCIAL ASSOCIADO A ROMPIMENTOS DE
BARRAGENS SOB EFEITO CASCATA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação
em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como
requisito parcial à obtenção do grau de mestra.

Orientador: Rodrigo Cauduro Dias de Paiva

PORTO ALEGRE

2023

CIP - Catalogação na Publicação

Lima, Stefany Gonçalves

Mapeamento de perigo potencial associado a rompimentos de barragens sob efeito cascata / Stefany Gonçalves Lima. -- 2023.

109 f.

Orientador: Rodrigo Cauduro Dias de Paiva.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2023.

1. Rompimentos de barragens. 2. Método simplificado. 3. Mapeamento de perigo de cheias. 4. Efeito cascata. 5. Bacia do Guaíba (RS). I. Paiva, Rodrigo Cauduro Dias de, orient. II. Título.

STEFANY GONÇALVES LIMA

MAPEAMENTO DE PERIGO POTENCIAL ASSOCIADO A ROMPIMENTOS DE
BARRAGENS SOB EFEITO CASCATA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação
em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como
requisito parcial à obtenção do grau de mestra.

Aprovado em: Porto Alegre, 10 de maio de 2023.

Prof. Dr. Rodrigo Cauduro Dias de Paiva – UFRGS
Orientador

Prof. Dr. Walter Collishonn – UFRGS
Examinador

Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira – UFRGS
Examinador

Prof. Dr. Julian Cardoso Eleutério – UFMG
Examinador

AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa foi profundamente inspirada pela minha constante busca por desafios, e a considero uma emocionante jornada rumo ao desconhecido.

Espero que o fruto deste trabalho contribua de alguma forma para o desenvolvimento científico do país.

Agradeço especialmente:

Ao Rodrigo, pela orientação, confiança e amizade ao longo dessa jornada, que foi fundamental para o sucesso desta pesquisa.

Aos órgãos financiadores da minha bolsa e custeios: CAPES e ANA.

À UFRGS e ao IPH, pelos recursos e infraestrutura cedida. Em especial, agradeço aos professores do IPH, bem como aos pesquisadores e colegas do grupo HGE pela parceria diária e amizade.

À minha família, minha mãe Iracema, e meu saudoso pai José Manoel, que me proporcionaram oportunidades de estudo e sempre acreditaram incondicionalmente no meu potencial.

À Damilly, minha querida companheira, cujo apoio constante e amor genuíno infundiram
alegria em cada dia dessa jornada.

Por último, gostaria de compartilhar alguns momentos que marcaram profundamente essa trajetória:

A experiência de ingressar no IPH, um sonho que cultivei desde 2017 durante o período de
iniciação científica na graduação;

A superação das dificuldades na pesquisa, alcançada com determinação e perseverança;

A partida do meu amado pai, cuja ausência foi a maior dor que já experimentei.

Agradeço imensamente a Deus por ter me dado força, saúde e inteligência para concluir esta pesquisa, mesmo em meio à adversidade.

Às águas que fluem e moldam meus caminhos,

Às infinitas possibilidades,

À incessante busca por respostas ao desconhecido,

À ciência.

RESUMO

Barragens são estruturas que, mediante o contexto histórico dos recursos hídricos, possuem um papel extremamente relevante para a sociedade. Se, por um lado, as construções desses reservatórios trazem benefícios, por outro lado, possíveis rompimentos dessas estruturas resultam em potenciais danos que podem se intensificar em rios que possuem reservatórios em cascata. Os grandes desastres ocorridos no passado levantaram a discussão sobre a importância da criação de mapas de perigo em grande escala para auxiliar na gestão e prevenção desses eventos. Considerando o crescente aumento no número de barragens no Brasil, torna-se um grande desafio elaborar mapas com índices simples, intuitivos e que também apresentem embasamento físico para identificar possíveis impactos ocasionados por acidentes dessa natureza. Em vista disso, este estudo apresenta uma alternativa para mapear o perigo de inundações de rompimentos de barragens sob efeito cascata, através do desenvolvimento e aplicação de um modelo físico que prevê a atenuação da vazão de pico da onda de cheia à medida que ela se propaga para jusante. O modelo pode ser facilmente aplicado com parâmetros comumente disponíveis relacionados às características do rio e do hidrograma afluente. A proposta de elaboração dos mapas de perigo apresenta etapas para estimar as vazões de pico, aplicar o modelo de atenuação de forma recursiva ao longo dos segmentos de comprimento do rio, determinar o tempo de propagação da onda de cheia e propor a obtenção dos períodos de retorno das vazões de pico. A validade e precisão do modelo foram demonstradas através de três análises diferentes. Quando testado, ele replicou soluções numéricas das equações de Saint-Venant, mostrou precisão na reprodução das observações históricas de vazão de pico e foi consideravelmente mais preciso que um modelo empírico simplificado. Além disso, forneceu previsões de atenuação equivalentes às fornecidas por um modelo hidrodinâmico detalhado e observações *in situ* para uma cheia real. Os produtos da aplicação da metodologia foram distribuídos espacialmente em formato de mapas de perigo, com informações atraentes e também embasadas fisicamente por meio de índices de vazão máxima, tempo de propagação e período de retorno da onda de cheia. O mapa de vazões máximas de ruptura apresentou as vazões de pico diminuindo à medida que se propagam para jusante, conforme o comportamento proposto no modelo de atenuação. O produto do tempo de propagação da onda de cheia apresentou informações que podem ser necessárias para a elaboração de planos de evacuação mediante a ocorrência de acidentes, e o mapa de período de retorno das cheias expôs alto grau de perigo para a maioria dos cursos d'água, com cheias que podem comprometer a segurança das estruturas construídas. O principal propósito desta dissertação foi a elaboração de mapas de perigo em grande escala, com o intuito de fomentar a comunicação sobre os riscos de inundações decorrentes de possíveis rupturas de barragens sob efeito cascata e auxiliar na tomada de decisões.

Palavras-chave: Rompimento de barragens; Mapeamento de perigo de cheias; Efeito cascata.

ABSTRACT

Dams are structures that, within the historical context of water resources, play an extremely relevant role for society. While the construction of these reservoirs provides benefits, potential failures of these structures can result in significant damage, particularly in rivers with cascading reservoirs. The occurrence of major disasters in the past has sparked a discussion about the importance of creating large-scale hazard maps to assist in the management and prevention of such events. As the number of dams in Brazil continues to rise, developing maps with simple, intuitive indices that have a solid physical basis to identify potential impacts resulting from accidents of this nature presents a significant challenge. Therefore, this study presents an alternative approach to mapping the hazard of flooding resulting from cascading dam breaks by developing and applying a physical model that predicts the attenuation of the peak flow of the flood wave as it propagates downstream. The model can be easily applied with commonly available parameters related to the characteristics of the river and the inflow hydrograph. The proposed methodology for developing hazard maps includes steps such as estimating peak flows, recursively applying the attenuation model along the river's length segments, determining the propagation time of the flood wave, and obtaining the return periods of peak flows. The validity and accuracy of the model were demonstrated through three different analyses. When tested, it replicated numerical solutions of the Saint-Venant equations, showed accuracy in reproducing historical observations of peak flow, and was considerably more accurate than a simplified empirical model. Furthermore, it provided attenuation predictions equivalent to those provided by a detailed hydrodynamic model and in-situ observations for a real flood event. The methodology outputs were spatially distributed as hazard maps with appealing information and also physically supported by maximum flow indices, wave travel time and flood wave return period. The maximum flows map showed peak flows decreasing as they propagate downstream, according to the proposed behavior of the attenuation model. The flood wave travel time product provided information that may be necessary for the development of evacuation plans in case of accidents, and the flood return period map showed a high degree of hazard for most watercourses, with floods that can compromise the safety of built structures. The main purpose of this work was to develop large-scale hazard maps in order to promote communication about the risks of floods resulting from possible dam breaks under cascading effect and assist in decision-making.

Keywords: Dam break; Flood hazard mapping; Cascading effect.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Uso principal das barragens submetidas ao PNSB até 2021. (ANA, 2022a.).....	18
Figura 2 - Tipos de barragens (Adaptado Costa, 2012 e Baptista e Lara, 2016).	19
Figura 3 – Cidade de Jhontown, Estados Unidos. a. Antes da ruptura da barragem; b. Após a passagem da onda de cheia.	21
Figura 4 - Barragem de St. Francis antes do acidente de 1928, Estados Unidos (JANSEN, 1983)....	21
Figura 5 - Seção do vale (ombreira direita) onde se localizava a barragem de Malpasset após o acidente de 1959, Rio Rayran, França (JANSEN, 1983).....	22
Figura 6 - Barragem de Orós, Rio Jaguaribe, Brasil. a. Antes do galgamento; b. Após o galgamento	23
Figura 7 - Barragem de Vajont após o deslizamento de terra, Vale do Rio Vajont, Itália (JANSEN, 1983).....	24
Figura 8 - Barragem de Banqiao após o acidente de 1975, Rio Huai, China (Zhang et al., 2009).	24
Figura 9 - Barragem Teton após o acidente de 1976, Rio Teton, Estados Unidos (JANSEN, 1983).	25
Figura 10 – Barragem de Florestal Cataguases após o acidente de 2003, Rio Paraíba do Sul, Brasil (DE ÁVILAA, 2021).	26
Figura 11 - Barragem de São Francisco após o acidente de 2007, Rio Fubá, Brasil.....	26
Figura 12 - Barragem de Fundão após o acidente de 2015, Brasil (IBAMA, 2015).....	27
Figura 13 - Barragem de Brumadinho. a. Antes do rompimento; b. Após o rompimento.	28
Figura 14 - Número de casos de rompimento registrados no banco de dados de BERNARD- GARCIA & MAHDI (2020) Adaptado Silva (2021).....	29
Figura 15 - Evolução do número de acidentes por RSB.....	31
Figura 16 - Evolução de um rompimento de barragem por galgamento (overtopping) (USACE, 2014).	32
Figura 17 - Evolução de um rompimento de barragem por erosão interna (piping) (USACE, 2014).	33
Figura 18 - Fenômeno da liquefação. a) no rejeito. b) no dique.....	33
Figura 19 - Exemplo de codificação de Bacia do Guaíba, código 796.	44
Figura 20 - Distribuição das massas d'água no território nacional.....	46
Figura 21 -Resumo da metodologia para o mapeamento de perigo potencial associado ao rompimento de barragens sob efeito cascata.	54
Figura 22 - Região Hidrográfica do Guaíba.	55
Figura 23 - Vazão de pico versus volume de armazenamento do reservatório (Wahl, 1998).....	56
Figura 24 - Correlação entre as variáveis de área e volume dos reservatórios da Bacia Hidrográfica do Guaíba.	57
Figura 25 - Termos usados para estimar os efeitos do escoamento superficial na celeridade das ondas de cheia.	61
Figura 26 - Hidrograma triangular simplificado.	62
Figura 27 - Perfil longitudinal da propagação da onda de cheia.	63
Figura 28 - GFPLAIN com resolução espacial de 250 m para a Bacia Hidrográfica do Guaíba (Adaptado Nardi et al., 2019).	65
Figura 29 - Exemplificação do método de propagação de vazões sob efeito cascata nos trechos da rede de drenagem.....	66
Figura 30 - Hidrogramas de vazão simulado para um a) formato triangular e um b) formato NERC (1975) equivalente.....	72
Figura 31 - Análises de sensibilidade e validação do modelo de atenuação de inundações (linhas) usando uma solução numérica das equações de Saint-Venant do modelo hidrodinâmico HEC-RAS (marcadores).....	73
Figura 32 - Validação do modelo de atenuação de inundações contra observações de 11 rompimentos históricos de barragens.	76

Figura 33 - Hidrogramas de vazão simulado para o a) rompimento da barragem de Dona Francisca e observado para uma b) cheia natural de janeiro de 2010 no Rio Jacuí.....	78
Figura 34 - Comparação do modelo de atenuação da onda de cheia sobre um terreno complexo e um modelo hidrodinâmico detalhado (HEC-RAS) e observações in situ.....	79
Figura 35 - Vazões máximas $Q(x)$ de rompimentos de barragens sob efeito cascata para a região hidrográfica do Guaíba.....	80
Figura 36 - Vazões de pico relativas $Q(x)/Q0$ de rompimentos de barragens sob efeito cascata para a região hidrográfica do Guaíba.....	81
Figura 37 - Tempo de propagação da onda de cheia T de rompimentos de barragens sob efeito cascata para a região hidrográfica do Guaíba.....	82
Figura 38 - Celeridade onda de cheia c de rompimentos de barragens sob efeito cascata para a região hidrográfica do Guaíba.....	83
Figura 39 - Períodos de retorno equivalente Tr de rompimentos de barragens sob efeito cascata para a região hidrográfica do Guaíba.....	84
Figura 40 - Gráficos de dispersão mostrando as vazões máximas de ruptura $Q(x)$ (vermelho) e vazões com Tr de 5 e 10.000 anos (b, cinza escuro e cinza claro) estimadas com a equação de Crespo (1982) em função da área de drenagem Ad e das curvas de envelope de Creager para valores de C de 5, 30, 60 e 100.....	86
Figura 41 - Barragem de Hell Hole, no meio do Rio Fork. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	104
Figura 42 - Barragem de Swift, Rio Birch Creek Two Medicine. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	104
Figura 43 - Barragem e Rio Apishapa. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	105
Figura 44 - Barragem de Shaeffer, Rio Beaver Creek e Arkansas. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	105
Figura 45 - Barragem de Teton, Rio Teton e Snake. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	106
Figura 46 - Little Deer Creek. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	106
Figura 47 - Barragem de Castlewood Canyon, Cherry Creek. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	107
Figura 48 - Rapid Creek a jusante Canyon Lake. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	107
Figura 49 - Buffalo Creek. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	108
Figura 50 - Barragem de Kelly Barnes, Taccoa Creek. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	108
Figura 51 - Barragem de Fundão, Rio Doce. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	109
Figura 52 - Barragem de Dona Francisca, Rio Jacuí. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.....	109

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Principais colapsos de barragens brasileiras notificados até 2020 (Adaptado TSCHIEDEL, 2017; ANA, 2021).....	30
Tabela 2 - Principais causas de ruptura de barragens (Adaptado LAURIANO, 2009; ZHANG, XU & JIA, 2009; FROEHLICH, 2016; WANG et al., 2018; ZHONG et al., 2018).	32
Tabela 3 - Resumo das principais bases de dados nacionais e internacionais.....	40
Tabela 4 - Equações para determinação da vazão de pico em função das características geométricas da brecha, tempo de formação da brecha ou a combinação de ambos. (Adaptado BRASIL, 2005; FROEHLICH, 2016).....	47
Tabela 5 - Equações empíricas para determinação da vazão de pico em função da altura do barramento, volume do reservatório, ou a combinação de ambas. (Adaptado PIERCE et al., 2010; FROEHLICH, 2016; FERLA, 2018).....	49
Tabela 6 - Classificação da magnitude das cheias e grau de impacto potencial por período de retorno (Adaptado Merz et al., 2021; Slater et al., 2021; O'Connor & Costa, 2004; Loat, & Petrascheck, 1997).	67

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANA	Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
ANM	Agência Nacional de Mineração
BHO	Base Hidrográfica Nacional Multiescalas
CBERS	Satélite Sino-Brasileiro de Recursos Terrestres
CCD	Câmera Imageadora de Alta Resolução
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
CPRM	Serviço Geológico do Brasil
CRI	Categoria de Risco
DDSA	<i>Dataset of Georeferenced Dams in South America</i>
DPA	Dano Potencial Associado
FUNCEME	Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
GeoDAR	<i>Georeferenced Global Dams and Reservoirs Dataset for Bridging Attributes and Geolocations</i>
GIS	<i>Geographic Information System</i>
GLOBathy	<i>Global Lake Bathymetry Dataset</i>
GRanD	<i>Global Reservoir and Dam Database</i>
GOODD	<i>Global Georeferenced Database of Dams</i>
GRWL	<i>The Global River Widths from Landsat</i>
ISE	Inspeções de Segurança Especial
ISR	Inspeções de Segurança Regular
MDE	Modelo Digital de Elevação
MGB-AS	Modelo Hidrológico de Grandes Bacias -América do Sul
MMA	Ministério do Meio Ambiente
PAE	Plano de Ações Emergenciais
PSB	Plano de Segurança de Barragem
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
RPSB	Revisão Periódica de Segurança de Barragem
RSB	Relatório Anual de Segurança de Barragens
SINGREH	Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos
SNIRH	Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
SRTM	<i>Shuttle Radar Topography Mission</i>
SWORD	Swot River Database
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>
WRD	<i>World Register of Dams</i>
ZAS	Zonas de Auto Salvamento
ZSS	Zonas de Segurança Secundária

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1: APRESENTAÇÃO	14
1.1. Introdução	14
1.2. Objetivos	16
1.2.1. <i>Objetivo Geral</i>	16
1.2.2. <i>Objetivos Específicos</i>	16
CAPÍTULO 2: FUNDAMENTOS TEÓRICOS	17
2.1. Caracterização das barragens	17
2.2. Ruptura de barragens	20
2.2.1. <i>Histórico de rompimento de barragens</i>	20
2.2.2. <i>Principais causas da ruptura</i>	31
2.3. Aspectos legislativos	35
2.4. Mapeamento de perigo, vulnerabilidade e risco	38
2.5. Importância das bases de dados na avaliação dos riscos de inundações	39
2.5.1. <i>Base de Dados Hidrográfica Nacional</i>	42
2.5.2. <i>Massas D'água</i>	44
2.6. Determinação da vazão de pico	46
2.7. Métodos simplificados de propagação da onda de cheia	50
CAPÍTULO 3: MAPEAMENTO DE PERIGO POTENCIAL ASSOCIADO AO ROMPIMENTO DE BARRAGENS SOB EFEITO CASCATA	54
3.1. Estimativa das vazões de pico	56
3.2. Modelo de atenuação de pico de cheias	57
3.3. Estimativa dos parâmetros do modelo de atenuação da onda de cheia	64
3.4. Estimativa do período de retorno equivalente das vazões de pico sob efeito cascata	67
3.5. Avaliação do comportamento das vazões máximas de ruptura em relação às curvas de envelope definidas por Creager	69
CAPÍTULO 4: AVALIAÇÃO DO MÉTODO DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS EM CASCATA	70
4.1. Validação do modelo de atenuação da vazão de pico	70
4.1.1. <i>Análises de sensibilidade do modelo utilizando modelagem numérica</i>	70
4.1.2. <i>Desempenho do modelo com dados de inundações históricas causadas por rompimentos de barragem</i>	74
4.1.3. <i>Aplicação do modelo em um caso de rompimento hipotético e uma cheia natural</i>	76
4.2. Mapeamento de perigo associado ao rompimento de barragens sob efeito cascata ..	79
4.2.1. <i>Vazões máximas de ruptura</i>	79
4.2.2. <i>Tempo de propagação da onda de cheia</i>	82
4.2.3. <i>Período de retorno equivalente das vazões máximas de ruptura</i>	84
4.3. Avaliação do comportamento das vazões	85
CAPÍTULO 5: CONCLUSÕES	87

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90
MATERIAL SUPLEMENTAR	102
ANEXO A	103

CAPÍTULO 1: APRESENTAÇÃO

1.1. Introdução

Historicamente, diversos países enfrentam problemas relacionados aos recursos hídricos, consequências das mudanças na utilização e ocupação da terra, bem como às alterações no clima. Uma solução comumente adotada para lidar com esses desafios é a construção de barragens, devido à sua praticidade e viabilidade econômica. No entanto, possíveis rompimentos dessas estruturas acarretam potenciais danos que se intensificam em rios que possuem reservatórios em cascata. Esse efeito, conhecido como dominó, resulta em uma imensa onda de cheia (COLLISCHONN, 1997) que provoca não só perdas econômicas, mas também ambientais e perdas de vidas humanas a jusante do barramento (BRASIL, 2010b).

Ainda que esse tipo de situação não seja frequente, a probabilidade de ocorrência de acidentes envolvendo essas estruturas não é inexistente. Somente no Brasil, em um intervalo de tempo de quatro anos, ocorreram acidentes de grandes proporções em Minas Gerais, no distrito de Mariana (IBAMA, 2015) e na cidade de Brumadinho (IBAMA, 2019). Em vista da gravidade desses acidentes, a Lei N° 12.334/2010, que estabeleceu a Política Nacional de Barragens (PNSB) e criou o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), foi alterada pela Lei N° 14.066/2020, que impõe, dentre outros aspectos, novas exigências na elaboração dos Planos de Ações Emergenciais (PAE), além de proibir a construção de barragens com alteamentos por montante, semelhante às das catástrofes citadas.

PAEs são documentos que determinam quais medidas devem ser tomadas pelo empreendedor imediatamente à ocorrência de um rompimento em uma determinada barragem. Esses documentos, normalmente, são fundamentados em mapas que indicam áreas de perigo, tempo de propagação da onda de cheia, tempo de chegada do pico, profundidades e velocidades do escoamento. A partir dessas informações, são estabelecidas as Zonas de Auto Salvamento (ZAS) e Zonas de Segurança Secundária (ZSS) (ANA, 2016b).

O Relatório Anual de Segurança de Barragens (RSB) de 2021 (ANA, 2022a), na versão mais recente disponível, aponta que até o ano de elaboração existiam 22.654 barragens cadastradas no Brasil, considerando os usos múltiplos da água. Menescal (2005), por sua vez, aponta que existem mais de 300 mil barragens construídas no Brasil. Dentre as barragens citadas no relatório da ANA, 9.451 são classificadas, sendo 1.219 simultaneamente como Categoria de Risco (CRI) e Dano Potencial Associado (DPA) altos.

Tais classificações aumentam ainda mais a necessidade de se pensar a respeito da prevenção de desastres naturais, referida no Decreto N° 7.257/2010. Nesse contexto, é fundamental a criação de mapas de perigo em âmbito nacional para auxiliar no gerenciamento desses desastres (WMO, 2016). No entanto, o desenvolvimento desses mapas utilizando abordagens mais sofisticadas, apresentam impasses de execução devido às dificuldades existentes principalmente pela limitação de dados, ferramentas computacionais ou necessidade de estimativa rápida de perigo.

Dentre as abordagens mais sofisticadas, a maioria se estabelece a partir de modelos hidrodinâmicos que aplicam métodos numéricos para resolver as equações de Saint-Venant em abordagens unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais (MUNOZ & CONSTANTINECEU, 2020). Esses modelos são considerados completos e oferecem uma solução mais detalhada, destacando-se, entre tantos existentes, o HEC-RAS (USACE, 2014; KUMAR et al., 2022), o DAMBRK (FREAD, 1977; COLLISCHONN, 1997; KIM et al., 2021), o LISFLOOD-FP (COULTHARD et al., 2013), o FLDWAV (FREAD, 1993), o FLOW 3D (VASQUEZ & RONCAL, 2009; HIEN & VAN CHIEN, 2021) e o MIKE (MAO et al., 2017).

Contudo, os obstáculos associados à utilização de abordagens sofisticadas têm desencadeado, nos últimos anos no Brasil, uma maior busca por modelos simplificados que envolvam rompimentos hipotéticos de barragens (MELO, 2015; FERLA, 2018; ROSSI et al., 2021). Embora tenham ocorrido avanços nesse sentido, até o momento, nenhum estudo propôs uma metodologia baseada em um modelo geral que possa ser facilmente aplicada por meio de simples equações com parâmetros comumente disponíveis. Além disso, embora existam avanços na produção de mapas de perigo em grande escala (SAMPSON et al., 2015), estudos e mapeamentos completos que utilizem abordagem simplificada para rompimentos de barragens sob efeito cascata em grande escala ainda são incipientes.

Dadas às circunstâncias, a aplicação de metodologias simplificadas pode se apresentar como abordagens facilitadoras em situações de impossibilidade de utilização de métodos mais detalhados, como é o caso da complexidade envolvida na análise de diversos cenários de rompimentos de barragens em cascata.

À vista disso, torna-se possível mapear o perigo potencial de rompimentos em grande escala utilizando metodologias simplificadas que podem ser aplicadas em bases oficiais do Estado, como a Base Hidrográfica Nacional (BHO) (ANA, 2017) e Massas D'Água (ANA, 2020b). Além disso, é importante ressaltar a disponibilidade de informações cada vez mais precisas de sensoriamento remoto, incluindo o satélite SWOT (BIANCAMARIA et al., 2016), lançado recentemente, e a possibilidade de veiculação dos mapas em plataformas WebGIS, semelhantes ao SARDIM (REIS et al., 2021).

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral

Desenvolver uma metodologia inovadora que permita avaliar, em grande escala, o perigo potencial de impacto das inundações resultantes de rompimentos de barragens sob efeito cascata.

1.2.2. Objetivos Específicos

- i. Desenvolver um modelo de base física, simples e inovador de atenuação de ondas de cheia;
- ii. Elaborar um método simplificado para aplicar o modelo de atenuação da vazão de pico em inundações decorrentes de rompimentos hipotéticos de barragens sob efeito cascata em grande escala;
- iii. Demonstrar como o modelo de atenuação de pico de cheias pode ser aplicado ao mapeamento de perigos em grande escala, considerando parâmetros como vazões máximas de ruptura, tempo de propagação e tempo de retorno da onda de cheia gerada por rompimentos de barragens, na bacia hidrográfica do Guaíba, localizada no Rio Grande do Sul.

CAPÍTULO 2: FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. Caracterização das barragens

Algumas definições para o termo “barragem” são encontradas de diferentes formas na literatura. Baptista e Lara (2001), por exemplo, definem barragem como uma estrutura cuja finalidade é efetuar o represamento de um curso d’água cujo objetivo é o uso consciente dos recursos hídricos disponíveis. Já para o *United States Bureau of Reclamation* (USBR, 1987) as barragens são estruturas construídas para represar água para múltiplos usos e, conseqüentemente, oferecem risco potencial à segurança.

Para este trabalho, no entanto, a definição de barragem é demonstrada conforme o que é exposto na Lei N° 14.006/2020 e também com a Resolução N° 143/2012 do Ministério do Meio Ambiente (MMA) e do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) que barragem é:

Qualquer estrutura construída dentro ou fora de um curso permanente ou temporário de água, em talvegue ou cava exaurida com dique, para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas (BRASIL, 2020, Art. 2).

De acordo com a organização não governamental *International Commission on Large Dams* (ICOLD, 2020), as principais finalidades das 58.713 barragens registradas em seu catálogo são: irrigação (47%), energia elétrica (21%), abastecimento de água (12%), controle de inundações (9%), recreação (5%), outros usos (5%) e piscicultura/navegação (1%). No Brasil, por sua vez, os tipos de usos principais das barragens submetidas à Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) são: irrigação (34%), abastecimento humano (21%), hidrelétrica (14%) e contenção de rejeitos de mineração (8%). Dado que os percentuais da configuração das barragens brasileiras são semelhantes aos verificados no ano anterior (ANA, 2022a) e observando a Figura 1, percebe-se que cerca de 76,8% das barragens nacionais são utilizadas para usos múltiplos, aproximadamente 14,1% são utilizadas em hidroelétricas, em torno de 8,4% são utilizadas para contenção de rejeitos de mineração, ao passo que apenas 0,7% são usadas para contenção de rejeitos industriais.

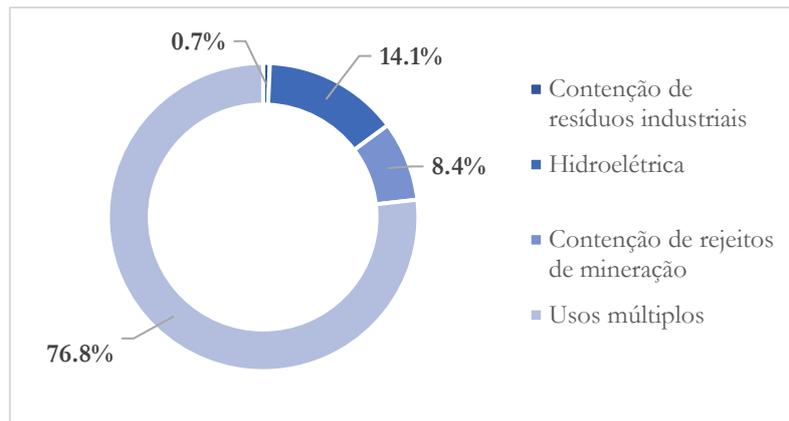


Figura 1 - Uso principal das barragens submetidas ao PNSB até 2021. (ANA, 2022a.)

As barragens também podem ser classificadas pelo tipo de construção, material empregado, dimensões, capacidade de armazenamento e finalidade. De acordo com Costa (2012), as barragens devem ser divididas em duas grandes categorias: as convencionais (mais utilizadas com ampla aplicação do mecanismo de conhecimento da literatura especializada), como as barragens de terra, barragens de enrocamento, barragens de concreto e barragens mistas, e as não convencionais (pouco utilizadas, apesar de algumas delas terem sido executadas recentemente). Dentre os diferentes tipos de barragens construídas no Brasil, as mais comuns são: barragens de concreto, de terra, de enrocamento e mistas (Baptista & Lara, 2016).

Barragens de terra são propriamente instaladas em locais onde a fundação é pouco deformável e os vales são abertos, pois nessa situação é pouco provável a formação de trincas, desde que o maciço seja homogêneo (LIGOCKI, 2003). Barragens de enrocamento são mais apropriadas em vales encaixados e regiões com presença de rochas, enquanto barragens de concreto são executadas em vales estreitos, encaixados, com presença de maciço rochoso pouco fraturado e boas condições de fundação (ELETROBRÁS, 2003). Na Figura 2 são apresentados os principais tipos de barragens segundo Costa (2012) e Baptista & Lara (2016).

TIPO		CARACTERÍSTICA	REPRESENTAÇÃO
CONVENCIONAIS	TERRA	Homogênea	<p>As barragens de terra homogêneas recebem essa classificação quando há predominância de um único material. Contudo, não exclui o fato de que pode ocorrer predominância de elementos diversificados como: <i>rip-rap</i> de enrocamento e filtro de areia fina.</p>  <p>Barragem de Chavantes - SP</p>
		Zoneada	<p>Nesse tipo de barragem existe um zoneamento de materiais terrosos em função das suas características e/ou permeabilidade. Normalmente, o material argiloso é utilizado no centro da barragem, quando a área de empréstimo não possui capacidade de fornecimento de material.</p>  <p>UHE de Três Marias - MG</p>
	ENROCAMNETO	Face Impermeável	<p>Nesse tipo de barragem a vedação da água é realizada pela impermeabilização da face a montante da barragem, seja com uso de material aglutinante, por placa de concreto ou chapa de aço, sem a necessidade de utilização de material impermeável no núcleo da barragem.</p>  <p>UHE de Xingo - SE/AL</p>
		Núcleo Impermeável	<p>Esse tipo de barragem apresenta predominância de material rochoso e a estanqueidade é realizada com núcleo de material impermeável e presença de enrocamento com face de concreto.</p>  <p>UHE Campos Novos - SC</p>
	CONCRETO	Gravidade	<p>São barragens maciças de concreto simples na qual a característica física da estabilidade da estrutura trabalha apenas à compressão. A concretagem desse tipo de estrutura é executada, normalmente, em camadas. Esse tipo de barragem é executada verificando os aspectos de: escorregamento, rotação e ruptura do material.</p>  <p>Barragem Germinial - CE</p>
		Gravidade Aliviada	<p>Esse tipo de barragem trata-se de uma estrutura mais leve cujo objeto é reduzir as pressões na fundação e a quantidade de concreto da obra. Essas barragens dispõem de esforços de tração e por isso exigem maior uso de armação e o traço dessa barragem pode ser retilíneo ou curvilíneo.</p>  <p>Barragem Itaipu Binacional</p>
		Arco	<p>Essas barragens apresentam curvatura ao longo do seu traçado, de modo que as pressões hidrostáticas são transmitidas às ombreiras pela estrutura em arco possibilitando a essas estruturas o menor consumo de volume de concreto por metro quadrado da superfície represada.</p>  <p>UHE Funil - RJ</p>
		Contraforte	<p>Similar a barragem de gravidade aliviada, contudo essas estruturas apresentam ainda menor peso próprio e, conseqüentemente, por concentrar em uma pequena área da fundação os esforços advindos da pressão hidrostática, apresenta maior tensão de contato e por isso exige maior esforço de armação.</p>  <p>UHE Canastra - RS</p>
	NÃO CONVENCIONAIS	GABIÃO	<p>São estruturas empregadas em pequeno porte (inferiores a 10 m) que são projetadas parcialmente ou totalmente como vertentes. A obra consiste de uma parede de gabião formando a bacia de dissipação e aterrada a montante com material argiloso. Para evitar o carreamento dos finos, faz-se necessário a utilização de uma transição ou manta entre a argila e o gabião e uma placa de concreto garante a proteção do coroamento para situações de grandes vazões efluentes.</p>  <p>Barragem das Cruzes - SP</p>
		MADEIRA	<p>Essas barragens exigem uso de madeiras de lei, normalmente estas são revestidas com chapas de aço para garantir a retenção e as caixas formadas pela madeira devem ser preenchidas com rochas para evitar o deslocamento exercido pelas pressões hidrostáticas.</p>  <p>Córrego de montanha</p>
ALVENARIA DE PEDRA		<p>Essa técnica é uma variação da barragem de gravidade, onde o concreto é substituído pela alvenaria de pedra que é agregada manualmente com cimento não havendo a necessidade de uso de armação e fôrmas.</p>  <p>Barragem Faveta - Cabo Verde</p>	

Figura 2 - Tipos de barragens (Adaptado Costa, 2012 e Baptista e Lara, 2016).

2.2. Ruptura de barragens

A ruptura de uma barragem é causada pela perda da sua integridade estrutural, onde pode haver a liberação incontrolável do conteúdo de um reservatório, ocasionada pelo colapso total ou parcial do barramento (BRASIL, 2002).

Barragens são estruturas que vêm sendo construídas há milhares de anos. Apesar de atravessarem processos de avanços tecnológicos e investimentos em técnicas construtivas, que reduziram a frequência dos acidentes associados (VISEU & ALMEIDA, 2011), a probabilidade de rompimento dessas estruturas não é nula e, ainda que pouco frequente, a ocorrência desses acidentes acarreta muitos danos ao vale a jusante do barramento.

As seções subsequentes abordam, respectivamente, os temas referentes ao histórico de rompimento de barragens (2.2.1) e as principais causas das rupturas (2.2.2).

2.2.1. Histórico de rompimento de barragens

Ocorrências envolvendo rompimentos de barragens acontecem desde os primeiros registros da construção dessas estruturas. O desenvolvimento de novos métodos construtivos e de monitoramento sempre foi impulsionado por incidentes e/ou acidentes envolvendo rompimento de barragens. Os países que mais se destacam na construção de barragens também são os que têm as maiores experiências negativas envolvendo essas estruturas (BALBI, 2008).

A seguir, são apresentadas, em ordem cronológica, informações acerca dos acidentes mais relevantes envolvendo rompimentos de barragens, sobre os quais se tem conhecimento e foram encontrados registros.

- Barragem em Johntown Area Heritage, Estados Unidos (1889)

O rompimento dessa barragem, provavelmente o primeiro grande acidente envolvendo barragem documentado na literatura, ocorreu a montante da cidade de Johntown nos Estados Unidos. Esse acidente gerou uma onda de cheia que se propagou com altura maior que 10 m e uma velocidade de cerca de 15 m/s, provocando mais de 2.200 vítimas e enormes danos econômicos e ambientais (DO CARMO, 2013). A Figura 3 mostra a cidade antes e depois da passagem da onda de cheia gerada pelo rompimento da barragem.



a.



Figura 3 – Cidade de Johnstown, Estados Unidos. a. Antes da ruptura da barragem; b. Após a passagem da onda de cheia. Disponível em: <<http://simscience.org/cracks/intermediate/dams3.html>>. Acesso em: 08 jun 2022.

- Barragem de St. Francis, Estados Unidos (1928)

A barragem tipo arco de concreto e gravidade (Figura 4) entrou em colapso em 1929 e ocasionou a morte de aproximadamente 450 pessoas. Anterior ao colapso, o reservatório estava em sua máxima capacidade volumétrica, e em cerca de 70 minutos praticamente todo o volume armazenado no reservatório escoou para jusante do barramento. A vazão de pico documentada na literatura no momento do colapso foi de $14.160 \text{ m}^3/\text{s}$ (JANSEN, 1983).

Não se sabe ao certo as razões da falha do reservatório. Alguns observadores presumiram que a falha foi provocada por um deslizamento de terra na ombreira esquerda. Há indicação de alta velocidade de fluxo em direção a uma brecha formada do lado esquerdo, e o que ocasionou o início da falha foi a quebra de um tubo do poço com diâmetro de 300 mm, localizado abaixo da crista da barragem, tendo a sua curvatura atingido a ombreira esquerda do reservatório e provocado o colapso. E, ainda, especula-se que a ruptura da fundação pode ter iniciado no contato entre o conglomerado e o xisto do canal como resultado de uma infiltração através dessa parte da fundação (JANSEN, 1983).



Figura 4 - Barragem de St. Francis antes do acidente de 1928, Estados Unidos (JANSEN, 1983).

- Barragem Malpasset, França (1959)

A barragem de Malpasset, na França, era constituída por um maciço de concreto em formato de arco com 61 m de altura. O seu rompimento ocorreu 5 anos após ser detectada na construção

uma patologia na ombreira direita a 20 m a jusante do maciço (Figura 5). Após o rompimento, uma onda de cheia de 50 m de altura, que se propagou por 11 km a uma velocidade de 70 km/h para jusante do vale, provocou cerca de 421 mortes (JANSEN, 1983; DO CARMO, 2013).



Figura 5 - Seção do vale (ombreira direita) onde se localizava a barragem de Malpasset após o acidente de 1959, Rio Rayran, França (JANSEN, 1983).

- Barragem de Orós, Brasil (1960)

A barragem de Orós, que era constituída de terra e localizada no Estado do Ceará, rompeu após um evento de chuva intensa. Estima-se que choveu em torno de 635 mm em menos de 1 semana, acarretando um aumento da vazão do Rio Jaguaribe para aproximadamente $2.265 \text{ m}^3/\text{s}$, o que, consequentemente, ocasionou o rompimento devido ao galgamento da barragem. Supõe-se que após o rompimento (Figura 6) foi observada uma vazão de pico de $9.630 \text{ m}^3/\text{s}$ percorrendo uma distância de 338 km até chegar ao Atlântico (JANSEN, 1983).

Não há evidências concretas em relatórios sobre a quantidade exata de vidas perdidas. Após o episódio, a barragem foi reparada e o reservatório entrou em operação no ano seguinte (JANSEN, 1983).

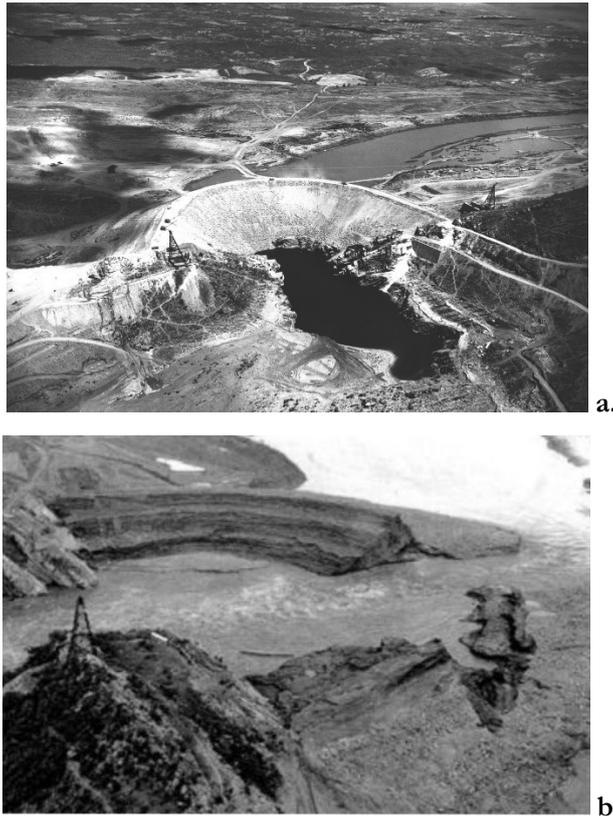


Figura 6 - Barragem de Orós, Rio Jaguaribe, Brasil. a. Antes do galgamento; b. Após o galgamento (PORTAL ORÓS, 2009).

- Barragem de Vajont, Itália (1963)

Em 1963 ocorreu um deslizamento de uma encosta no interior do reservatório provocando uma onda que ultrapassou a crista da barragem (acima de 100 m), ocasionando um dos acidentes mais danosos envolvendo tais estruturas (PENG et al., 2016).

Antes de galgar, a onda avançou para jusante com altura superior a 70 m de altura. Nesse acidente não houve o rompimento do maciço. Contudo, não foi possível emitir alerta à população a jusante e a onda que se propagou pelo vale provocou a perda de cerca de 2600 vidas (JANSEN, 1983; DO CARMO, 2013).

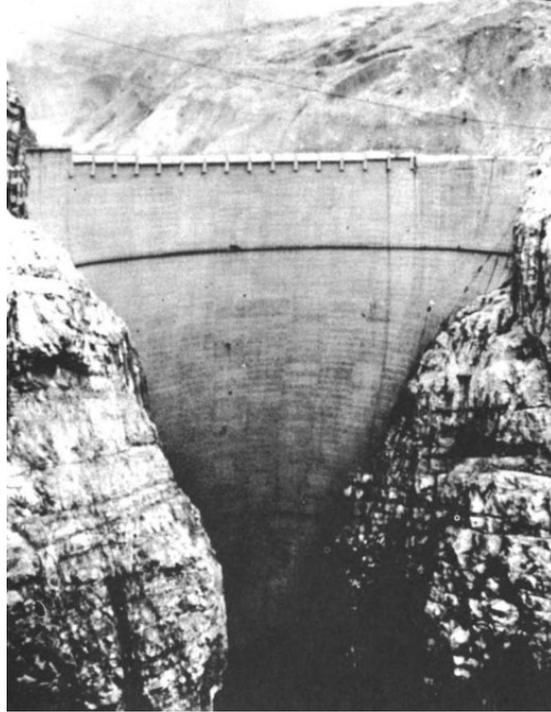


Figura 7 - Barragem de Vajont após o deslizamento de terra, Vale do Rio Vajont, Itália (JANSEN, 1983).

- Barragem de Banqiao, China (1975)

Um dos maiores impactos que se tem registros na literatura ocorreu em 1975, na China, na barragem de terra de Banqiao. O barramento tinha objetivo de geração de energia e foi projetado para conter cheias com períodos de retorno de até 1.000 anos. Após um evento de extremo, a vazão se elevou e atingiu cerca de 13.000 m³/s, ocasionando a ruptura por galgamento (PEREIRA, 2020).

O rompimento da barragem de Banqiao liberou um volume de aproximadamente 500 milhões de metros cúbicos de água, o que provocou um rompimento em cascata de mais de 60 barragens a jusante do reservatório (JANSEN, 1983). A Figura 8 ilustra a barragem de Banqiao após o rompimento.



Figura 8 - Barragem de Banqiao após o acidente de 1975, Rio Huai, China (Zhang et al., 2009).

- Barragem Teton, Estados Unidos (1976)

No ano de 1976, nos Estados Unidos, ainda durante o represamento inicial, quando o reservatório estava quase atingindo a sua capacidade máxima, a barragem de Teton falhou. O acidente provocou grande destruição e um número elevado de vítimas.

A barragem foi construída de terra e enrocamento com núcleo central impermeável, altura de 93 m e comprimento de 940 m. Após o acidente, foi realizado um estudo para identificar a causa do rompimento ocorrido, o qual concluiu que a erosão interna da tubulação do núcleo da barragem foi o fator responsável pelo desastre. A composição da rocha de fundação, assim como o material usado na construção da barragem, permitia infiltrações (JANSEN, 1983). Estima-se que a vazão de pico no momento do rompimento atingiu 65000 m³/s (PENG et al., 2016).



Figura 9 - Barragem Teton após o acidente de 1976, Rio Teton, Estados Unidos (JANSEN, 1983).

- Barragem de Florestal Cataguases, Brasil (2003)

A fábrica de papel Florestal Cataguases, situada no município de Cataguases em Minas Gerais, despejava seus efluentes industriais do processo de fabricação da celulose em duas barragens. Ambas as barragens foram construídas de terra homogênea com fundação em solo residual de rocha granito-gnáissica e barramento de 5 m de altura. No ano de 2003, a barragem maior rompeu liberando 1,4 bilhões de litros de lixívia nos cursos d'água a jusante atingindo cerca de 200 km do Rio Paraíba do Sul até chegar ao mar. O projeto indicava que a durabilidade das barragens era limitada e o fluído represado poderia alterar quimicamente o feldspato presente no solo residual e provocar a erosão do maciço, sendo o *piping* provável gatilho da ruptura (DE ÁVILAA et al., 2021).

O acidente causou extensos danos ambientais, pois o rio afetado era responsável pelo abastecimento de água de mais de 60 municípios, além de parte dos estados de Minas Gerais e Rio de Janeiro. Além disso, houve grande mortandade de peixes, destruição de espécies vegetais e ecossistemas afetados pela tragédia.



Figura 10 – Barragem de Florestal Cataguases após o acidente de 2003, Rio Paraíba do Sul, Brasil (DE ÁVILAA, 2021).

- Barragem de São Francisco, Brasil (2007)

A barragem São Francisco, construída com aterro de solo argiloso, era utilizada como contenção de rejeitos industriais desde 1995. Localizada a 8 km da cidade de Mirai, em Minas Gerais, a estrutura estava em operação há anos. O barramento tinha 90 m de comprimento, 9 m de largura e 30 m de altura. O aumento do volume de rejeitos foi o responsável pelo galgado e consequentemente ruptura do maciço da barragem, iniciando um rápido processo erosivo na ombreira direita da estrutura. Esse colapso culminou na dispersão de aproximadamente 2 milhões de metros cúbicos de rejeitos (LACAZ et al., 2017). A lama liberada provocou a turbidez das águas, resultando na mortandade de peixes e interrupção do abastecimento de água para algumas cidades de Minas Gerais e Rio de Janeiro (DE ÁVILAA et al., 2021).



Figura 11 - Barragem de São Francisco após o acidente de 2007, Rio Fubá, Brasil. Disponível em: <<https://www.brasil247.com/geral/mineradora-e-responsavel-por-desastre-ambiental>>. Acesso em: 23 fev. 2023.

- Barragem de Fundão, Brasil (2015)

O acidente da barragem para contenção de rejeitos de mineração de Fundão (Figura 12) aconteceu no ano de 2015, no município de Mariana em Minas Gerais. Esse rompimento liberou cerca de 34 milhões de metros cúbicos de rejeitos de mineração de ferro, e a onda de cheia percorreu 650 km até alcançar o Oceano Atlântico (IBAMA, 2015).

Classificado como Nível IV (desastre de muito grande porte), o acidente ocasionou 19 mortes, inúmeros danos ambientais e sociais, mobilizando autoridades para debates acerca da fiscalização e da segurança de barragens após a promulgação da Lei N° 12.334/2010.

A tragédia de Mariana foi considerada por muitos especialistas como o maior desastre ambiental evidenciado no Brasil (LOPES, 2016).



Figura 12 - Barragem de Fundão após o acidente de 2015, Brasil (IBAMA, 2015).

- Barragem de Brumadinho, Brasil (2019)

Pouco mais de três anos após a tragédia com a barragem de rejeito de Mariana, em Minas Gerais, ocorreu um novo rompimento no estado, dessa vez na barragem de Brumadinho (Figura 13), que também era uma barragem de contenção de rejeitos de mineração construída com o método de alteamento a montante.

Os rejeitos associados à barragem provocaram o transbordamento de mais duas barragens a jusante e a onda de cheia com 13 milhões de metros cúbicos de rejeito percorreu uma grande extensão até o Rio Paraopeba. O desastre foi marcado pela grande quantidade de perdas de vidas humanas, com cerca de 270 entre mortos e desaparecidos (MOTA FERREIRA et al., 2020).



Figura 13 - Barragem de Brumadinho. a. Antes do rompimento; b. Após o rompimento. Disponível em:<<https://www.mg.gov.br/pro-brumadinho/pagina/historico-do-rompimento-das-barragens-da-vale-na-mina-corrego-do-feijao>>. Acesso em: 09 jun. 2022.

BERNARD-GARCIA & MAHDI (2020) compilaram um banco de dados contendo informações sobre 3.861 rompimentos de barragens ocorridos em 39 países ao redor do mundo. A grande maioria desses acidentes (91,7%) ocorreu nos Estados Unidos. Nesse estudo, constatou-se que 71,72% dos rompimentos de barragens ocorreram em estruturas já construídas, sendo que a grande maioria envolveu barragens de terra (70,57%), conforme ilustrado na Figura 14.

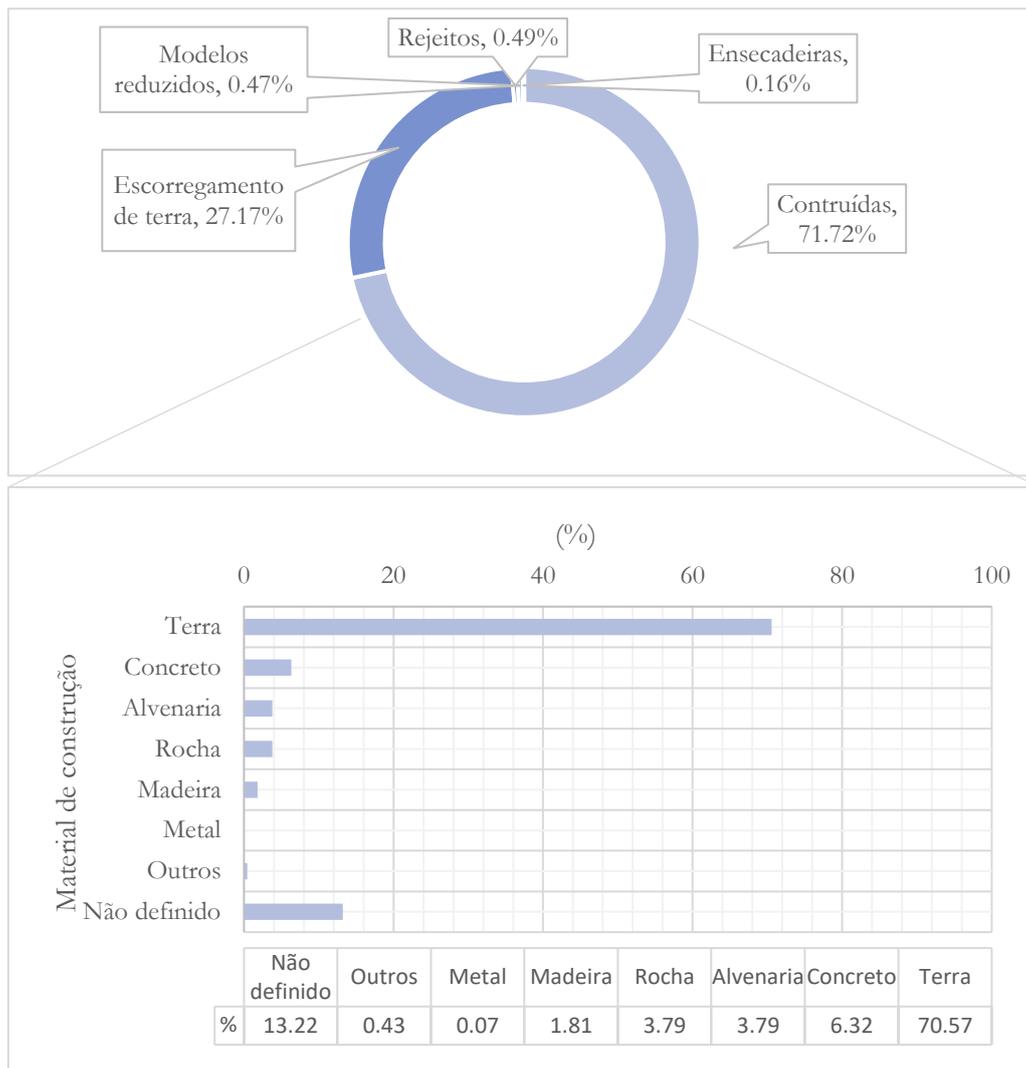


Figura 14 - Número de casos de rompimento registrados no banco de dados de BERNARD-GARCIA & MAHDI (2020) Adaptado Silva (2021).

Seja qual for o tipo de barragem, nenhuma está isenta do perigo potencial de rompimento e o material é um fator determinante para a causa da ruptura (COLLISCHONN, 1997). No entanto, observa-se historicamente que a maioria dos rompimentos de barragens ao redor do mundo ocorreu em barragens de terra em decorrência de eventos de cheias (USACE, 2014).

Apesar de terem sido mencionados anteriormente alguns acidentes de grande magnitude que ocorreram no Brasil, Tschiedel (2017) compilou uma lista dos acidentes que envolveram a ruptura parcial ou total de barragens no Brasil. Nesse trabalho, os acidentes que ocorreram na última década (ANA, 2021) foram adicionadas à Tabela 1, em complemento aos dados coletados anteriormente.

Tabela 1 - Principais colapsos de barragens brasileiras notificados até 2020 (Adaptado TSCHIEDEL, 2017; ANA, 2021).

Década							
1950	1960	1970	1980	1990	2000	2010	2020
Pampulha	Orós	Euclides da Cunha	Boa Esperança	Macacos	Rio Verde	Itabirito	PCH Serra das Agulhas
		Limoeiro	Santa Helena	Emas	Cataguases	Fundão	Bom Jesus
		Poquim	Fernandinho		Miraí	Laranjal do Jari	Salu
			Pico São Luiz		Espora	Herculano	Pontal em Quiterianópolis (2)
					Apertadinho	Camocim	Hidrolândia
					Algodões	Analandia	Rio Novo do Sul (3)
					Camará	Boa vista do Uru	Paquetá
					Nova Lima	Vacaro	Fazenda Santa Cruz (2)
						Coronel Sapucaia	Caturai
						Zampieri	Beira Lago/das Flores
						Buritis	Fazenda Estiva Hidrolina (2)
							Fazenda São Lourenço
							Zumbi
							Antas
							Sítio Caldeirão
							Córrego do Açude Medina
							Córrego do Retiro
							Fazenda Gravatá
							Fazenda N.Sra. de Lourdes
							Aricanduva
							Refúgio Vida
							Silvestre
							Macaúbas
							Arinos
							Barranco da Mina
							Iconha
							Buriti Alegre
							Comunidade
							Rural de Fumaça
							Orizânia
							Urucânia
							Fazenda Água Santa
							Córrego do Feijão
							Sebastião do Umbuzeiro
							Guilherme Pontes
							Três Vendas
							Janduis
							Palmitos
							Joaçaba

A Figura 15 ilustra uma evolução do número de acidentes em relatórios de segurança de barragens (RSB) nas últimas décadas, de acordo com a Tabela 1, desde a década de 1950 no Brasil. Conforme pode ser visto, até o ano de 2020, houve um registro de acidentes em aproximadamente 75 barragens, das quais se tem conhecimento, o que representa um aumento de mais de 400% em relação à década anterior. No entanto, o número de acidentes/incidentes pode ser ainda maior levando em consideração um levantamento feito por Menescal (2009), que realizou pesquisas em mídias e evidenciou mais de 400 ocorrências envolvendo barragens de todos os tipos no Brasil até 2011.

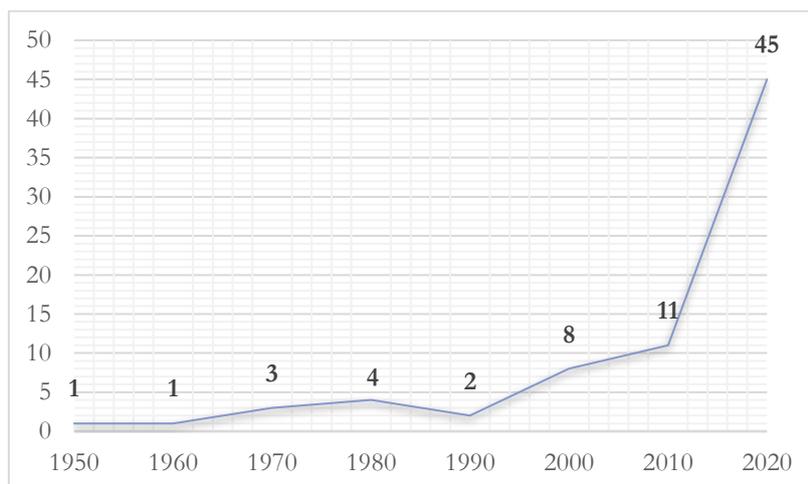


Figura 15 - Evolução do número de acidentes por RSB.

Ainda, considerando que a probabilidade anual média de rompimento de barragens equivale ao valor de 0,1% (SILVEIRA & MACHADO 2005; VISEU & ALMEIDA, 2011). Isso significa que, em média, 1 (uma) a cada 100 barragens deverá romper no tempo de vida útil de 100 anos (MEDEIROS & RAMOS, 1999). Considerando que somente o Brasil ultrapassa o número de 20 mil barragens catalogadas (ANA, 2022a), pode-se esperar um risco potencial de pelo menos 2 (dois) colapsos de barragens brasileiras por ano. Esse risco pode ser ainda maior se considerado que existem cerca de 300 mil barragens construídas no Brasil (MENESCAL, 2005). Diante desse quadro, surgiram demandas legislativas para o setor de gerenciamento de barragens no país.

2.2.2. Principais causas da ruptura

Mascarenhas (1990) define a ruptura de uma barragem como um fenômeno que pode ser induzido por duas grandes categorias: as causas naturais e/ou ação humana. Destaca-se na Tabela 2 abaixo os principais tipos de acidentes:

Tabela 2 - Principais causas de ruptura de barragens (Adaptado LAURIANO, 2009; ZHANG, XU & JIA, 2009; FROEHLICH, 2016; WANG et al., 2018; ZHONG et al., 2018).

Categoria	Tipo
Fenômenos físicos	Galgamento (<i>overtopping</i>)
	Erosão interna (<i>pipiing</i>)
	Liquefação
Ação humana	Falhas no projeto, execução ou operação
	Ações de guerra

2.2.2.1. Galgamento (*overtopping*)

A falha por galgamento é resultado, em geral, da incapacidade de liberação de grande volume de água pelos vertedouros de um reservatório. Logo, a água ultrapassa os limites do reservatório e, por consequência, a vazão afluyente passa sobre a crista da barragem (MASCARENHAS 1990; LAURIANO 2009). Como essas partes superiores do barramento não são projetadas para verter água, situações como essa podem desencadear o rompimento do maciço.

Collischonn (1997) afirma que o galgamento pode ser causado por má operação do reservatório durante a cheia, surgimento de uma cheia extraordinária na qual o vertedouro seja incapaz de operar, e a partir da formação de uma onda dentro do reservatório, que pode ter origem sísmica ou ser provocada por um deslizamento de terra de encostas.

A evolução do galgamento, que começa no pé da barragem, é apresentada na Figura 16. No entanto, é importante destacar que o processo de erosão por galgamento pode ocorrer em qualquer local onde a velocidade do escoamento supere a velocidade admissível para evitar a erosão do material da barragem.

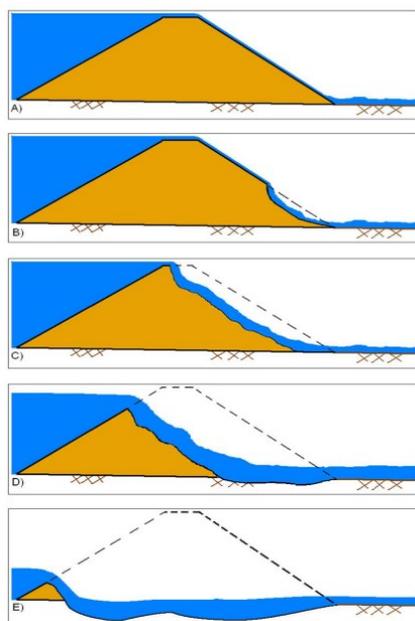


Figura 16 - Evolução de um rompimento de barragem por galgamento (*overtopping*) (USACE, 2014).

2.2.2.2. Erosão interna (*piping*)

O processo de erosão interna, denominado *piping*, é um fenômeno causado por erosão regressiva interna no maciço ou nas fundações, decorrente da percolação de água através do barramento (Figura 17). Essa erosão interna acontece quando as forças de percolação superam as forças resistentes da estrutura e, então formam-se caminhos preferenciais de percolação.

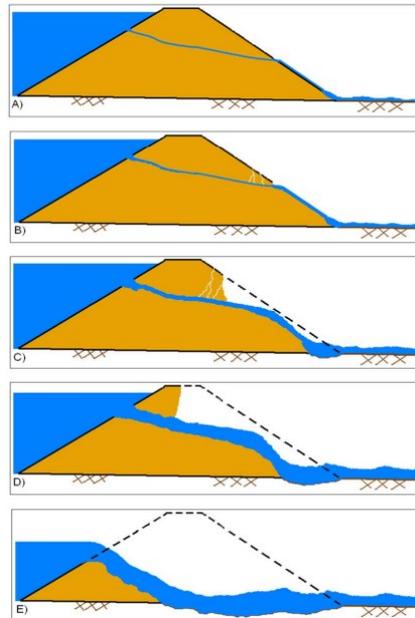


Figura 17 - Evolução de um rompimento de barragem por erosão interna (*piping*) (USACE, 2014).

2.2.2.3. Liquefação

Os processos de liquefação de barragens são tipicamente associados a barragens de rejeitos (BEVILAQUA, 2019). Esse processo está intimamente ligado ao comportamento de solos granulares saturados e fofos submetidos a esforços cisalhantes (SILVA, 2010) e ocorre quando o fluxo de água presente no solo ou rejeito (Figura 18) exerce uma força que leva à perda da resistência e coesão do material (ROTTA et al., 2020). Em barragens de rejeito, o processo de liquefação pode ter desencadeado por eventos como excesso de chuvas, excesso de carga, abalos sísmicos ou falhas nos sistemas de drenagem e/ou filtro.

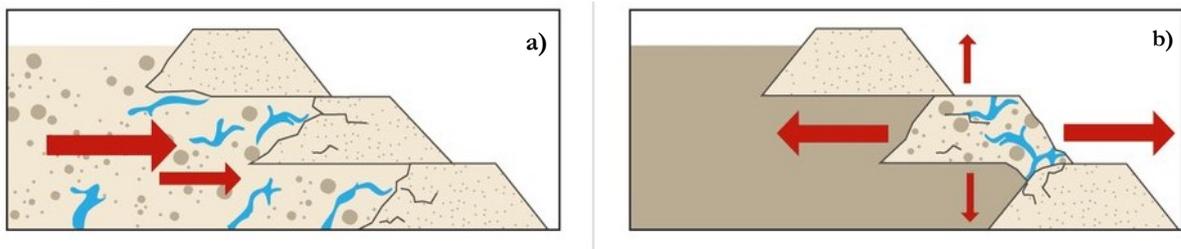


Figura 18 - Fenômeno da liquefação. a) no rejeito. b) no dique. (Adaptado Fernando Cantini, Carlos Martinez e UFOP/Ministério da Integração/ Samarco, 2019). Disponível em: <<https://g1.globo.com/mg/minas-gerais/noticia/2019/02/07/entenda-o-que-e-a-liquefacao-fenomeno>>.

2.2.2.4. Falhas nas fundações

A geologia do local onde a barragem está construída pode afetar as fundações que a sustentam devido a variações no nível da água ou à saturação do material da fundação por infiltração. Além disso, as falhas por galgamento também podem representar um risco para as fundações, pois a água que ultrapassa a barragem pode causar erosão na base da barragem, conforme destacado por Collischonn (1997).

Embora as falhas nas fundações não sejam tão comuns como os dois exemplos anteriores, em barragem de concreto, o material utilizado para construção das fundações também pode ter impacto significativo. Isso ocorre porque as fundações são altamente exigidas pelo carregamento, o que pode levar ao surgimento de patologias que aumentam o risco de falha.

Mascarenhas (1990) reitera em seu estudo que é difícil prever e avaliar como as características de deformação dos materiais das fundações serão afetadas pelas condições climáticas. Por isso, torna-se incerta a previsão de deslizamento das fundações.

2.2.2.5. Falhas no projeto, execução ou operação

Levando em consideração a importância, complexidade e os riscos envolvidos na engenharia de uma barragem existem alguns critérios de segurança que são indispensáveis nas fases de projeto, execução e operação, em virtude da complexidade envolvida no funcionamento da estrutura.

As falhas mais comuns dessa natureza envolvem: falha no procedimento de sondagens, qualidade dos materiais utilizados na obra, capacidade inferior dos vertedouros para operar durante eventos de cheias de grande magnitude, inadequação na execução de drenagens, ancoragens e compactação, falta de manutenção do vertedouro e falhas nas instalações (ANDRIOLO, 2008). Dessa forma, rompimentos ocasionados por essas falhas também podem ocorrer simultaneamente, ou simplesmente se tornar gatilhos para rupturas como a erosão interna ou galgamento (COSTA, 1985).

2.2.2.6. Ações de guerra

Barragens podem ser utilizadas como armas de guerra estratégicas tanto pelo seu significado econômico, quanto pelo seu potencial destrutivo resultante da sua ruptura. A ocorrência desses propósitos depende da região onde a barragem está situada e também de questões políticas envolvidas que podem levar ao rompimento ou galgamento da estrutura.

Em um evento recente, foram observadas estratégias semelhantes durante a guerra entre a Ucrânia e a Rússia. Em meados de fevereiro de 2022, houve um fluxo descontrolado em um dos maciços da barragem localizada em Kiev. Embora as autoridades e agências de notícias tenham atribuído o rompimento da estrutura a ações de guerra por parte da Rússia (G1, 2022a), outras fontes

sugerem que o governo ucraniano abriu as comportas para inundar a área e, assim, atrasar o avanço dos tanques russos em território ucraniano (G1, 2022b).

Outro acontecimento envolvendo represas de água, dessa vez provocado por um bombardeio ucraniano em novembro de 2022, danificou a represa de Kakhovka da cidade de Kherson, provocando cortes de água e eletricidade na cidade (G1, 2022c).

2.3. Aspectos legislativos

No Brasil, o acidente da barragem localizada no município de Cataguases, no ano de 2003, foi o ponto de partida para a introdução de um projeto de Lei relacionado à segurança de barragens no Congresso Nacional. Contudo, somente após os acidentes das barragens de Camará (2004) e mineração Rio Pomba-Cataguases (2007), é que os habitantes passaram a exigir mais comprometimento das autoridades e dos proprietários privados das barragens (BALBI, 2008).

Essa resposta, por sua vez, foi obtida somente no ano de 2010, quando foi sancionada a Lei Nº 12.334, a qual estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e concebe o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), dentre outros instrumentos (BRASIL, 2010b). Posteriormente, ficou estabelecido que as barragens devem ser classificadas pelos agentes fiscalizadores de acordo com sua categoria de risco e dano potencial associado, sendo classificadas como: (i) baixo (ii) médio ou (iii) alto, com base nos critérios estabelecidos pela Resolução Nº 143 do Conselho Nacional do Recursos Hídricos (CNRH) (CNRH, 2012).

Entretanto, no dia 1 de outubro de 2020, foi sancionada a Lei Nº 14.066, que altera a Lei 12.334 de 2010. Essa nova Lei apresentou-se como uma resposta do Congresso Nacional aos acidentes recentes envolvendo os rompimentos de barragens de Mariana (2015) e Brumadinho (2019). As alterações dispostas na nova Lei designam uma maior comunicação entre os responsáveis pelas barragens e os órgãos de segurança, além da incorporação de detalhes técnicos importantes (COSTA & SILVA, 2021).

A Lei Nº 14.066, de 30 de setembro de 2020, estabelece novas propostas para a PNSB. Dentre elas, destacam-se: (i) a exigência de que o Plano de Ações Emergenciais (PAE) seja elaborado levando em consideração a população potencialmente afetada, e que seja implementado antes do início do enchimento da barragem; (ii) a proibição da construção de barragens de mineração pelo método de alteamento a montante; (iii) a inclusão de guias de boas práticas como instrumento da política; (iv) a criação de sanções e penalidades na PNSB, com multas que podem chegar a um bilhão de reais; (v) a ampliação da exigência do PAE para todas as barragens de contenção de rejeitos de mineração, além de todas as barragens classificadas como Dano Potencial Associado médio ou alto, a critério do órgão fiscalizador; (vi) a transferência de atribuições anteriormente a cargo de órgãos de proteção ambiental e defesa civil aos empreendedores; (vii) a possibilidade de exigência de seguro

para barragens de mineração e geração de energia hidrelétrica, dependendo da sua Categoria de Risco e Dano Potencial Associado (BRASIL, 2020).

Muito embora a regulamentação relacionada à segurança de barragens no Brasil esteja em vigor desde o ano de 2010, ainda assim, a instauração dessa regulamentação se apresentou tardia mediante o cenário internacional que teve início na década de 70, quando o *International Commission on Large Dams (ICOLD)*, maior autoridade internacional no assunto, intensificou o investimento em programas de segurança de barragens (WILLINGHOEFER, 2015).

Veról (2010) reitera a importância de realizar o controle e monitoramento contínuo do desempenho da barragem, para que seja possível evitar quaisquer tipos de falhas. Como resultado, alguns países que são destaques na economia mundial integraram políticas de segurança de barragens em seus territórios ainda no século 20, como é o caso dos Estados Unidos (1978), Austrália (1978), Portugal (1990) e Canadá (1995).

No diz respeito a Lei N° 12.334/2010 e sua aplicação, no sentido de garantir a observância de padrões de segurança, a sua aplicabilidade é destinada para barragens que retém água para qualquer tipo de uso, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais que se enquadrem nos critérios dispostos no Art. 1° da referida Lei. Esses critérios incluem: (i) a altura do maciço, cotada do encontro do pé do talude de jusante com o nível do solo até a crista de coroamento do barramento, maior ou igual a 15 metros; (ii) a capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m³ (três milhões de metros cúbicos); (iii) o reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis; e (iv) a categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas, conforme definido no Art. 6° (BRASIL, 2010b).

O suporte para o PNSB é o Relatório de Segurança de Barragens (RSB), o qual conta com dados de barragens cadastradas ao longo dos anos. Do relatório de 2020 até a versão mais recente, de 2021 (última versão disponível), houve um aumento de 3,2% no número de barragens cadastradas pelos órgãos fiscalizadores no Brasil (ANA, 2021; ANA, 2022a).

Em síntese, os órgãos fiscalizadores em nível nacional no Brasil, estão subdivididos em três unidades: Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA), responsável por barragens de usos múltiplos de água em rios de domínio da União, interestaduais, com exceção das usadas para geração de energia elétrica; a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), responsável por barragens com função de geração de energia elétrica; e a Agência Nacional de Mineração (ANM), responsável por barragens destinadas ao armazenamento de rejeitos de mineração.

Embora a Resolução N° 91 de 2012 exija a apresentação do Plano de Ação de Emergência (PAE) para barragens classificadas com Dano Potencial Associado e Categoria de Risco classificado como "alto", foi somente em 2016 que a ANA publicou oficialmente o Guia de Orientações e

Formulários do PAE. Apesar de alguns órgãos ainda não lançarem critérios específicos de elaboração do PAE, para melhor integrá-lo, algumas informações mínimas são necessárias, como a identificação dos efeitos da onda no vale de jusante e a estimativa de parâmetros como profundidade, velocidades da onda e tempo de propagação da onda em pontos específicos (FERLA, 2018; ROSSI, 2020).

Para complementar os estudos hidrológicos necessários à segurança da barragem, deve-se avaliar também o rompimento hipotético do barramento por meio de métodos de modelagem. Para esses estudos, são recomendados modelos hidrodinâmicos, como HEC-RAS, DAMBRK e LISFLOOD, que utilizam as equações de Saint-Venant para determinar os mapas das áreas potencialmente inundáveis, bem como as velocidades e vazões máximas ao longo do vale a jusante. Entretanto, para barragens com altura do maciço inferior a 15 m e capacidade volumétrica inferior a 3 hm³, é possível utilizar métodos simplificados, ou critérios definidos pelo órgão fiscalizador (ANA, 2016b).

Em maio de 2022, a ANA publicou a Resolução N° 121, que altera e complementa a Resolução N° 236, de 30 de janeiro de 2017, com o detalhamento necessário para as Inspeções de Segurança Regular (ISR) e Especial (ISE) dos empreendimentos fiscalizados pela ANA, a Revisão Periódica de Segurança de Barragem (RPSB), o Plano de Ação de Emergência (PAE) e o Plano de Segurança de Barragem (PSB).

De acordo com a nova Resolução, o Plano de Segurança de Barragem (PSB) só será considerado completo quando estiverem em conformidade com as exigências detalhadas no Anexo II da Resolução referida. Além disso, é necessário que o documento esteja disponível no local da barragem e que seja encaminhado pelo responsável para ser inserido no SNISB, posteriormente.

A ANA estabeleceu que os PAEs só serão aceitos se houver integração entre a instalação do sistema de monitoramento e controle da estabilidade da barragem e os procedimentos de emergência, além de outros requisitos como: (i) a integração de sistema sonoro em situação emergencial; (ii) a sinalização de rotas de fuga e pontos de encontro para população possivelmente impactada; (iii) a realização de programas de treinamento e divulgação para comunidades potencialmente afetadas; e (iv) a articulação de procedimentos de emergência com órgãos da defesa civil atuantes junto a esse tipo de comunidade (ANA, 2022b).

Além de refletir sobre as exigências do PAE, a ANA (2016b) destaca a importância da caracterização do vale a jusante de acordo com o tipo de povoamento e ocupação social, número de habitantes residentes, ocupantes temporários, principais infraestruturas, áreas protegidas e patrimônio histórico. Essas informações são essenciais para a elaboração de mapas de inundação que auxiliam na definição de possíveis rotas de fuga, Zonas de Auto Salvamento (ZAS) e Zonas de Segurança Secundária (ZSS), que delimita a região a jusante da barragem correspondente a um tempo de chegada da onda de cheia igual a trinta minutos (ANA, 2022b).

2.4. Mapeamento de perigo, vulnerabilidade e risco

Grande parte das regiões do mundo enfrenta problemas relacionados a inundações. Segundo a United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNDRR) (2020), nos últimos anos mais de 1,65 bilhões de pessoas foram afetadas por inundações de naturezas distintas, resultando em perdas inestimáveis.

Áreas potencialmente expostas são conceitualmente identificadas por meio de avaliações de risco de inundação, com o objetivo de tornar mais eficazes as medidas de gestão. Essas avaliações apresentam-se no estado da arte como uma estrutura composta do produto de perigo (inundação), exposição (quem está exposto à situação) e vulnerabilidade (suscetibilidade aos danos) (UNISDR, 2015).

O risco pode ser considerado como um indicador de garantia de um determinado estado de segurança. O conceito de risco pode ser aplicável a eventos negativos, como danos, que possam ocorrer no futuro. Em geral, o risco tem como objetivo caracterizar a possibilidade de ocorrência de perturbações que alterem o estado de segurança existente, ou que provoquem danos ou perdas correspondentes, devido à presença de um perigo (ALMEIDA, 2003).

De Moel et al., (2015) afirmam que as avaliações de risco de inundação se modificam conforme o nível de detalhamento de informações requeridas em diferentes escalas espaciais de análise. Enquanto em pequena escala, as avaliações de risco são realizadas utilizando modelos e dados calibrados do local para elaborar estratégias de gestão de inundações e projetos de infraestrutura, em grande escala, as avaliações combinam informações de inundação derivadas de um quadro de ameaças, cujo objetivo é informar o risco de inundação estratégico de todo o conjunto, permitindo intervenções prioritárias fundamentadas em evidências, para que sejam fornecidos dados consistentes que auxiliem na gestão (BERNHOFEN et al., 2022).

Constantemente, o risco é definido em função do perigo e da vulnerabilidade (UNISDR, 2016; MONTE et al., 2021; ALVES JUNIOR, 2021). Ou seja, o risco reside nas interações potenciais e reais entre os perigos aos quais uma área ou comunidade está exposta e a vulnerabilidade dos elementos dessa comunidade a tal exposição. Contudo, independente da definição, cada indivíduo ou comunidade tem uma noção subjetiva de risco que envolve outras noções como as de perigo, o grau de possibilidade de ocorrência de um evento e a avaliação de perdas e prejuízos ocasionados (ALMEIDA, 2003).

Em termos espaciais, o número de pessoas expostas em zonas de risco é maior em áreas urbanas. Em termos temporais, o risco precede um desastre. Um dado risco não está esgotado após o dano de um evento anterior. Em vez disso, eventos anteriores servem como componentes futuros na previsão de novos desastres (BECK et al., 1992).

O termo perigo é empregado em situações em que existe a possibilidade de ocorrência de um evento em épocas ou regiões conhecidas, podendo acarretar significativos danos socioeconômicos às áreas e comunidades expostas ao evento (UNDP, 2004; UNISDR, 2016; MONTE et al., 2021; ALVES JUNIOR, 2021). O mapeamento do perigo é de extrema relevância para auxiliar no gerenciamento de desastres (WMO, 2016).

A vulnerabilidade é caracterizada como a habilidade de uma comunidade em resistir, enfrentar ou lidar com os impactos de um evento perigoso ao qual está exposta (WISNER et al., 2004). É importante ressaltar que a vulnerabilidade pode aumentar a probabilidade de danos às estruturas e perda de vidas humanas associadas ao perigo (KOHLENER et al., 2004).

Uma frase possível reformulada seria: Embora o perigo seja necessário para que exista risco, é possível haver perigo sem risco, já que as pessoas precisam estar expostas a um fenômeno natural para que este se torne perigoso para elas, considerando sua vulnerabilidade específica. Portanto, embora os dois conceitos estejam inter-relacionados, eles têm magnitudes distintas (KOBAYASHI et al., 2012; KOBAYAMA et al., 2006).

O Decreto N° 7.257, de agosto de 2010, considera as ações de prevenção de desastres naturais por meio da identificação, mapeamento e monitoramento de riscos, ameaças e vulnerabilidade. Sendo assim, é necessária a criação de mapas de perigo em âmbito nacional (BRASIL, 2010a).

Prevene (2001) destaca que mapa de perigo é uma função da frequência de inundação (período de retorno) e intensidade (índice de perigo). Além disso, a ANA (2011) destaca três principais parâmetros fundamentais para mapear as zonas de risco: o tempo de propagação da onda de cheia, as profundidades e as velocidades de fluxo da água.

Dois abordagens podem ser utilizadas para representar o perigo de inundação em escala global: o uso de sensoriamento remoto para eventos históricos e modelos globais de inundação. Embora frequentemente consideradas complementares (HAWKER et al., 2020), somente a última abordagem utiliza um conjunto de dados globais, métodos automatizados e equações hidráulicas simplificadas para simular o perigo de inundação (BERNHOFEN et al., 2022).

Diante disso, o mapeamento dos índices de risco, perigo e vulnerabilidade é uma ferramenta importante quando se trata de áreas suscetíveis a inundação, pois por meio desses mapas é possível identificar áreas críticas que requerem estudos mais detalhados e planejamento adequado para ocupação delas, incluindo áreas emergenciais.

2.5. Importância das bases de dados na avaliação dos riscos de inundações

Nas últimas décadas, diversos conjuntos de dados foram desenvolvidos em escala global ou quase global e estes podem ser utilizados para avaliar eventuais riscos de inundações (DILLEY et al.,

2005; SMITH et al., 2016; WANNOUS et al., 2017; TELLMAN et al., 2021; ZHANG et al., 2022). Parte desses conjuntos de dados apresentaram, nos últimos quinze anos, níveis de detalhamento suficientes para serem utilizados em escalas globais e nacionais, trazendo assim enormes benefícios no gerenciamento dos recursos hídricos, controle de inundações e respostas a desastres.

Apesar dos conjuntos de dados globais serem amplamente disseminados em nível nacional (MORRISON et al., 2018), a ciência física dos dados precisa de uma abordagem no contexto da ciência social, visto que há a exigência por parte dos órgãos governamentais de que os dados sejam acessíveis. Contudo, a variabilidade de informações entre os conjuntos de dados apresenta riscos na eficiência das tomadas de decisão.

A Tabela 3 apresenta exemplos de bases de dados encontradas na literatura nacional e internacional, as quais podem ser uma alternativa viável para coletar informações relevantes para o desenvolvimento de estudos de riscos de inundações em áreas de difícil acesso, que podem impossibilitar a verificação *in situ*.

Tabela 3 - Resumo das principais bases de dados nacionais e internacionais.

Autor (ano)	Base de dados	Fonte	Descrição
World Wildlife Fund US Wickel et al., (2007)	HydroSHEDS e HydroATLAS	Modelo Digital de Elevação SRTM ³ com resolução espacial de 90 m. Exclusivamente para a região Norte, os produtos foram criados do Modelo de Elevação HYDRO1k com resolução de 30 arc-segundo ou 1 km.	Base de dados que fornece informações hidrográficas consistentes de alta qualidade em várias escalas e resoluções para apoiar a modelagem hidrológica regional e global. No total, a base é composta por 1 milhão de sub-bacias, 8,5 milhões de trechos de rios e 1,4 milhões de lagos.
Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (2007)	Base Hidrográfica Nacional Multiescalas (BHO)	Cartografia digital da hidrografia do país.	Base de dados topologicamente consistente que representa a rede hidrográfica em trechos entre pontos de confluência dos cursos d'água do Brasil. Cada trecho é associado a uma superfície de drenagem com codificação de Otto Pfafstetter.
Lehner et al., (2011)	Global Reservoir and Dam Database (GRanD)	A topologia <i>upstream</i> e <i>downstream</i> foi introduzida conectando o GRanD ao HydroSHEDS e uma rede fluvial digital de alta resolução quase global (Lehner et al., 2008).	Base de dados global associada a 7320 barragens com dados de nomes, coordenadas espaciais, ano de construção, área superficial, capacidade de armazenamento, altura do barramento, finalidade principal e elevação.
Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico– ANA (2016a)	Massas d'água	Imagens Landsat 8 com resolução espacial de 30 m.	Base de dados do Brasil de lagos, lagoas, açudes, represas, reservatórios e trechos de rios representados por polígonos com informações do tipo: capacidade de armazenamento, área, perímetro, tipo de uso, volume, entre outros.

Tabela 3 - Resumo das principais bases de dados nacionais e internacionais. **(Continuação)**

Autor (ano)	Base de dados	Fonte	Descrição
Yigzaw et al., (2018)	Global Reservoir Storage-Area-Depth Dataset	Equações geométricas aplicadas ao GRanD.	Base de dados de cota-área-volume elaborada a partir de equações derivadas de uma forma geométrica ótima selecionada entre cinco possíveis geometrias retangulares. O conjunto de dados inclui informações para mais de 6800 reservatórios no mundo.
Allen & Pavelsky (2018)	The Global River Widths from Landsat (GRWL)	Banco de dados global de 3693 estações fluviométricas nos meses que os rios estavam perto da vazão média e imagens Landsat para os meses correspondentes.	Primeira base de dados de largura global para rios com vazões médias. O banco de dados contém mais de 58 milhões de medições da geometria do rio em escala global obtidas com uso de imagens do satélite Landsat para rios com larguras ≥ 30 m.
Nardi et al., (2019)	GFPLAIN250m	O conjunto é derivado da implementação de uma estrutura unificadora para o zoneamento de vales fluviais.	É considerado o primeiro conjunto de dados globais de planície de inundação com resolução de 8,33 segundos de arco, equivalente ao tamanho de uma grade de 250 m. Esse conjunto descreve as planícies de inundação como entidades morfológicas únicas e identificáveis que foram moldadas, inicialmente, pelos efeitos acumulados de processos geomórficos e hidrológicos e, posteriormente, por processos bióticos difusivos.
Allen et al., (2020)	Global Estimates of River Flow Wave Travel Times	Modelo de onda cinemática considerando seções transversais retangulares e estimativa de velocidade a partir da equação de Manning.	Base em escala global capaz de fornecer uma representação simplificada de uma primeira aproximação da celeridade e tempos de viagem de onda.
Mulligan et al., (2020)	Global Georeferenced Database of Dams (GOODD)	Imagens Landsat (15 m), IKNOS (<1 m) e SPOT (2,5 m).	Base de dados que contém mais de 38000 barragens georreferenciadas, bem como dados de suas bacias associadas.
Mu et al., (2020)	Area-Storage Curve of Reservoirs	GRanD e GWS ⁴ Dataset	Base dados de curvas cota-área de reservatórios maiores que 1 km ² .
Altenau et al., (2021)	Swot River Database (SWORD)	Base de dados globais do GRWL (Allen & Pavelski, 2018), o MERIT Hydro (Yamazaki et al., 2019), HydroBASINS (Lehner & Grill, 2013), GROD ¹ (Whittemore et al., 2018), Global Delta Maps (Tessler et al., 2015), SWOT ² Orbits e HydroFALLS.	Composta por uma base de dados das redes de rios com localizações fixas dos limites dos trechos (~10 km), feições nodais (a cada 200 m), traçado da linha central em alta resolução, topologicamente consistente, bem como dados de variáveis hidrológicas (elevação da linha d'água, largura, declividade, entre outros) em escala global.

Tabela 3 - Resumo das principais bases de dados nacionais e internacionais. **(Continuação)**

Autor (ano)	Base de dados	Fonte	Descrição
Paredes-Beltran et al., (2021)	Dataset of Georeferenced Dams in South America (DDSA)	Registros públicos governamentais, bancos de dados internacionais e extensa pesquisa na internet.	Conjunto de dados georreferenciados de barragens na América do Sul contendo 24 atributos que incluem nomes, características, finalidades e localizações referenciadas. Além de informações hidrológicas como área de bacia, precipitação média, temperatura média, entre outras informações.
Siqueira et al., (2018)	Modelo Hidrológico de Grandes Bacias - América do Sul (MGB-AS)	Modelo MGB com propagação hidrodinâmica.	Base de dados de vazões de referência simuladas com abrangência continental.
Khazaei et al., (2022)	Global Lake Bathymetry Dataset (GLOBathy)	Base de dados globais do HydroLAKES.	A base fornece uma distribuição global de profundidade máxima de corpos d'água (lagos e reservatórios) estimadas com o método empírico random forest.
Lehner et al., (2022)	LakeATLAS	Processamento manual de mapas de águas superficiais da base HydroLAKES do HydroSHEDS.	Banco de dados global hidroambientais com mais de 1,4 milhões de polígonos de lagos e reservatórios individuais para 56 variáveis divididas em 281 atributos organizados nas categorias de hidrologia, fisiologia, clima, cobertura e uso do solo, solos e geologia e influências antropogênicas.
Wang et al., (2022)	Georeferenced Global Dams and Reservoirs Dataset for Bridging Attributes and Geolocations (GeoDAR)	ICOLD ⁵ WRD e GRanD.	Conjunto de 24783 dados de barragens e reservatórios globais georreferenciados.
ICOLD WRD	World Register of Dams (WRD)	Inventários nacionais enviados pelos países membros do ICOLD.	É considerado um dos conjuntos de dados mais abrangentes em escala mundial, sendo atualizado regularmente pelo ICOLD. A versão mais recente documenta cerca de 60000 “grandes” barragens, definidas como as que têm altura superior a 15 m ou entre 5 e 15 m, mas com reservatório de armazenamento maior que 3x10 ⁶ m ³ .

¹Global River Obstruction Database²Surface Water and Ocean Topography³Shuttle Radar Topography Mission⁴Global Surface Water from Landsat imagery⁵International Commission on Large Dams

2.5.1. Base de Dados Hidrográfica Nacional

A Base de Dados Hidrográfica Nacional (BHO), fornecida pela ANA, é obtida por meio do mapeamento sistemático do território brasileiro e teve a sua primeira versão elaborada em 2006. Desde então, tem passado por atualizações que resultaram na versão mais recente disponível, a Base Hidrográfica Nacional Multiescalas 2017. A BHO é estabelecida com base na cartografia vetorial da

hidrografia do país e organizada de modo que as informações sejam hidrologicamente consistentes, representando a hidrografia corretamente por meio de trechos conectados com sentido de fluxo (ANA, 2007).

Cada trecho da BHO está associado a uma superfície de drenagem, à qual é atribuída a metodologia de Otto Pfafstetter (PFAFSTETTER, 1989), que se baseia na subdivisão e codificação de bacias hidrográficas, relacionando os trechos de drenagem dos cursos d'água (BRASIL, 2003), obtidos pela maior área de contribuição a montante de cada confluência. As unidades elementares de drenagem são geradas a partir do Modelo Digital de Elevação (MDE) SRTM. Essa codificação permite a consulta de informações topológicas da rede sem a necessidade de visualização em uma interface gráfica.

O processo hierárquico de codificação começa com os rios maiores de uma bacia específica em uma escala cartográfica pequena. Para os níveis posteriores, a codificação da rede segue em escalas gradualmente detalhadas, até a conclusão. Cada dígito é adicionado à codificação conforme maior detalhamento dos níveis da referida rede. O Manual de Topologia Hídrica da ANA (2006) apresenta o seguinte procedimento de Pfafstetter para codificar as bacias hidrográficas:

- i) O curso d'água principal de uma bacia é sempre o que tem maior área de contribuição a montante;
- ii) A partir da identificação do curso d'água principal, codificam-se suas bacias afluentes por área de contribuição;
- iii) As quatro bacias maiores recebem códigos pares que são atribuídos de jusante a montante: a bacia mais a jusante é a de código 2, a bacia imediatamente a montante desta recebe o código 4, a próxima recebe o código 6 e a mais a montante de todas, 8;
- iv) As interbacias recebem códigos ímpares, sendo a da foz a número 1, a interbacia entre as bacias 2 e 4 o valor 3, e assim por diante, até a última bacia de montante, que recebe o número 9.

Para melhor entendimento dos princípios de codificação de Otto Pfafstetter, a Figura 19 é apresentada na sequência com codificação da Bacia do Guaíba, código 796.

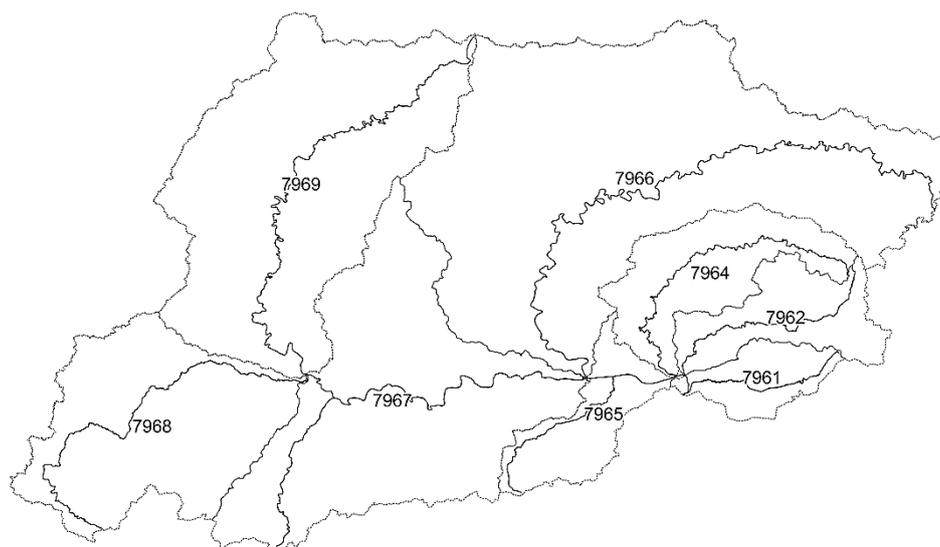


Figura 19 - Exemplo de codificação de Bacia do Guaíba, código 796.

A codificação de Pfafstetter é aplicada com foco nas bacias hidrográficas. Contudo, durante o método de construção da base hidrográfica, adaptou-se a codificação de bacias aos respectivos cursos d'água. Nesse contexto, o código do curso d'água é derivado do próprio código da bacia, porém são excluídos os últimos algarismos ímpares, que identificam as interbacias, até o próximo número par (ANA, 2006).

2.5.2. *Massas D'água*

A BHO consiste em um conjunto de dados hidrográficos do módulo de inteligência geográfica do Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos (SNIRH). Por ser um conjunto de dados topologicamente consistente, possibilita a interação com os mais diversos planos de informação, incluindo a componente de massas d'água existentes no território nacional, tais como lagos, lagoas, açudes, represas, reservatórios e trechos de rios representados por polígonos (ANA, 2020b).

O mapeamento das massas d'água em território nacional teve início no ano de 2008 com diligência da ANA em parceria com a Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos (FUNCEME), resultando na primeira base de dados de espelhos d'água com 23.036 feições de áreas superiores a 20 ha. Esse mapeamento foi realizado utilizando produtos de imagens do sensor Câmera Imageadora de Alta Resolução (CCD) do Satélite Sino-Brasileiro de Recursos Terrestres (CBERS), correspondente ao período de 2005 a 2006.

A versão original da base de massas d'água foi disponibilizada pela ANA em conjunto com o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos (SINGREH) no ano de 2012. Desde a sua última versão, publicada em setembro de 2016 (v.2016), foram realizadas sucessivas atualizações,

resultando na última versão publicada em maio de 2020 (v.2019). O detalhamento do processo de atualização pode ser encontrado na Nota Técnica N° 52/2020/SPR.

A base de massas d'água, em sua versão atual, possui um grande conjunto de atributos, como o tipo de massa d'água (natural ou artificial), domínio (estadual ou federal), data de construção de reservatórios, capacidade total de armazenamento (ou volume máximo da massa d'água, em hm³), características geométricas da massa d'água (perímetro, área), uso principal da água, tipo de aproveitamento hidrelétrico associado (CGH, PCH ou UHE), vazão regularizada do reservatório com 95% de garantia (90 ou 99%, em alguns casos), vazão regularizada devido à operação, tipo de operação (fio d'água, regularização da ONS, outra regularização), bem como as fontes de dados.

Em totalidade, desde a versão original até a última atualização, foram adicionadas 39.478 novas massas d'água, contabilizando um total de 62.199 massas d'água com informações disponíveis em todo o território nacional (Figura 20). Uma das informações disponíveis e indispensáveis para esse estudo é o volume associado às massas d'água que, por sua vez, não é possível obter com precisão no caso de reservatórios artificiais, contendo apenas 3.661 dados de volume disponíveis na base de massas d'água da ANA.

Ainda, cabe salientar que a identificação dos corpos d'água é realizada utilizando os limites da lâmina d'água como sendo o limite físico com o auxílio de imagens de satélite disponíveis no momento da digitalização e, no caso da digitalização manual, busca-se sempre utilizar a imagem com maior área superficial da massa d'água, para que o volume associado seja o mais próximo possível da capacidade total do reservatório (ANA, 2020b).

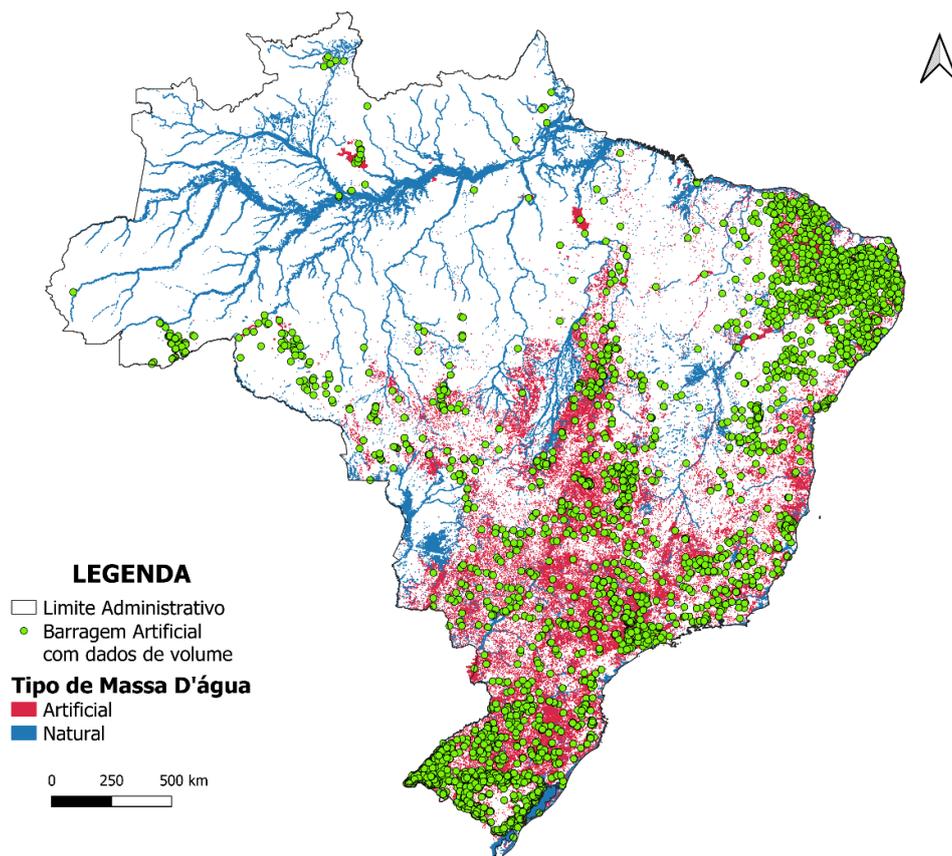


Figura 20 - Distribuição das massas d'água no território nacional.

2.6. Determinação da vazão de pico

De acordo com Pierce et al. (2010), existem várias metodologias para estimar a vazão de pico associada ao rompimento de barragens. Essas metodologias foram desenvolvidas desde a década de 70 e se baseiam em relações derivadas de um número limitado de dados, principalmente de acidentes já ocorridos. A vazão que ocorre em situações de rompimento de barragens pode ser calculada a partir das características geométricas da brecha, do tempo de formação da brecha e das características intrínsecas da própria barragem.

Contudo, é importante ressaltar que as equações que utilizam os parâmetros da brecha são desenvolvidas a partir de casos históricos de rompimentos de barragens e, por isso, apresentam certa incerteza nos resultados, especialmente quando se trata da determinação do tempo de formação da brecha, que é um processo complexo de ser mensurado (ROCHA & PALMIER, 2015). Na Tabela 4, podem ser encontradas equações da literatura que relacionam a vazão de pico com a formação da brecha e o tempo correspondente.

Tabela 4 - Equações para determinação da vazão de pico em função das características geométricas da brecha, tempo de formação da brecha ou a combinação de ambos. (Adaptado BRASIL, 2005; FROELICH, 2016)

Parâmetros	Autor (ano)	Q_p (m ³ /s)	Descrição
Função das características geométricas da brecha e também o respectivo tempo de formação	Wetmore e Fread (1981) <i>apud</i> French (1985)	$1,7 B_b \left(\frac{1,94 \frac{A_s}{B_b}}{T_p + \frac{1,94 A_s}{B_b \sqrt{H_d}}} \right)^3$ <p>com $A_s = \frac{1,5V_r}{H_w}$</p>	Equação inicialmente elaborada pelos autores com embasamento físico e adaptada por French (1985) para o sistema internacional de unidades.
	Singh (1996) Vertedor de Soleira Espessa	$1,7B_b H_b^{1,5}$	Equação elaborada com a condição de que o escoamento que passa pela brecha pode ser assumido como análogo ao escoamento que passa por um vertedor retangular de soleira espessa.
	Froehlich (2016)	$0,0175 k_{M1} k_H \sqrt{\frac{g V_{wb} H_{wb} H_b^2}{W_{avg}}} \quad (1)$ $Q_{m\acute{a}x} \left(\frac{1}{1 + 0,000045 t f \sqrt{\frac{g}{H_b}}} \right)^\beta \quad (2)$	(1) Equação determinada a partir de uma abordagem totalmente empírica; (2) Equação determinada a partir de uma abordagem semiteórica. Ambas foram desenvolvidas após o estudo de 41 casos de rompimento de barragens.

Onde:

$$k_{M1} = \begin{cases} 1,85 & \text{para falha por galgamento} \\ 1,00 & \text{para outras causas de ruptura} \end{cases}$$

$$k_H = \begin{cases} 1,00 & \text{para } H_b \leq H_s \\ \left(\frac{H_b}{H_s} \right)^{1/8} & \text{para } H_b > H_s \end{cases}$$

$$H_s = \begin{cases} 6,10 \text{ m (Sistema Internacional de unidades)} \\ 20 \text{ ft (Sistema Inglês de unidades)} \end{cases}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{8}{27} \left(\frac{L_a}{B} \right)^{0,28} \left[\bar{B} - m^* \left(H_b - \frac{4}{5} H_{wb} \right) \right] \sqrt{g H_{wb}^3}; \text{ para } H_{wb} \leq H_b$$

$$B_{avg} = 0,27 k_{M2} V_{wb}^{1/3}$$

$$k_{M2} = \begin{cases} 1,30 & \text{para falha por galgamento} \\ 1,00 & \text{para outras causas de ruptura} \end{cases}$$

$$m^* = \begin{cases} 1,00 & \text{para falha por galgamento} \\ 0,70 & \text{para outras causas de ruptura} \end{cases}$$

$$t f = 63,2 \sqrt{\frac{V_{wb}}{g H_b^2}}$$

$$\beta = 500 \left[\frac{W_{avg} H_b^2}{V_{wb}} \right]^{2/3}$$

Onde:

Q_p : vazão máxima de ruptura (m^3/s);
 $Q_{máx}$: vazão máxima do acidente, independente do tempo de falha (m^3/s);
 H_d : altura da barragem (m);
 B_b : largura final da brecha (m);
 A_s : área do reservatório para o nível de água máximo (m^2);
 V_r : volume do reservatório (m^3);
 H_w : altura da água no momento de ruptura, acima do fundo da brecha (m);
 H_b : altura final da brecha (m);
 T_p : tempo para o desenvolvimento da brecha (s);
 t_f : tempo de formação da brecha de ruptura, ou tempo de falha (s);
 W_{avg} : largura média do barramento em corte transversal (m);
 V_{wb} : volume de água acima da base da brecha no momento da ruptura (m);
 H_{wb} : altura de água acima da base da brecha no momento da ruptura (m);
 L_a : largura de aproximação do escoamento (m);
 g : aceleração da gravidade (m/s^2);
 \bar{B} : largura média da brecha trapezoidal (m).

Dadas incertezas associadas na determinação dos parâmetros geométricos e na determinação precisa do tempo de formação da brecha, alguns autores (e.g. USBR, 1982; Costa, 1995; Froehlich, 1995) deduziram equações matemáticas de maneira empírica e, majoritariamente, em processos de regressão a partir da observação de eventos históricos para determinação da vazão de pico, que relacionam as próprias características das barragens, como altura do barramento, volume do reservatório ou a combinação de ambas.

A seguir, é apresentada a Tabela 5 que compila algumas metodologias desenvolvidas a partir de modelos de regressão (PIERCE et al., 2010; FROEHLICH, 2016; e FERLA, 2018). Todavia, é importante ressaltar que essas relações são frequentemente obtidas por meio de bases de dados limitadas, o que acarreta incertezas na utilização das mesmas, podendo interferir na confiança nos resultados.

Tabela 5 - Equações empíricas para determinação da vazão de pico em função da altura do barramento, volume do reservatório, ou a combinação de ambas. (Adaptado PIERCE et al., 2010; FROEHLICH, 2016; FERLA, 2018).

Parâmetros	Autor (ano)	Q_p (m ³ /s)	Descrição
Função da altura da água represada	Kirkpatrick (1977)	$1,268 (H_w + 0,3)^{2,5}$	Equação elaborada a partir do estudo de 13 casos de ruptura de barragens de terra e enrocamento e 6 rupturas hipotéticas adicionais.
	Soil Conservation Service – SCS (1981) para $H_d > 31,4$ m	$16,6 (H_w)^{1,85}$	Equação elaborada a partir de observações em barragens de terra.
	U.S. Bureau of Reclamation (1982)	$19,1 (H_w)^{1,85}$	Equação elaborada a partir do estudo de 21 casos de ruptura de barragens.
	Singh & Snorrason (1982)	$13,4 (H_d)^{1,89}$	Equação desenvolvida a partir do estudo de 20 casos de ruptura de barragens.
	Pierce (2008) Linear	$0,784 (H_w)^{2,668}$	Equação desenvolvida a partir do estudo de 72 casos de ruptura de barragens.
	Pierce (2008) Curvilínea	$2,325 (H_w)^{6,405}$	Equação desenvolvida a partir do estudo de 72 casos de ruptura de barragens.
Função do volume do reservatório	Singh e Snorrason (1984)	$1,776 (V_r)^{0,47}$	Equação desenvolvida a partir do estudo de 20 casos de ruptura de barragens.
	Costa (1985)	$961 (V_r)^{0,48}$	Equação válida para barragens de terra e enrocamento, tendendo a superestimar os resultados quando utilizada para barragens de terra e enrocamento.
	Evans (1986)	$0,72 (V_w)^{0,53}$	Equação desenvolvida a partir do estudo de 29 casos de ruptura de barragens.
	MMC	$0,0039 (V_w)^{0,8122}$	Equação resulta em maiores vazões quando usada para reservatórios com grande volume armazenado, se comparada com a Eq. De Froehlich (1995).
Função da altura da água represada e do volume do reservatório	Hagen (1982)	$1,205 (V_w H_w)^{0,48}$	Equação que obtém os melhores resultados para barragens de concreto em arco em vales estreitos.
	MacDonald & Langridge-Monopolis (1984)	$1,154 (V_w H_w)^{0,412}$	Equação desenvolvida a partir do estudo de 23 casos de ruptura de barragens. Indicada pelos autores para aplicação em barragens de terra e enrocamento. Froehlich (1995) menciona que pode ser utilizada também para barragens de concreto.
	Costa (1985)	$0,763 (V_w H_w)^{0,42}$	Equação válida para barragens de terra e enrocamento, tendendo a superestimar os resultados quando utilizada para barragens de terra e enrocamento.
	Froehlich (1995)	$0,607 (V_w^{0,295} H_w^{1,24})$	Equação desenvolvida a partir do estudo de 22 casos de ruptura de barragens. Válida para maciços compostos por materiais rochosos, terrosos ou a combinação de ambos.
	Webby (1996)	$0,0443 \sqrt{g} (V_w^{0,365} H_w^{1,405})$	Equação desenvolvida com a mesma base de dados de Froehlich (1995), proposta em função de metodologia adimensional.
	Pierce (2008)	$0,038 (V_w^{0,475} H_w^{1,09})$	Equação desenvolvida a partir do estudo de 87 casos de ruptura de barragens.
	Azimi et al., (2015)	$0,0166 \sqrt{g V_w} H_w$	Equação desenvolvida a partir de 94 casos de ruptura de barragens.
	Ferla (2018)	$(1/3)(H_w^{0,56} V_w^{0,45})$	Equação desenvolvida a partir de estudos de barragens de terra e

Onde:

H_w : altura da água no momento da ruptura (m);

H_d : altura da barragem (m);

V_r : volume do reservatório (m^3);

V_w : volume do reservatório no momento da ruptura (m^3).

2.7. Métodos simplificados de propagação da onda de cheia

Métodos simplificados estimam o hidrograma de ruptura a jusante sem o uso de modelos hidráulicos e hidrodinâmicos. Esses modelos, fundamentados nas equações de balanço de massa, buscam simplificar o grau de liberdade sem perda significativa de resultados (FERLA, 2018).

A relevância no desenvolvimento de métodos simplificados para análises envolvendo rompimentos de barragens já está disposta na literatura há, pelo menos, 40 anos (FERLA, 2018). Essas metodologias simplificadas buscam auxiliar em abordagens acessíveis em situações que é impossível utilizar métodos mais detalhados, principalmente devido a limitações de dados, ferramentas computacionais ou simplesmente pela necessidade de uma estimativa rápida em situações de perigo.

Algumas simplificações são postas às equações de Saint-Venant (CHANSON, 2004; FAN et al., 2014), uma vez que não há solução analítica para esse conjunto de equações, e é necessário utilizar metodologias numéricas para obter aproximações confiáveis. Contudo, mediante embasamento físico, alguns autores estabelecem também equações empíricas em suas metodologias (USB, 1989; COSTA, 1985; RUTSCHMANN & HAGER, 1996; ROSSI et al., 2021), o que faz com que o efeito da propagação de ondas seja baseado não apenas na observação de dados provenientes de eventos reais passados, mas também em resultados obtidos de simulações hipotéticas de rompimentos, denominadas equações semi-empíricas.

A falta de informações necessárias na aplicação de abordagens sofisticadas envolvendo rompimento de barragens faz com que sejam utilizadas abordagens com metodologias simplificadas. Comumente, essas informações são dados de terreno, tipos de falhas, dados hidráulicos e hidrológicos. Desse modo, o custo e o tempo envolvidos no processamento e análise são frequentemente incompatíveis com as informações necessárias e/ou disponíveis (MELO, 2015).

Ainda, é importante destacar que os métodos de abordagem simplificados não são objetivamente utilizados para o desenvolvimento de PAEs, visto que estes requerem um estudo mais detalhado de rompimento de barragens (MELO, 2015). No entanto, assim como nesta pesquisa, as metodologias simplificadas podem ser úteis como ferramentas diligentes na identificação rápida de trechos em situação de perigo.

Alguns trabalhos encontrados na literatura permitem avaliar os efeitos oriundos da ruptura de barragens utilizando abordagens simplificadas (CUNGE, 1969; WETMORE & FREAD, 1981; MELO, 2015). Posteriormente, alguns autores apresentam estudos com resultados que avaliam a eficácia desses métodos simplificados usando metodologias numéricas (MELO, 2015; FERLA, 2018 e ROSSI et al., 2021). Em seguida, serão apresentadas sínteses a respeito dos métodos mencionados acima.

- Método Muskingum-Cunge (Cunge, 1969)

O método Muskingum-Cunge é amplamente utilizado para modelar a propagação de escoamento em rios e canais. Ele combina a equação de continuidade com uma equação que relaciona o armazenamento em um trecho de rio às vazões de entrada e saída do trecho, utilizando o método de processamento matemático de diferenças finitas.

O método não foi originalmente desenvolvido para estudos de rompimento de barragens, mas sim para análises de cheias que envolvem a propagação de um hidrograma a jusante de uma seção inicial. Ele estabelece a propagação do hidrograma em um trecho de rio.

- *NWS Simplified Dam Break* (Wetmore & Fread, 1981)

O modelo DAMBRK foi inicialmente concebido para permitir a simulação de rompimentos de barragens e a propagação de hidrogramas através da resolução completa das equações de fluxo unidimensional não permanente em computadores de alto desempenho. Contudo, devido à complexidade do modelo e à necessidade de computadores especializados, Wetmore e Fread criaram o *National Weather Service Simplified Dam-Break Flood Forecasting Model* (NSW SMPDBK), que oferecia uma solução analítica e simplificada do modelo DAMBRK.

O modelo NSW SMPDBK é composto por diferentes etapas para determinação da vazão de pico e do desenvolvimento do hidrograma de ruptura. Para sua aplicação, é necessário conhecer a altura da barragem, o volume e a área do reservatório, além das características da brecha de ruptura, como sua geometria final e o tempo necessário para sua formação. É preciso também ter informações sobre pelo menos duas seções transversais a jusante do barramento.

A metodologia do NSW SMPDBK envolve três etapas: (i) a estimativa da vazão de pico, (ii) a aproximação do canal a jusante a um canal prismático e (iii) a utilização de curvas adimensionais para estimar vazão máxima e o tempo para atingir a vazão máxima em pontos específicos do trecho analisado.

- Método do USBR (1989)

Em 1989, o *Bureau of Reclamation Safety of Dams Program* (USBR) publicou um relatório com o objetivo de resolver as deficiências de segurança em barragens identificadas durante a avaliação de segurança de barragens existentes. O documento contém orientações técnicas e processuais voltadas

para a política de segurança de barragens, proporcionando uma importante contribuição para o desenvolvimento de medidas preventivas e corretivas que garantam a segurança das populações e das infraestruturas locais.

Nesse relatório, o USBR conduziu uma análise de barragens que romperam juntamente com outros eventos hidrológicos. Com base nessa análise, foi desenvolvida uma equação empírica que permite estimar as vazões de pico a jusante com base na vazão de pico em um local a montante e na distância desse local. A utilização dessa equação tem sido amplamente adotada na avaliação de risco de barragens.

- Método LNEC (Melo, 2015)

A metodologia *Simplified dam-break flood modeling* foi descrita por José Falcão de Melo e outros pesquisadores do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Ela realiza a propagação do hidrograma ao longo do vale a jusante utilizando expressões semi-empíricas, que envolvem duas aproximações: a estimativa da máxima distância longitudinal ao rio onde as consequências do rompimento são significativas e a estimativa da vazão de pico em seções transversais ao longo do rio.

A aplicação do método depende das seguintes etapas: (i) a determinação da distância máxima afetada a jusante, (ii) o cálculo da vazão de pico, (iii) a estimativa do amortecimento da vazão de pico ao longo do vale a jusante e (iv) a estimativa dos níveis máximos em seções específicas a jusante.

- Ferla (2018)

Nessa dissertação, foram analisados os resultados das metodologias simplificadas propostas Cunge (1969), Wetmore e Fread, 1981 e Melo (2015) em três estudos de caso de rompimento de barragens. O objetivo foi comparar os resultados obtidos com essas metodologias com os resultados obtidos pelo software HEC-RAS 1D. Além disso, a autora propôs uma nova equação empírica para previsão da vazão de pico resultante de rompimentos de barragens por galgamento.

- *Dam-break analysis: proposal of simplified approach* (Rossi et al., 2021)

Os autores desenvolveram uma metodologia simplificada para analisar rompimentos de barragens de terra utilizando altura e volume do reservatório como entradas. Para isso, realizaram simulações computacionais de rompimentos de barragens para vários conjuntos de condições pré-definidas, utilizando a modelagem HEC-RAS 1D, e alterando os principais parâmetros. Com base nos resultados dessas simulações, deduziram equações de regressão para descrever a atenuação do pico da vazão e o tempo de chegada do pico da vazão para conjuntos de situações semelhantes. As equações obtidas apresentaram melhor desempenho para vazões máximas e alturas de água quando comparadas com o método estabelecido por Melo (2015).

Apesar de diversas metodologias e numerosos esforços anteriores, até o momento, nenhum estudo propôs uma metodologia baseada em um modelo geral, que possa ser facilmente aplicada com simples equações, utilizando parâmetros comumente disponíveis para descrever a onda de cheia e que responda a seguinte pergunta: Como mapear possíveis impactos de inundações causados por rompimento de barragens sob efeito cascata em grande escala?

CAPÍTULO 3: MAPEAMENTO DE PERIGO POTENCIAL ASSOCIADO AO ROMPIMENTO DE BARRAGENS SOB EFEITO CASCATA

Foi desenvolvido um método para mapear o perigo potencial causado por eventos de inundações muito rápidos, como ondas de cheias provenientes de rompimento de barragens sob efeito cascata. O método é composto de algumas etapas, incluindo (i) estimativa de vazões de rompimento de reservatórios de água por meio de uma equação empírica e (ii) aplicação de um modelo baseado nos princípios físicos das equações de Saint-Venant para atenuação do pico de cheias. O modelo é (iii) aplicado de forma recursiva em uma rede de drenagem nacional (BHO 2017), com (iv) uma abordagem conservadora para promover o efeito cascata. (v) Algoritmos de processamento de cálculo foram desenvolvidos no *software* MATLAB para (vi) estimar os parâmetros do modelo de atenuação da onda de cheia e (vii) o período de retorno das vazões de rompimento, baseado na frequência de vazões de cheia estimada a partir de equações de regionalização. A eficácia na determinação das frequências de vazões é (viii) avaliada em relação às curvas envelope de Creager, e então, é possível (ix) elaborar mapas de perigo em *softwares* GIS para auxiliar nas estimativas de perigo e tomadas de decisão.

O resumo do método e as etapas distintas são mostrados na Figura 21. As próximas seções descrevem os detalhes das etapas do método.

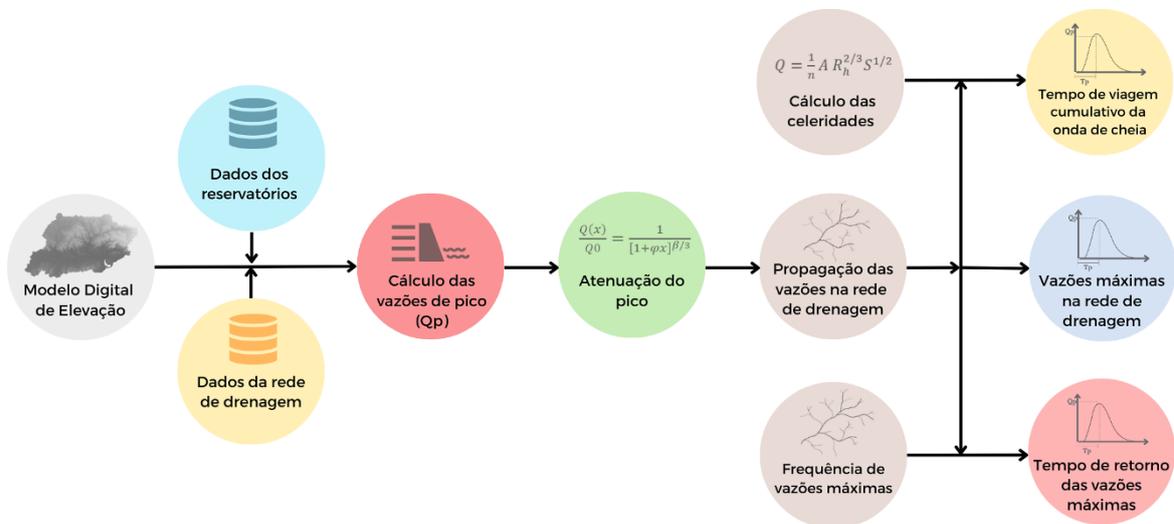


Figura 21 -Resumo da metodologia para o mapeamento de perigo potencial associado ao rompimento de barragens sob efeito cascata.

A metodologia descrita foi aplicada na Região Hidrográfica do Guaíba, que está localizada na porção Centro-Leste do Estado do Rio Grande do Sul (Figura 22).

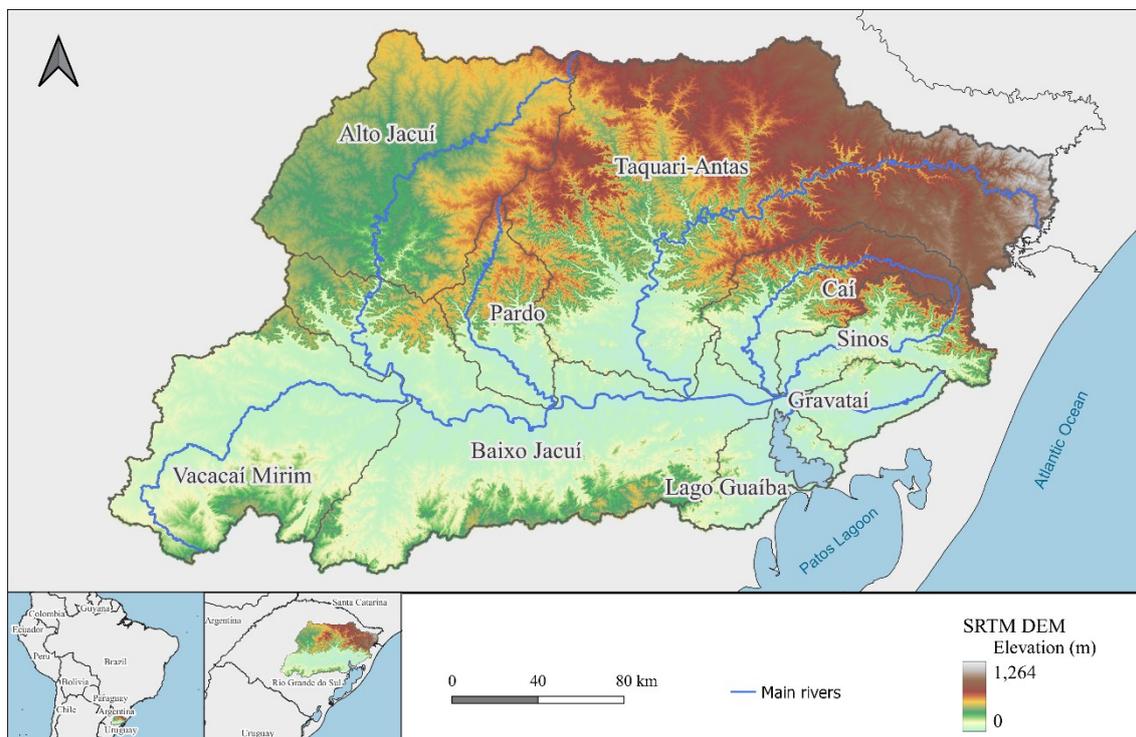


Figura 22 - Região Hidrográfica do Guaíba.

De acordo com a Lei N° 10.350 de 1994, o Estado do Rio Grande do Sul foi dividido em três Regiões Hidrográficas: Bacia do Guaíba, Bacia do Rio Uruguai e Bacias Litorâneas (RIO GRANDE DO SUL, 1994). A Região Hidrográfica do Guaíba está localizada entre os paralelos 28° S e 31° S e os meridianos 50° W e 54° W, cobrindo uma área de cerca de 85.000 km², correspondendo a 30% da área total do estado. A Região Hidrográfica do Guaíba é composta por nove sub-bacias: Alto Jacuí, Pardo, Vacacaí Mirim, Baixo Jacuí, Taquari-Antas, Caí, Sinos, Gravataí e Lago do Guaíba (FEPAM, 2020).

A Bacia Hidrográfica do Guaíba é uma região vasta e diversa que oferece uma ampla variedade de características para estudo e análise da metodologia proposta, incluindo declividades variadas, vales encaixados e áreas de planície, além de uma grande quantidade de reservatórios de diferentes tamanhos em sua extensão. A bacia também apresenta histórico de eventos passados de inundações naturais que constituem informações valiosas para a validação do método, bem como estudos de regionalização de vazões necessários para a determinação do mapa de perigo de período de retorno das vazões de rompimento. Por essas razões, a bacia do Guaíba é uma área de grande interesse para avaliar a aplicabilidade da metodologia em diferentes condições.

3.1. Estimativa das vazões de pico

Como mencionado anteriormente na seção 2.6, vários autores tentaram relacionar o pico de vazão para medidas de altura ou carga (ex. altura da barragem, largura da brecha ou profundidade da água acima do fundo da brecha), volume de armazenamento ou volume de escoamento, ou altura e volume. Com base nos dados disponíveis na base de Massas D'Água da ANA, é possível estimar a vazão de pico utilizando somente o parâmetro de volume. A Figura 23 apresenta um gráfico que compara as equações empíricas que relacionam a vazão de pico considerando apenas a variável de volume, demonstrando o grau de variabilidade nos dados quando examinados em função dessa combinação.

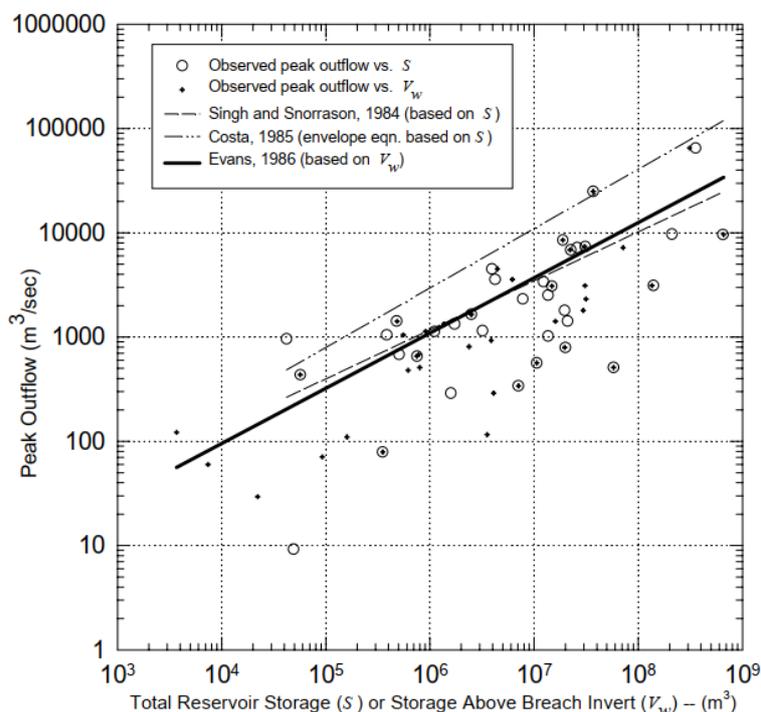


Figura 23 - Vazão de pico versus volume de armazenamento do reservatório (Wahl, 1998).

Com o objetivo de garantir a segurança, a estimativa das vazões máximas de ruptura foi realizada utilizando a equação empírica de Costa (1985) com envoltória baseada no volume (Equação 1).

$$Q_p = 961 V^{0,48} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

Q_p : vazão de pico (m³/s);

V : volume do reservatório (hm³).

Para que fosse possível considerar os reservatórios localizados na área de estudo, foi necessário estabelecer correlações médias entre as áreas dos espelhos d'água e os volume dos

reservatórios disponíveis. Embora cada reservatório possua suas especificidades, é possível realizar estimativas desse tipo para diferentes regiões do Brasil, conforme descrito no Manual de Políticas e Práticas de Segurança de Barragens (SNISB, 2015).

Foi estabelecida uma relação potencial em escala logarítmica entre as áreas e volumes dos reservatórios, considerando os dados de área e volume disponíveis (Figura 24).

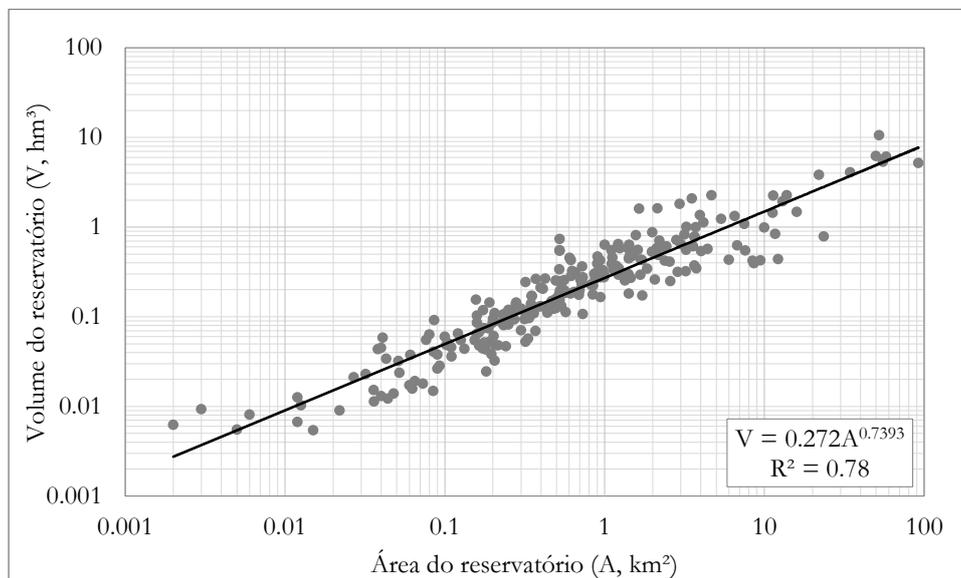


Figura 24 - Correlação entre as variáveis de área e volume dos reservatórios da Bacia Hidrográfica do Guaíba.

Nessa seção, para a Bacia Hidrográfica do Guaíba, considerando o cenário de cascata (Figura 29), foram estimadas vazões de pico de 2005 reservatórios de água, dispensando a análise da causa do rompimento.

3.2. Modelo de atenuação de pico de cheias

O modelo de atenuação foi desenvolvido para prever a atenuação da vazão de pico da onda de cheia. Baseado em princípios físicos, o modelo pode ser facilmente aplicado utilizando uma equação simplificada com parâmetros comumente disponíveis relacionados às características do rio e do hidrograma afluente. Ele representa a onda de cheia ao longo da sua trajetória, tendo como base o modelo de difusão (Equação 11) com efeitos inerciais. O modelo também considera que o hidrograma e perfil da onda possuem forma e volume constantes e leva em conta uma classificação de descarga genérica, armazenamento na planície de inundação e celeridade e difusividade variáveis. As especificidades do modelo serão detalhadas a seguir e também podem ser consultadas no manuscrito original (Paiva & Lima, 2023 – em revisão).

As equações de Saint-Venant, também conhecidas como equações de escoamento não permanente unidimensional, são frequentemente utilizadas para representar os processos de propagação de vazão em cursos d'água. A primeira equação, denominada equação da continuidade, é

derivada a partir do princípio da conservação de massa (Equação 2) (CUNGE et al., 1980; CHANSON, 2004; FAN et al., 2014).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

Q : vazão (m^3/s);
 A : área da seção transversal (m^2);
 x : distância no sentido longitudinal (m);
 t : tempo (s).

A equação dinâmica, também conhecida como equação da quantidade de movimento (Equação 3), é a segunda equação do conjunto de equações de Saint-Venant. Essa equação descreve as forças que agem sobre o escoamento (CUNGE et al., 1980; CHANSON, 2004; FAN et al., 2014).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

h : profundidade do rio (m);
 S_0 : declividade do fundo do canal (m/m);
 S_f : perda de energia por atrito com o fundo e as margens;
 g : aceleração da gravidade;
 Q : vazão (m^3/s);
 A : área da seção transversal (m^2);
 x : distância no sentido longitudinal (m).

A equação dinâmica (Equação 3) pode ser discretizada em cinco termos, são eles:

$$F1 = gAS_f \quad (\text{força de atrito}) \quad (\text{Equação 4})$$

$$F2 = gAS_0 \quad (\text{força de gravidade}) \quad (\text{Equação 5})$$

$$F3 = gA \frac{\partial h}{\partial x} \quad (\text{força de pressão}) \quad (\text{Equação 6})$$

$$F4 = \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} \quad (\text{inércia advectiva}) \quad (\text{Equação 7})$$

$$F5 = \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (\text{inércia local}) \quad (\text{Equação 8})$$

Em rios com declividade alta, onde os termos de pressão e inércia ($F3$, $F4$ e $F5$) são pouco relevantes e os termos de força e atrito ($F1$ e $F2$) são mais relevantes, é possível adotar uma aproximação das equações de Saint-Venant. Essa aproximação combina a equação da continuidade (Equação 2) com os termos $F1$ e $F2$ da equação da quantidade de movimento, resultando em uma equação que possui apenas a vazão como variável dependente (Equação 9). Essa equação é conhecida como equação da onda cinemática.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{Equação 9})$$

Onde:

c : celeridade (velocidade de propagação) da onda de cheia (m/s).

É importante, a partir de agora, definir a diferença entre celeridade e velocidade. Embora o termo celeridade tenha o mesmo significado léxico que o termo velocidade, Levi (1995) sugere reservar o termo celeridade para se referir especificamente à velocidade da onda, a fim de evitar equívocos ao falar sobre velocidade da água e velocidade da onda, já que é possível ocorrer a propagação da onda tanto em água com ou sem velocidade.

Em grande parte dos casos de propagação de cheia em cursos d'água, especialmente quando se trata de rios com declividade elevada, a onda cinemática tem como principais variáveis envolvidas as forças de gravidade e atrito como mencionado anteriormente. Nessas condições, a onda de cheia pode ser entendida como uma onda cinemática que se propaga em um curso d'água. Sua interpretação é fundamentada na equação da continuidade (uma das equações de Saint-Venant) e em uma equação que relaciona o fluxo de vazão com o volume de água em um trecho ou seção transversal, conhecida como celeridade. Sendo assim, a celeridade é estimada por meio da Equação 10 seguinte (Lighthill & Whitham, 1955; Seddon, 1900):

$$c = \frac{\partial Q}{\partial A} = \frac{dx}{dt} \quad (\text{Equação 10})$$

Onde:

c : celeridade da onda cinemática (m/s);

Q : vazão (m³/s);

A : área da seção transversal (m²);

x : distância no sentido longitudinal (m);

t : tempo (s).

Por outro lado, quando se trata de rios com baixa declividade, o termo $F3$ pode apresentar valores elevados. Ao desprezar os termos de inércia ($F4$ e $F5$), a equação da quantidade de movimento (Equação 3) pode ser reescrita utilizando apenas os termos citados. Além disso, ao combinar os termos $F1$, $F2$ e $F3$ da equação de quantidade de movimento e a equação da continuidade (Equação 2), obtém-se o modelo de difusão (Equação 11), permitindo representar a propagação da onda de cheia considerando apenas uma variável dependente.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = D_h \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (\text{Equação 11})$$

Onde:

c : celeridade da onda cinemática (m/s);

D_h : difusividade hidráulica (m²/s).

O modelo considera a translação da onda de cheia com a velocidade chamada de celeridade cinemática c e sua difusão em função da curvatura do perfil longitudinal de vazões $\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}$. Esta curvatura é aproximada em função da vazão de pico e volume do hidrograma por $-\frac{c'}{c} \frac{Q_p^3}{V^2}$, sendo C' a curvatura relativa do hidrograma, i.e. pico e volume unitários. Por exemplo, $C' = 2\pi$ para uma curva gaussiana e $C' \approx 5.78s^{-0.33}$ para o hidrograma sintético de NERC, onde o parâmetro de assimetria s é 1 para curva simétrica e se aproxima de zero para picos mais rápidos em relação ao tempo de base.

Para determinados casos, a equação de difusão tem uma solução analítica, que oferece a vantagem da estabilidade, pois não estão sujeitas a problemas de instabilidade e difusão numérica. Isso resulta em tempos de processamento computacional mais rápidos em comparação com as soluções numéricas, uma vez que há uma redução no número de operações necessárias.

Portanto, ao buscar a solução analítica da Equação 11, assim como as demais soluções desse tipo, é necessário fazer algumas simplificações e aproximações, como as que serão abordadas no decorrer deste trabalho.

A difusividade hidráulica é uma característica do fluxo e do canal, e é definida segundo Ponce (1989) e Dooge (1973), como:

$$D_h = \frac{Q}{2wS}(1 - v^2) \quad (\text{Equação 12})$$

Onde:

- D_h : difusividade hidráulica (m^2/s);
- Q : vazão (m^3/s);
- w : largura do canal (m);
- S : declividade do fundo do canal (m/m);
- v : número de Vedernikov ($v = (c - U)/c_d$);
- c : celeridade da onda cinemática (m/s);
- U : velocidade de fluxo (m/s);
- c_d : celeridade dinâmica ($c_d = gh^{0.5}$)(m/s)
- g : aceleração da gravidade (m/s^2).

Uma forma comum de expressar a vazão é em função da área de fluxo ativa ($Q = \alpha A^\beta$), onde o expoente β representa a taxa pela qual a vazão aumenta com a elevação do nível d'água. Na literatura, há uma ampla variedade de estudos sobre como os parâmetros α e β podem variar de acordo com diferentes regimes de fluxo de água (laminar ou turbulento), modelos de resistência (Chezy ou Manning-Strickler), geometria da seção transversal, rugosidade do leito e até mesmo para lamas e fluxos de detritos.

A aproximação mais comum para rios naturais, e utilizada neste trabalho, é considerar o fluxo de água como turbulento, utilizando a equação de Manning-Strickler em um canal retangular largo,

onde $\beta = 5/3$ (Wong & Zhou, 2006). Nessa abordagem, a celeridade e a profundidade podem ser expressas da seguinte forma:

$$c = \frac{5 Q^{0.4} S^{0.3}}{3 n^{0.6} w^{0.4}}, \quad h = \left(\frac{Qn}{wS^{0.5}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (\text{Equação 13})$$

No que se refere às planícies de inundação, essas geralmente apresentam baixas velocidades quando atuam como áreas de armazenamento e retardam os hidrogramas de ondas de cheia (Paiva et al., 2013). O parâmetro de armazenamento da planície de inundação é definido aqui como a razão de w_t/w onde a largura do fluxo superior do canal ativo é w e a largura total do rio-planície de inundação é w_t (Figura 25).

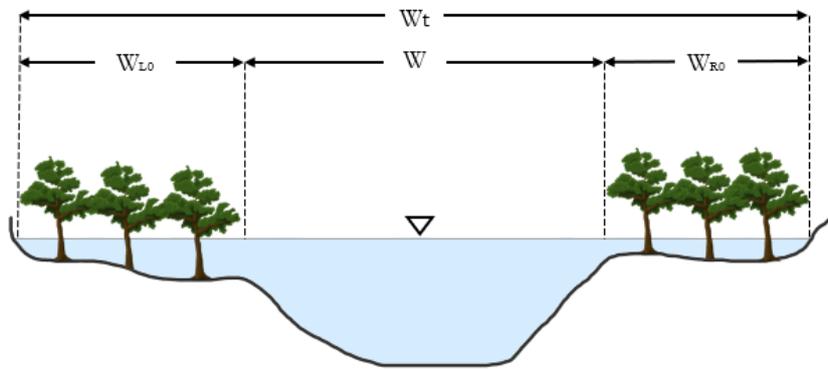


Figura 25 - Termos usados para estimar os efeitos do escoamento superficial na celeridade das ondas de cheia.

A celeridade média do fluxo pode ser aproximada da seguinte forma (Dingman, 2009):

$$c = \frac{w_{Lo}c_{Lo} + wc_0 + w_{Ro}c_{Ro}}{w_t} \quad (\text{Equação 14})$$

Se assumirmos que as celeridades nas planícies de inundação são desprezíveis devido à alta resistência ao escoamento normalmente oferecida pela vegetação (Dingman, 2009), a celeridade corrigida pode ser expressa de forma simplificada apenas por:

$$c = \frac{c_0}{(w_t/w)} \quad (\text{Equação 15})$$

Da mesma forma, a difusividade hidráulica do canal pode ser ajustada para:

$$D_h = \frac{D_{ho}}{(w_t/w)} \quad (\text{Equação 16})$$

Em alguns casos, ondas dinâmicas com variações grandes e/ou rápidas nos níveis d'água em rios de baixa declividade ($<1\text{m/km}$) podem gerar curvas chave em laço. A declividade da linha d'água que normalmente é aproximada pela do terreno é impactada por variações na profundidade d'água

$S_0 + \frac{\partial h}{\partial x}$. Neste caso, a celeridade a frente da onda de cheia pode ser corrigida iterativamente por $c^* = c \left(1 + \frac{h_0}{c^* T_{rise} S_0} \right)^{0.5}$ onde T_{rise} é o tempo de ascensão do hidrograma.

A derivada de tempo substancial indica a variação de uma propriedade qualquer no tempo experimentada por uma perturbação cinemática, e pode ser representada da seguinte forma:

$$\frac{DQ}{Dt} = \frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} \quad (\text{Equação 17})$$

Podemos simplificar os termos de vazão na Equação 11 do modelo de difusão expressando-os em função da derivada de tempo substancial total ao longo de uma linha corrente, como mostra a Equação 17.

$$\frac{DQ}{Dt} = D_h \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (\text{Equação 18})$$

Uma forma pré-definida pode ser usada para aproximar o hidrograma e o perfil das ondas de cheia. Uma primeira aproximação razoável é o formato triangular (Mascarenhas, 1990) (Figura 26), onde o pico de descarga Q_p , a base do hidrograma T e o volume total V estão inter-relacionados por:

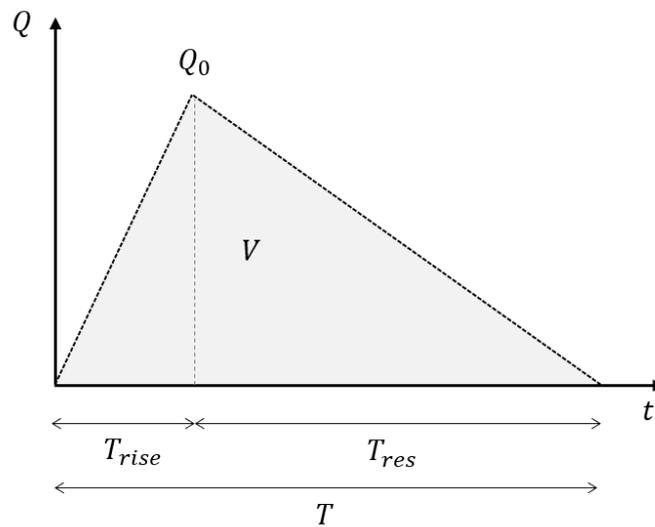


Figura 26 - Hidrograma triangular simplificado.

$$V = \frac{Q_p T}{2} \quad (\text{Equação 19})$$

O perfil longitudinal do comportamento da onda de cheia ao longo de uma distância x e um tempo t (Figura 27) com o formato triangular tem a curvatura da vazão no espaço aproximada pela segunda derivada em relação a x (Equação 20).

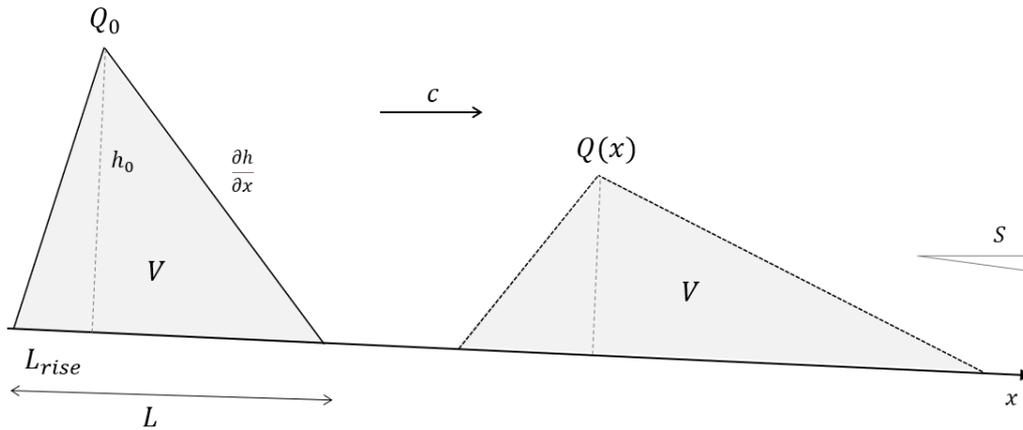


Figura 27 - Perfil longitudinal da propagação da onda de cheia.

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 Q}{\partial t^2} \quad (\text{Equação 20})$$

Para finalmente prever o pico da vazão ao longo da trajetória, o tempo t é substituído por x na Equação 18. Considerando que $dt = dx/c$, o modelo passa a ser representado por:

$$\frac{dQ_p}{dx} = \frac{D_h}{c^3} \frac{\partial^2 Q}{\partial t^2} \quad (\text{Equação 21})$$

A Equação 21 pode ser resolvida analiticamente como uma equação diferencial para determinar a vazão de pico Q_p em função da distância x . A solução dessa equação pode ser obtida através de integração simples, resultando em uma vazão de pico relativa atenuada $Q(x)/Q_0$, que diminui ao longo da trajetória da onda de cheia x , de acordo com uma função específica:

$$\frac{Q(x)}{Q_0} = \frac{1}{[1+\varphi x]^{\beta/3}} \quad (\text{Equação 22})$$

Onde:

- Q_0 : vazão no trecho analisado (m^3/s);
- $Q(x)$: vazão imediatamente a jusante do trecho analisado (m^3/s);
- φ : fator de atenuação do pico da onda de cheia;
- x : comprimento do trecho analisado (m);
- β : expoente de vazão (em rios naturais, $\beta = 5/3$).

O expoente β está relacionado à vazão, e a distância é dimensionada pelo fator de atenuação do pico da cheia φ . Maiores valores de β e φ implicam em maiores taxas de atenuação.

O fator de atenuação φ é definido como:

$$\varphi = \frac{3}{\beta} \frac{D_{h0}}{c_0^3} \left(\frac{w_t}{w} \right)^2 C' \frac{Q_0^2}{V^2} \quad (\text{Equação 23})$$

Onde:

- φ : fator de atenuação do pico da onda de cheia;
- β : expoente de vazão (em rios naturais, $\beta = 5/3$);

Dh_0 : difusividade hidráulica (m^2/s);
 c_0 : celeridade iterativa da planície de inundação (m/s);
 wt : largura da planície de inundação (m);
 w : largura do canal (m);
 C' : curvatura do hidrograma (para o hidrograma sintético de NERC (1975), $C' \approx 5.78s^{-0.33}$);
 s : simetria do hidrograma ($s = 1$);
 Q_0 : vazão no trecho analisado (m^3/s);
 V : volume do hidrograma (m^3).

Outra forma de representar o modelo é como um indicador relacionado à distância necessária para atenuar um hidrograma de entrada. O comprimento de atenuação do pico da onda de cheia, denotado por $L_{1/n}$, é a distância ao longo da trajetória da onda de cheia na qual a vazão é reduzida por um fator $1/n$:

$$L_{1/n} = \frac{n^{3/\beta} - 1}{\varphi} \quad (\text{Equação 24})$$

Onde:

$L_{1/n}$: comprimento de atenuação do pico da onda de cheia (m);
 $1/n$: fator de diminuição da vazão (ex. para reduzir $0.5Q$, usar $n = 2$);
 β : expoente de vazão (em rios naturais, $\beta = 5/3$);
 φ : fator de atenuação do pico da onda de cheia.

Normalmente, os rios naturais possuem topografia variável e contribuições laterais, além do fator de atenuação φ que também pode variar ao longo da trajetória da onda de cheia. Sendo essas condições abordadas neste trabalho, o modelo de atenuação pode ser facilmente aplicado de forma recursiva ao longo dos segmentos de comprimento Δx_i . A Equação 25 expressa esse modelo de forma simplificada.

$$\frac{Q(x)}{Q_0} = \prod_i \frac{1}{[1 + \varphi_i \Delta x_i]^{\beta/3}} \quad (\text{Equação 25})$$

Onde:

Q_0 : vazão no trecho analisado (m^3/s);
 $Q(x)$: vazão imediatamente a jusante do trecho analisado (m^3/s);
 Δx_i : segmentos de comprimento (m);
 φ : fator de atenuação do pico da onda de cheia.

3.3. Estimativa dos parâmetros do modelo de atenuação da onda de cheia

Para estimativa das planícies de inundação foi utilizado o produto do GFPLAIN250m (Figura 28) com resolução de aproximadamente 250 m (NARDI et al., 2019). Essa resolução do produto não abrange os rios menores da bacia, que estão fora da escala espacial. Para contornar essa limitação, partindo do entendimento que áreas inundáveis são consideradas áreas vulneráveis à ocorrência de inundações devido às baixas declividades, foram realizadas simplificações da relação

w_t/w , a partir da magnitude das declividades, para os trechos de drenagem que não foram detectados no produto.

Ao utilizar o *software* Google Earth Pro para analisar dados relacionados à declividade S e à relação entre a largura do canal w e a planície de inundação w_t em determinados trechos, observou-se que, na região estudada, a relação w_t/w é sempre maior que 1. Além disso, constatou-se que, à medida que a declividade diminui, a largura da planície de inundação aumenta.

Com base nessas observações, foram estabelecidos critérios para determinar os valores da relação w_t/w em diferentes situações. Para trechos em que $0 \leq S \leq 1m/km$, foi adotado o valor de $w_t/w = 20$. Já para trechos em que $1 < S \leq 5 m/km$, o valor adotado foi de $w_t/w = 10$. Por fim, para os demais casos, foi estabelecido o valor de $w_t/w = 3$. Esses critérios foram adotados de forma simplificada para auxiliar na elaboração os resultados em trechos de rios, os quais não havia dados disponíveis.

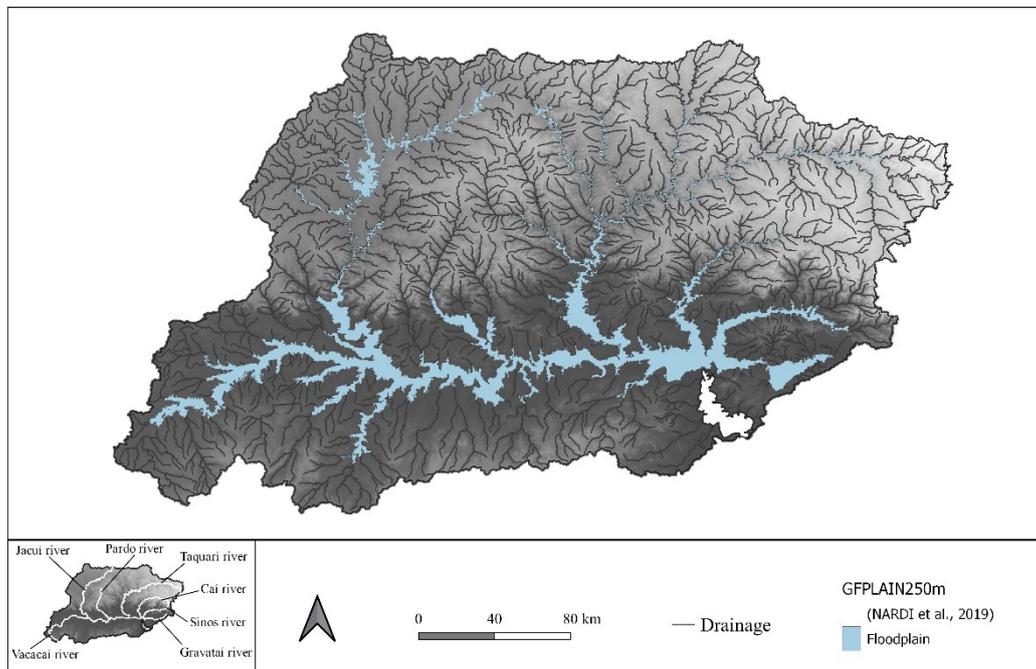


Figura 28 - GFPLAIN com resolução espacial de 250 m para a Bacia Hidrográfica do Guaíba (Adaptado Nardi et al., 2019).

Neste estudo, o coeficiente de Manning foi utilizado constante ($n=0,035$) para todos os trechos. Os comprimentos dos trechos foram obtidos a partir da BHO 2017. Através de ferramentas de GIS, foram extraídas as elevações das extremidades de cada trecho e, juntamente com o comprimento, foram calculadas as declividades de cada trecho de rio. Vale destacar que, para eliminar ruídos provenientes do MDE e da BHO, foi adotada uma declividade mínima de 10 cm/km.

Para estimar a largura nas seções dos trechos analisados, uma equação obtida a partir de relações geomorfológicas (ALVES, 2021) foi empregada como uma aproximação razoável. Para

simplificar o trabalho foi adotada a equação utilizada para o estado do Rio Grande do Sul (Equação 26).

$$w = 1,1089A_d^{0,5184} \quad (\text{Equação 26})$$

Onde:

w : largura da seção analisada (m);

A_d : área de montante da seção analisada (km²).

Após a definição dos parâmetros mínimos para aplicação do modelo de atenuação, algoritmos foram criados no *software* MATLAB para realizar os cálculos computacionais necessários (ver [repositório](#)).

Esta dissertação apresenta um cenário específico para ilustrar o efeito cascata. Dentre várias opções, foi escolhida uma abordagem conservadora que funciona da seguinte maneira: a partir da delimitação da mini bacia correspondente ao trecho de drenagem, o reservatório de maior volume fora da rede de drenagem é considerado no efeito cascata, juntamente com os demais reservatórios que estão dispostos na rede de drenagem. Foram realizados testes para avaliar o efeito cascata utilizando as variáveis Q_p e V . O valor mais elevado de $Q(x)$ obtido foi considerado na agregação. Os volumes V dos reservatórios foram mantidos constantes e somados ao longo do processo de iteração. Conforme a vazão de um reservatório situado a montante era propagada pela rede de drenagem e se encontrava com um trecho de confluência, a vazão de maior magnitude entre eles seguia sendo agregada em direção a jusante até alcançar o exutório da bacia, conforme ilustrado na Figura 29.

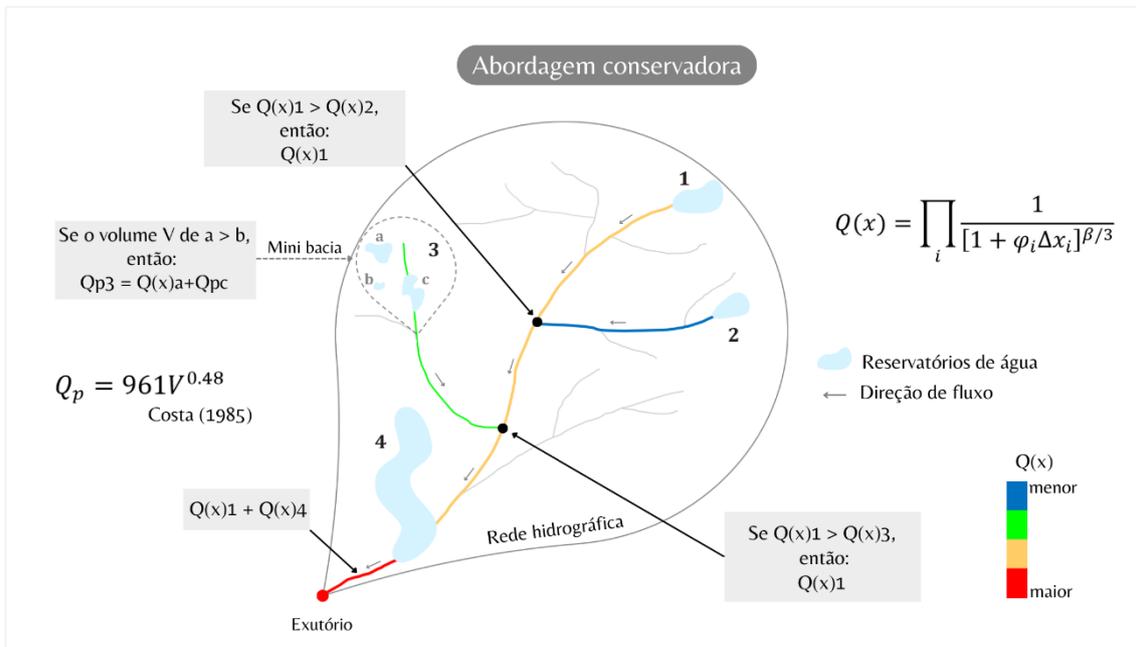


Figura 29 - Exemplificação do método de propagação de vazões sob efeito cascata nos trechos da rede de drenagem.

Por fim, após estabelecer as vazões atenuadas para cada trecho, tornou-se possível estimar a celeridade e a profundidade utilizando a Equação de Manning (Equação 13) em uma determinada seção transversal. A velocidade U foi representada pela razão entre a vazão Q e a área da seção transversal ($A = hw$), e a celeridade correspondente a $(5/3)U$, conforme sugerido por Tucci (1998). Após diversas iterações, foi possível estimar o tempo de propagação da onda de cheia utilizando a Equação 10.

Testes foram conduzidos para acumular os tempos de propagação da onda de cheia T (ver [repositório](#)), em que, em cada ponto de confluência da rede de drenagem, o tempo de maior magnitude foi considerado na agregação. Como resultado, foram obtidos os tempos acumulados das vazões máximas sob o efeito cascata.

3.4. Estimativa do período de retorno equivalente das vazões de pico sob efeito cascata

Os mapas de perigo de inundação são geralmente elaborados levando em consideração diferentes níveis de intensidade. Eventos extremos, como enchentes, são frequentemente avaliados quantitativamente em relação à sua magnitude e à probabilidade de ocorrência dentro de um determinado período. Então, com o objetivo de avaliar a gravidade das inundações, este trabalho classificou a magnitude das cheias e o grau de perigo com base nos diferentes períodos de retorno considerados, conforme apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 - Classificação da magnitude das cheias e grau de impacto potencial por período de retorno (Adaptado Merz et al., 2021; Slater et al., 2021; O'Connor & Costa, 2004; Loat, & Petrascheck, 1997).

Tr (anos)	Magnitude da cheia	Grau de impacto	Exemplos
≤ 2	Reduzida	Muito baixo	Cheias pequenas que afetam a população às margens do rio e na planície.
2 - 10	Baixa	Baixo	Interrupções de estradas pouco movimentadas e cheia atinge a planície de inundação
25 - 50	Moderada	Médio	Cheias críticas alagando áreas urbanas e destruição de pequenas barragens
100 - 500	Intensa	Alto	Danos significativos a estruturas, como pontes, diques e médias barragens
1.000 – 10.000	Extrema	Muito Alto	Danos catastróficos a grandes barragens

Os estudos anteriores não abordaram a relação entre a magnitude das cheias causadas por rompimentos de barragens em cascata e as cheias naturais. Como uma nova abordagem, este trabalho buscou preencher essa lacuna, comparando as vazões das cheias causadas por rompimentos de barragens em cascata com as frequências de vazões de cheias, a fim de estimar períodos de retorno

equivalentes para caracterizar o perigo desses desastres. Para isso, as vazões de cheias para a região foram estimadas utilizando a equação de regionalização proposta por Crespo (1982), que se baseia na regressão múltipla com metodologia do estudo do NERC (1975).

O autor do estudo dividiu a região do Rio Grande do Sul e parte do estado de Santa Catarina em quatro grupos de bacias e desenvolveu equações específicas para cada um deles. No entanto, ele considerou apenas duas equações como mais confiáveis com base na análise dos valores residuais. Para este estudo, foi selecionada a equação que engloba a região completa para estimar a frequência das vazões de cheias (Equação 27).

$$Q_{BAR} = 0,153 A_d^{0,99} S_{185}^{0,4} \quad (\text{Equação 27})$$

Onde:

Q_{BAR} : vazão média de cheia anual (m^3/s);

A_d : área de drenagem de montante (km^2);

S_{185} : declividade entre 10-85% do comprimento total do rio principal (m/km).

As informações necessárias para calcular a declividade, como elevação, área de contribuição e comprimento dos rios, foram obtidas a partir de um Modelo Digital de Elevação (MDE) com resolução espacial de 90 metros da missão SRTM, bem como da BHO 2017.

A aplicação da distribuição de Gumbel para estimar valores extremos em séries de vazões máximas é uma prática comum. Crespo (1982) também utiliza a distribuição de Gumbel para calcular sua variável reduzida (Equação 28), com base na frequência de ocorrência, que é discretizada em termos do período de retorno.

$$Y = \ln (T_r - 0,5) \quad (\text{Equação 28})$$

Onde:

Y : Variável reduzida de Gumbel (adimensional);

T_r : Período de retorno (anos).

Através do gráfico ajustado pelo autor, foi possível realizar a extrapolação da curva de frequência, utilizando a relação entre a vazão máxima $Q(x)$ e a vazão média Q_{BAR} , juntamente com a variável reduzida de Gumbel Y . Dessa forma, obteve-se o ajuste dos valores através da seguinte equação:

$$Y = 3,5407 \left(\frac{Q(x)}{Q_{BAR}} \right) - 2,9629 \quad (\text{Equação 29})$$

Com isso, foi possível obter a estimativa do período de retorno T_r para cada vazão acumulada sob efeito cascata para cada trecho analisado.

3.5. Avaliação do comportamento das vazões máximas de ruptura em relação às curvas de envelope definidas por Creager

A vazão pode variar dependendo da bacia hidrográfica, da região geográfica e do clima. De maneira intuitiva, a área de captação é proporcional ao volume disponível para escoamento, mas isso depende da precipitação disponível, que é influenciada pelo clima predominante. O quadro temporal se refere à avaliação do fluxo de escoamento a longo ou curto prazo, sendo a área de captação importante para o último devido ao volume de escoamento potencial, uma vez que bacias maiores tendem a ter gradientes gerais mais suaves, o que provoca a difusão do escoamento. Em inundações, há uma diminuição da vazão por unidade de área (Ponce, 1989).

Creager et al., (1945) desenvolveram uma equação empírica para analisar a relação existente entre a área de drenagem e a vazão específica. Para isso, os autores utilizaram muitas cheias consideradas excepcionais em rios dos Estados Unidos e alguns outros países. Os valores de C na faixa de 30-100 abrangem a maioria dos dados de inundação estudados.

Neste estudo, para avaliar o comportamento das vazões máximas $Q(x)$, após a propagação, foi realizada uma comparação com as curvas envelope de Creager et al. (1945), usando a Equação 30, e também foram considerados valores máximos instantâneos de vazão com um período de retorno de 5 e 10.000 anos.

$$q_p = 46 C A_d^{(0.894 A_d^{-0.048} - 1)} \quad (\text{Equação 30})$$

Onde:

q_p : vazão de pico por unidade de área ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$);

A_d : área de drenagem (km^2);

C : coeficiente de Creager (valores na faixa de 30 a 100).

CAPÍTULO 4: AVALIAÇÃO DO MÉTODO DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS EM CASCATA

A apresentação dos resultados e das discussões está dividida em três seções. Primeiro, são apresentados os resultados da validação do modelo de atenuação do pico da onda de cheia. Em seguida, são apresentados os produtos do mapeamento do perigo associado ao rompimento de barragens sob efeito cascata. Por fim, é avaliado o comportamento das vazões em relação às curvas de envelope definidas por Creager, com base no que foi previamente descrito.

4.1. Validação do modelo de atenuação da vazão de pico

4.1.1. Análises de sensibilidade do modelo utilizando modelagem numérica

O modelo de atenuação da onda de cheia foi aplicado em 18 cenários distintos, cobrindo uma ampla gama de características de rios e condições comumente encontradas na natureza. Essa avaliação representa uma análise de sensibilidade dos fatores determinantes na atenuação do pico da cheia, bem como a validação do modelo. Por último, os resultados obtidos com o modelo foram confrontados com simulações numéricas que resolvem as equações de Saint-Venant para cada um dos 18 cenários.

Métodos

Os cenários foram construídos a partir de um cenário referência (Ref), e cada um dos parâmetros de entrada do modelo foi diminuído e aumentado (indicado pelos símbolos ‘-’ e ‘+’, respectivamente) em um intervalo razoável baseado em valores encontrados na literatura. Foi avaliado o caso de rios naturais com seção transversal retangular. O cenário de referência (Ref) consiste em um rio de tamanho médio com largura $w = 50 \text{ m}$. Moody & Troutman (2002) estimaram que as larguras dos rios em todo o mundo variam cerca de 3x para uma mesma vazão, então foi assumido $w_- = 15 \text{ m}$ e $w_+ = 150 \text{ m}$. De acordo com as mesmas estimativas, a vazão de cheia para um rio com largura de 50 m é de aproximadamente $50 \text{ m}^3/\text{s}$. As curvas de crescimento das análises regionais de frequência de inundação (Smith et al., 2015; Rosbjerg et al., 2013) mostram que as vazões de inundação para períodos de retorno de 10, 100 e 1.000 anos são aproximadamente 2x, 1,5-6x e 1,5-30x maiores do que a cheia média anual, respectivamente. Foram avaliadas as vazões de pico de cheia que são representativas de uma grande cheia (~ 100 anos, $Q_0 = 250 \text{ m}^3/\text{s}$), uma cheia extrema (> 1.000 anos ou rompimento de barragem, $Q_{0+} = 5.000 \text{ m}^3/\text{s}$) e uma inundação moderada (~ 10 anos, $Q_{0-} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$). O volume do hidrograma foi selecionado assumindo tempos de base representativos de casos rápidos (2h e $V_- = 0,9 \text{ hm}^3$), moderados (12h, $V = 5,4 \text{ hm}^3$) e lentos (1 semana, $V_- = 75,6 \text{ hm}^3$). Também foi avaliada a variação tanto da vazão inicial quanto do volume, mas mantendo o tempo de base constante ($Q_0 - V_-$ e $Q_0 + V_+$). A declividade do rio foi assumida como $S = 1 \text{ m}/\text{km}$ para declividades moderadas, $S_- = 10 \text{ cm}/\text{km}$ para declividades baixas e $S_+ = 50 \text{ m}/\text{km}$ para rios íngremes, o que está de acordo com as amplitudes mostradas por Frasson

et al., (2019) para rios globais. O armazenamento da planície de inundação foi $\left(\frac{wt}{w}\right) = 3$ para rios médios (Ref), $\left(\frac{wt}{w}\right) = 1$ para rios sem planícies de inundação e $\left(\frac{wt}{w}\right) = 10$ para rios dominados por planície de inundação (semelhante ao Rio Amazonas). O coeficiente de Manning também pode variar (Chow, 1959), exibindo $n = 0,035$ para rios naturais, $n = 0,015$ para canais construídos e $n = 0,08$ para rios com alta rugosidade. O cenário de referência assumiu um hidrograma assimétrico com $s = 0,4$ como uma aproximação de casos naturais, e um hidrograma íngreme ($s = 0,1$) e simétrico $s = 1$ também foi avaliado (Figura 30). O modelo foi aplicado assumindo um rio natural de seção transversal retangular. A curvatura relativa foi modelada como $C' = 3\pi s^{-0,5}$ e $C' = 5,78s^{-0,33}$ em um cenário adicional. A interação entre os parâmetros foi avaliada perturbando-os todos juntos para aumentar ($All +$) e diminuir ($All -$) a atenuação usando valores intermediários entre os cenários de referência “+” e “-”.

Os cenários selecionados abrangem uma ampla gama de características de ondas de cheia e fluxo. A celeridade da onda de cheia varia de 0,4 a 8 m³/s, o que está de acordo com o que encontrado na literatura (Wong & Laurenson, 1983; Allen et al., 2018; Meyer et al., 2019). Os números de Froud variam de 0,1 a 0,7, representando fluxos subcríticos encontrados em rios naturais. Os tipos de onda de cheia incluem ondas cinemáticas, difusas e dinâmicas, de acordo com os critérios de Moussa & Bocquillon (1996). E os comprimentos de atenuação do pico da onda de cheia variam de poucos a mais de milhares de quilômetros.

No processo de simulação numérica, utilizou-se o *software* HEC-RAS 1D (USACE, 2020) com esquema de volume finito de Preissmann ($\theta=1$), onde as seções transversais foram discretizadas em intervalos de 1 cm de altura. Para as áreas de várzea, foram considerados altos valores de coeficiente de Manning ($n = 50$). As condições de contorno a montante foram definidas como hidrogramas triangulares e a profundidade normal foi estabelecida no limite de jusante. Com o objetivo de evitar instabilidades numéricas relacionadas ao leito seco, adotou-se uma vazão de base igual a 10% do pico da cheia. O comprimento do canal de 200 km foi discretizado a cada 100 m, com um número de Courant menor que 0,7 para evitar instabilidades numéricas. Em todos os casos, os erros de volume foram inferiores a 0,0028%.

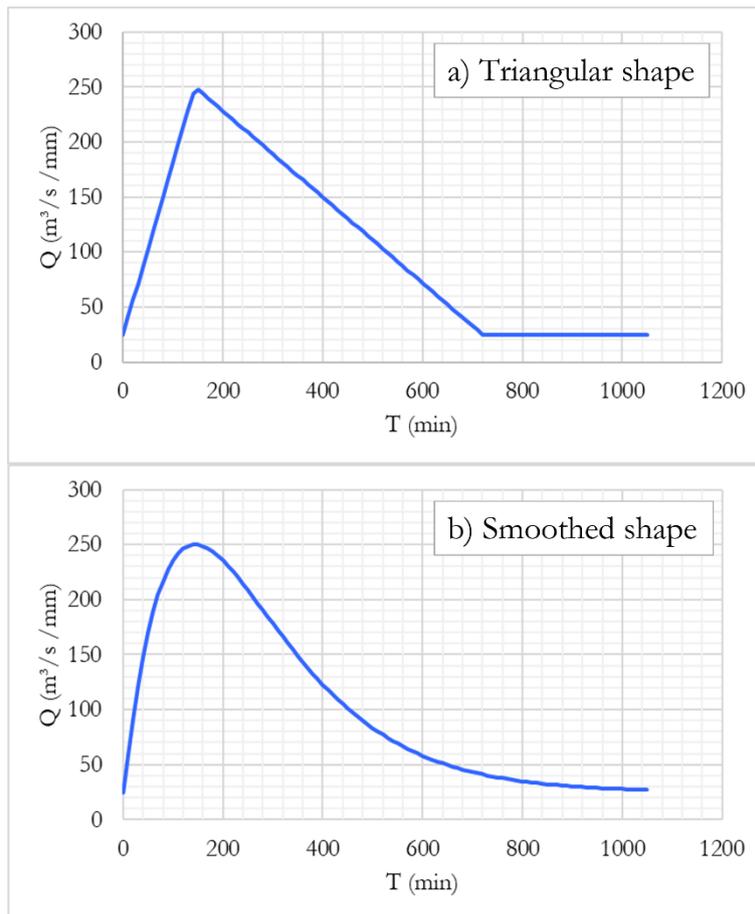


Figura 30 - Hidrogramas de vazão simulado para um a) formato triangular e um b) formato NERC (1975) equivalente.

Resultados

A análise de sensibilidade (Figura 31) demonstra que a atenuação do pico da vazão com a distância x é governada principalmente pela vazão inicial, volume do hidrograma, armazenamento na planície de inundação e declividade do rio. A vazão de pico relativa $Q(x)/Q_0$ variou de menos de 0,2 a 1 quando $Q(x)/Q_0$ é igual a 0,5 para o cenário de referência. Por outro lado, a largura do rio apresentou menor influência sobre a atenuação, impactando a vazão de pico relativa em cerca de 0,1.

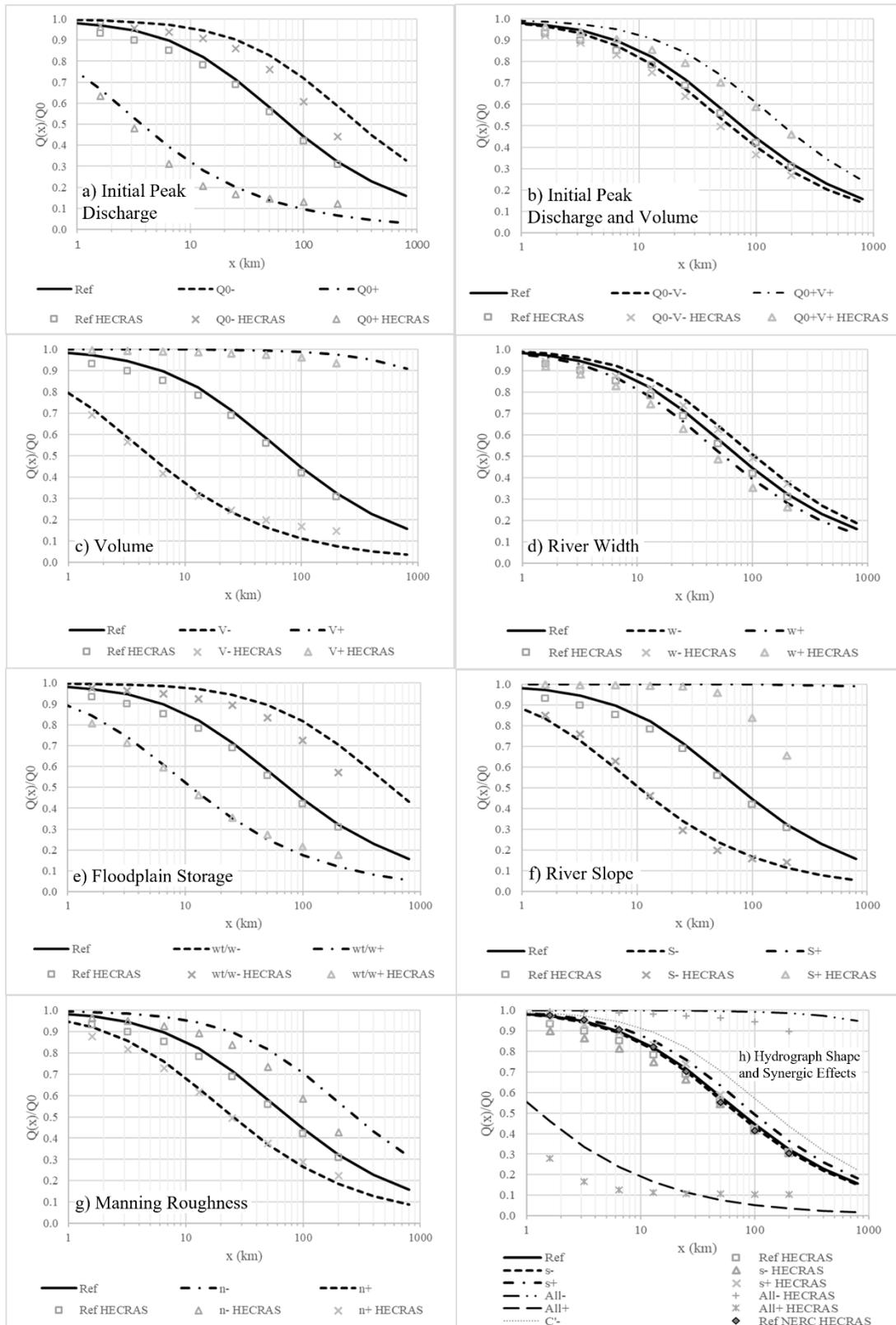


Figura 31 - Análises de sensibilidade e validação do modelo de atenuação de inundações (linhas) usando uma solução numérica das equações de Saint-Venant do modelo hidrodinâmico HEC-RAS (marcadores). Descarga de pico relativa atenuada $Q(x)/Q_0$ ao longo da trajetória da onda de cheia x para o cenário de referência e (a) variando a descarga de pico inicial enquanto mantém o volume constante, (b) variando a descarga de pico inicial e o volume mantendo o tempo de base constante, variando (c) o volume do hidrograma, (d) a largura do rio, (e) o armazenamento da planície de inundação, (f) a inclinação do rio, (g) o coeficiente de rugosidade de

Manning e (g) a forma do hidrograma em termos de assimetria e estimativa da curvatura relativa e também avaliando os efeitos sinérgicos variando todos os parâmetros juntos.

As previsões obtidas para o modelo de atenuação são semelhantes aos resultados obtidos através das simulações numéricas usando o modelo HEC-RAS 1D. As diferenças na vazão de pico relativa $Q(x)/Q_0$ são geralmente menores que 0,1, portanto, muito menores que sua variabilidade ao longo da distância x . Além disso, essas diferenças são menores que erros típicos em observações de vazão de inundações (de 5% a mais de 40%, Fleischmann et al., 2019; McMillan et al., 2012).

A análise de sensibilidade revelou que o modelo é sensível à vazão de pico inicial quando o volume do hidrograma é constante e o período é variável, aumentando a atenuação (Figura 31a). No entanto, a sensibilidade é significativamente menor quando a vazão de pico inicial muda com o período constante e o volume variável (Figura 31b), e o resultado é oposto quando a celeridade aumenta com a vazão, reduzindo a atenuação. O aumento do volume e período do hidrograma têm impacto considerável na diminuição da atenuação da vazão de pico de cheia (Figura 31c). A largura do rio (Figura 31d) tem um efeito menor na atenuação em comparação com o tamanho relativo do armazenamento de planície (Figura 31e), que aumenta a atenuação. A atenuação do pico de cheia é largamente influenciada pela declividade do rio (Figura 31f), uma vez que esta governa a celeridade das ondas de cheia e a difusividade hidráulica. Baixas declividades do rio diminuem a celeridade e aumentam a difusividade hidráulica, aumentando assim a atenuação. No cenário S+, diferenças foram observadas em distâncias maiores. A maior atenuação da simulação numérica foi causada por um acentuado aumento da inclinação do hidrograma, muitas vezes referido como choque cinemático (Lighthill & Whitham, 1955), que raramente é encontrado na natureza (Ponce, 1991). O aumento do coeficiente de rugosidade de Manning aumentou a atenuação (Figura 31g), enquanto a forma do hidrograma apresentou efeitos menores (Figura 31h). As diferenças entre as simulações HEC-RAS usando um hidrograma triangular e um hidrograma NERC mais suave foram pequenas. Por fim, os efeitos sinérgicos causados por variações intermediárias de todos os parâmetros em conjunto (Figura 31h) podem resultar em impactos maiores na atenuação, se comparados com grandes variações de parâmetros individuais.

4.1.2. Desempenho do modelo com dados de inundações históricas causadas por rompimentos de barragem

O modelo de atenuação da onda de cheia também foi validado em relação a 29 observações de vazão de pico provenientes de 11 rompimentos históricos de barragens documentadas nos relatórios da USBR (1989) e CPRM (2015). As observações contêm dados de reservatórios de água (9) e barragens de rejeito de mineração (2). Elas incluem o recente desastre do rompimento da barragem de Fundão em 2015, que afetou o Rio Doce no Brasil, e eventos que serviram como casos testes para pesquisas anteriores em modelagem de ondas de cheia, como os casos de Teton em 1976 e Buffalo Creek em 1972.

Métodos

As observações dos picos das ondas de cheia, celeridade e volume do reservatório foram obtidas através da compilação fornecida pela USBR (1989), exceto para a barragem de Fundão no Rio Doce, onde foram usados dados da CPRM (2015). O volume do hidrograma de entrada foi estimado igual ao volume do reservatório. O tempo de subida foi assumido igual aos tempos de formação/desenvolvimento da brecha compilados por Wahl (1998). Imagens de satélite de alta resolução (< metros) foram utilizadas para a digitalização das linhas centrais dos rios usando o *software* Google Earth Pro cobrindo os locais descritos na USBR (1989) e CPRM (2015) (ver Anexo A). O *software* também foi utilizado para medir comprimentos de extensão e planícies de inundação, declividades baseadas no Modelo Digital de Elevação SRTM (30 metros de resolução espacial, ~5m de erro vertical) e larguras de rios e planícies de inundação (em média 4-5 por extensão, ver Anexo A), também apoiado por descrições da USBR (1989) e damfailures.org. O coeficiente de Manning foi assumido constante ($n = 0,035$) para todos os casos. Todas as outras variáveis e atenuação de pico da onda de cheia foram calculadas usando as equações da seção 3 e uma planilha simples. O desempenho do modelo também foi comparado com o modelo empírico $\frac{Q(x)}{Q_0} = 10^{-0.0125x}$ proposto por USBR (1989), que estima a atenuação do pico da onda de cheia apenas em função da distância do rio e representa uma abordagem simplificada que é atualmente usada para avaliações de rompimento de barragens.

Resultados

Como resultado, as previsões do modelo de atenuação da onda de cheia podem aproximar as observações históricas da vazão de pico relativa $Q(x)/Q_0$ e reproduzir a sua variabilidade (Figura 32). As análises revelam a dispersão da atenuação do pico de cheia observada e mostram que a distância do rio x , por si só, não representa tal variabilidade. A validade do modelo é corroborada pelos valores satisfatórios das métricas de desempenho, como coeficiente de correlação, viés e raiz quadrada do erro médio ($R=0,98$; $BIAS=-0,05$ e $RMSE=0,09$). A precisão do modelo é significativamente melhorada em comparação com as estimativas baseadas apenas na distância ($R=0,15$; $BIAS=0,10$ e $RMSE=0,46$).

A validação do modelo em relação a este conjunto de eventos históricos suporta a proposta de representação da onda de cheia e solução das equações hidrodinâmicas. Também, é uma prova de conceito demonstrando a adequação do modelo para avaliações de vazão de pico de cheia atenuada e aplicação de rompimento de barragens, visto que é possível ser facilmente implementado com alguns parâmetros extraídos com métodos GIS.

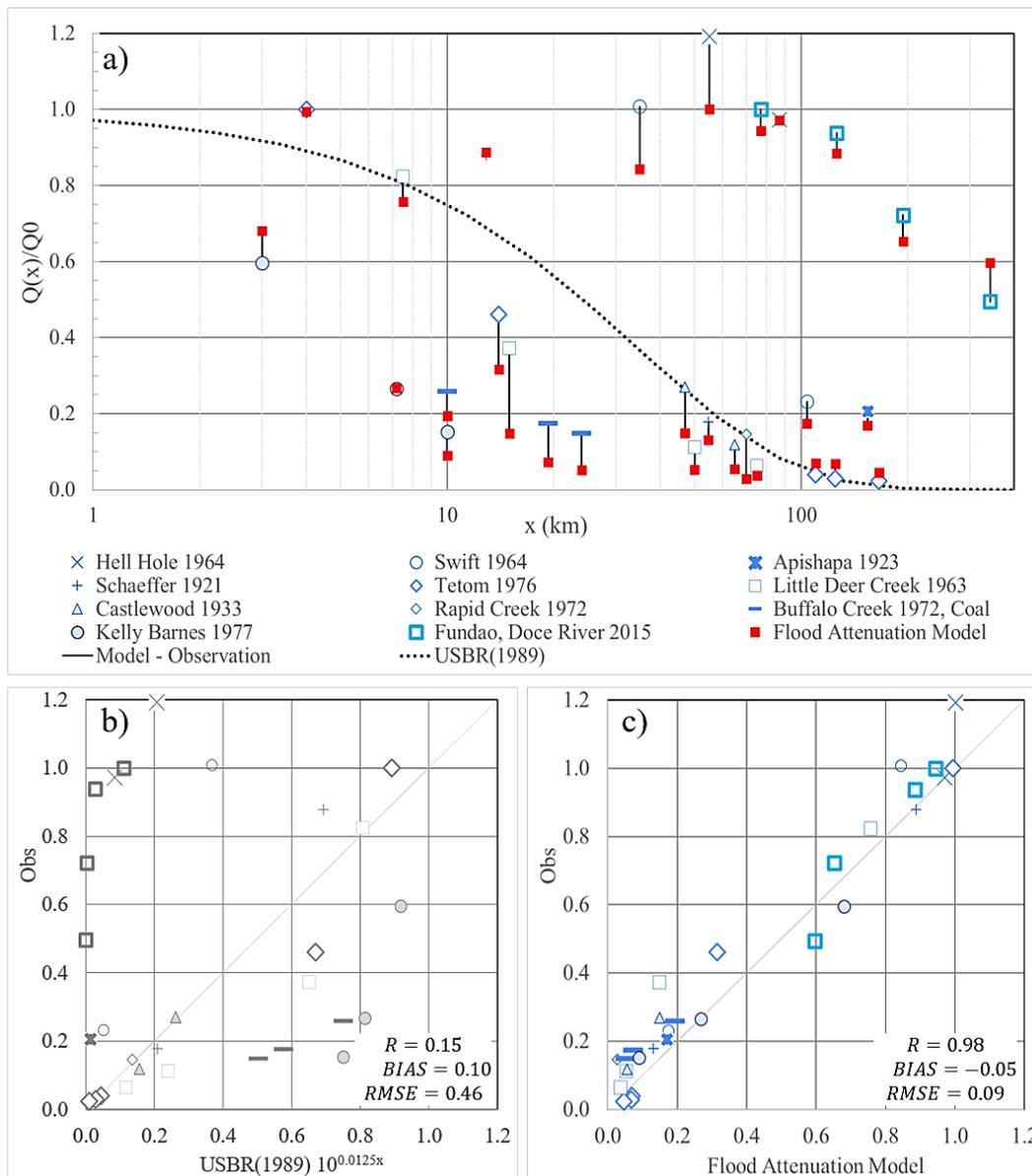


Figura 32 - Validação do modelo de atenuação de inundações contra observações de 11 rompimentos históricos de barragens. a) vazão de pico relativa em função da distância do rio para o modelo de atenuação da onda de cheia (marcadores vermelhos), observações (marcadores azuis), diferenças (linha contínua preta) e estimativas baseadas apenas na distância de USBR (1989) (linha tracejada preta). Gráficos de dispersão mostrando a descarga de pico relativa de estimativas do modelo versus métricas de desempenho e observadas para o USBR (1989) (b, cinza) e o modelo de pico da onda de cheia (c, azul).

4.1.3. Aplicação do modelo em um caso de rompimento hipotético e uma cheia natural

O modelo de atenuação da onda de cheia foi avaliado em um terreno complexo, comparando-o com observações *in situ* e resultados de um modelo hidrodinâmico detalhado no HEC-RAS 1D.

Métodos

Como caso teste, foi selecionado o Rio Jacuí, um dos rios da área de estudo deste trabalho, localizado no Sul do Brasil, entre as cidades de Santa Maria e Porto Alegre. Foi estudado o trecho do

Rio Jacuí entre a hidrelétrica de Dona Francisca e a cidade de Cachoeira do Sul (150 km). O Rio flui por um vale com declividade de ~ 1 m/km com uma pequena planície de inundação, e depois por um trecho de 10 a 20 cm/km com grandes planícies de inundação (até 100x a largura do rio principal), cobertas por campos de arroz. Foi avaliada a enchente natural ocorrida em janeiro de 2010, onde o nível do Rio Jacuí se elevou em mais de 10 metros, causando colapso da principal ponte da região e importantes perdas humanas/econômicas. Em um segundo cenário, avalia-se uma cheia extrema causada pelo rompimento hipotético da barragem Dona Francisca.

Os hidrogramas de afluência para o evento de cheia natural foram obtidos do Sistema de Monitoramento de Reservatórios – SAR da ANA (ANA, 2013). A vazão de pico foi estimada utilizando a equação de Singh & Snorrason (1984) (seção 2.6), e as observações de vazão a jusante foram obtidas nas estações de medição da ANA na plataforma HIDROWEB (Figura 33).

Imagens de satélite de alta resolução foram utilizadas para apoiar a digitalização da linha central do rio, usando o *software* Google Earth Pro, para medir comprimentos de trechos, declividades, larguras de rio e planícies de inundação. O modelo de atenuação da onda de cheia foi aplicado de forma recursiva em trechos regulares de 5 km. Foi assumida uma inclinação mínima de 0,1 m/km.

O modelo hidrodinâmico detalhado foi construído usando o *software* HEC-RAS 1D com o modelo digital de elevação FABDEM, com resolução de 30 metros (Hawker et al., 2022) informando a batimetria do canal e topografia da planície de inundação, e considerando as planícies como áreas de armazenamento usando grandes valores de rugosidade de Manning ($n = 50$). Os erros de volume foram inferiores a 0,0063%. Nenhuma calibração foi realizada para nenhum dos modelos.

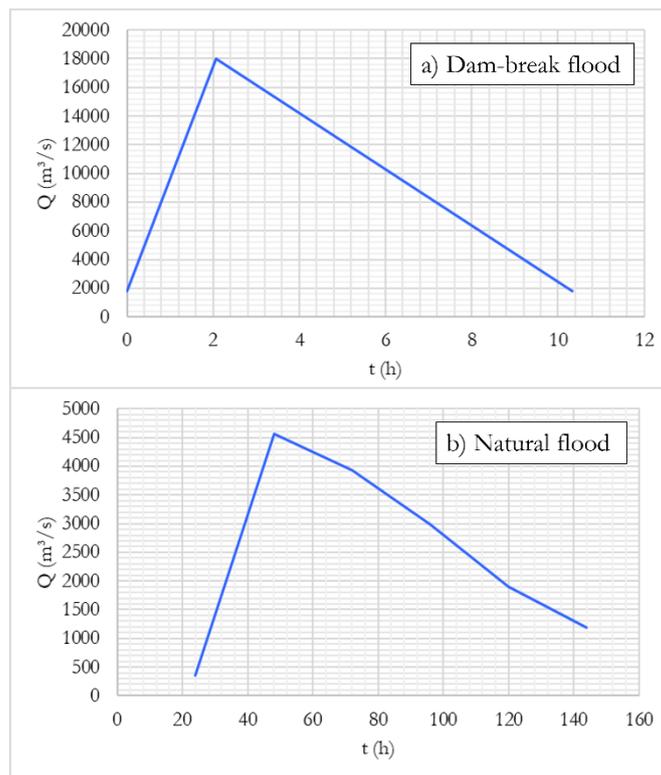


Figura 33 - Hidrogramas de vazão simulado para o a) rompimento da barragem de Dona Francisca e observado para uma b) cheia natural de janeiro de 2010 no Rio Jacuí.

Resultados

Os resultados apresentados na Figura 34 demonstram que as previsões da vazão de pico atenuada ao longo do rio, usando o modelo de atenuação da onda de cheia e o modelo hidrodinâmico, são equivalentes. Em ambos os modelos a atenuação é maior para o cenário de rompimento de barragem. Ambos os modelos concordam com as observações *in situ* da vazão de pico diminuindo a jusante. As diferenças entre as previsões dos modelos também têm a mesma ordem de grandeza dos erros do modelo em comparação com as observações.

Os comprimentos de atenuação da onda de cheia são semelhantes quando estimados para as observações (110 km), modelo simplificado (100 e 30 km) e o modelo hidrodinâmico (100 e 24 km) tanto para cenários naturais quando para cenários de rompimento de barragem (Figura 34).

Os resultados deste caso de teste demonstram que o modelo proposto pode fornecer previsões de atenuação da cheia que são equivalentes àquelas fornecidas por modelos hidrodinâmicos detalhados.

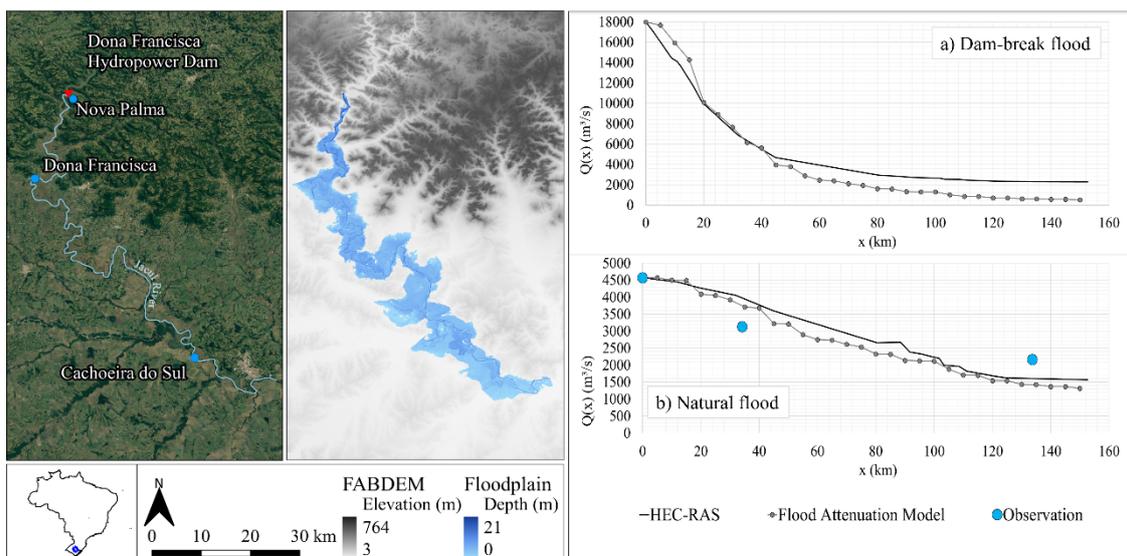


Figura 34 - Comparação do modelo de atenuação da onda de cheia sobre um terreno complexo e um modelo hidrodinâmico detalhado (HEC-RAS) e observações *in situ*. Rio Jacuí no Sul do Brasil entre a Barragem Dona Francisca (vermelho) e Cachoeira do Sul, juntamente com estações de medição *in situ* (azul), terreno do FABDEM (cinza) e profundidade de cheia simulada (campo azul, modelo HEC-RAS). Descarga máxima ao longo do caminho da onda de cheia, estimada utilizando o modelo analítico de atenuação da onda de cheia (marcadores cinza), HEC-RAS (linha contínua preta) e observações *in situ* (círculos azuis) para a) uma cheia hipotética de rompimento de barragem e b) uma cheia natural da enchente de janeiro de 2010.

4.2. Mapeamento de perigo associado ao rompimento de barragens sob efeito cascata

Todos os produtos em formato de mapa de perigo aqui apresentados podem ser verificados utilizando os dados a algoritmos disponíveis no [repositório](#).

4.2.1. Vazões máximas de ruptura

Uma vez que a equação do modelo de atenuação da vazão de pico foi estimada baseando-se em princípios físicos, assume-se, então, a validade dela após diferentes análises, conforme apresentado anteriormente.

A metodologia simplificada utilizada considera os fatores que causam a diminuição da intensidade da cheia ao longo do vale a jusante, resultando nas vazões máximas alcançadas. Para determinar as profundidades h , larguras w , velocidades U e celeridades c , não somente a vazão máxima $Q(x)$ é levada em conta, mas também as características específicas do vale e do trecho de rio, tais como a declividade do rio S , o coeficiente de Manning n , e as larguras do rio w e da planície de inundação w_f .

De acordo com o modelo de atenuação, as vazões de pico diminuem à medida que se propagam para jusante dos rios da bacia, e esse comportamento pode ser observado no mapa apresentado na Figura 35.

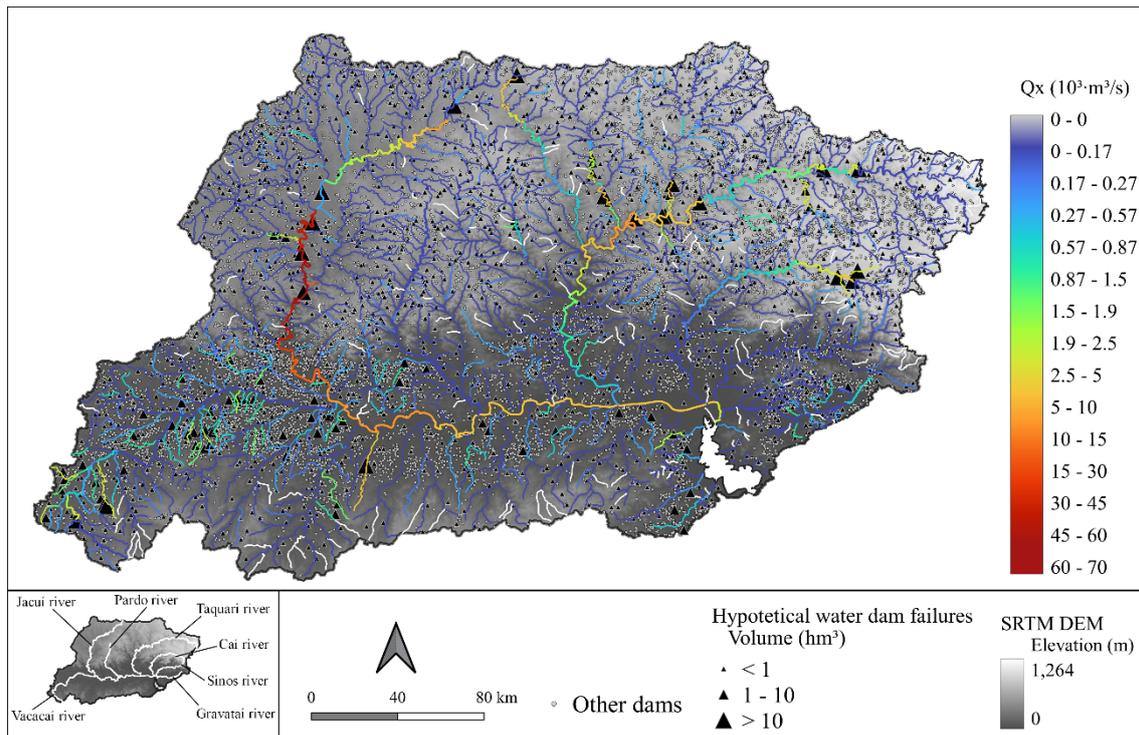


Figura 35 - Vazões máximas $Q(x)$ de rompimentos de barragens sob efeito cascata para a região hidrográfica do Guaíba com reservatórios utilizados no estudo (triângulos pretos) discretizados por volume em hm^3 .

Os resultados evidenciam que os rompimentos de barragens podem ocasionar uma grande variação na magnitude da vazão à medida que essa se propaga para jusante, devido ao efeito cascata e ao fenômeno da atenuação. Os rios Jacuí, Taquari e Cai são exemplos explícitos de rios principais da bacia que apresentam esse comportamento. No Rio Jacuí, o rompimento de um reservatório de maior volume na cabeceira (PCH Ernestina) causou uma variação na faixa de até $10.000 \text{ m}^3/\text{s}$ para $570 \text{ m}^3/\text{s}$ antes de atingir outros grandes reservatórios situados a jusante.

Collishonn (1997) simulou dois cenários de rompimentos hipotéticos do reservatório da PCH Ernestina, localizada no Rio Jacuí, utilizando o modelo DAMBRK. Para o cenário considerado mais severo, o autor propôs que a brecha formada seria semelhante ao tamanho total do barramento com o nível do reservatório no máximo. Os resultados aqui encontrados apontam que a ruptura do barramento atingiria o vale do Rio Jacuí até a cidade de Espumoso com uma vazão em torno de $4300 \text{ m}^3/\text{s}$. Para um trecho similar, Collishonn (1997) encontrou uma vazão de cerca de $6.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

No Rio Taquari, embora o rompimento tenha proporcionado uma vazão máxima de $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$, essa vazão foi gradualmente reduzida durante sua propagação para jusante, até atingir outros reservatórios. No Rio Cai, a vazão de rompimento de alguns reservatórios de maior volume variou de $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$ para $170 \text{ m}^3/\text{s}$ ao longo do rio. Esses eventos ilustram um comportamento comum observado nos rios principais da bacia, no qual o rompimento de uma barragem pode desencadear um efeito cascata, aumentando a vazão e, simultaneamente, atenuando-a ao longo dos rios principais da bacia, especialmente em áreas de baixa declividade.

O estudo elaborado por Silveira (2020) para a cheia de 1941, considerada uma cheia extrema e rara ocorrida na cidade de Porto Alegre, apresentou uma vazão máxima de pouco mais de 25.000 m³/s nas proximidades do exutório do Rio Jacuí. Vazões da mesma magnitude, e até maiores, como as encontradas por Silveira (2020), podem ser observadas na transição do alto Jacuí para o baixo Jacuí, onde se encontra um complexo de quatro grandes barragens com volumes superiores a 10 hm³, acarretando vazões em cascata de até 70.000 m³/s. O autor também menciona a análise clássica da envoltória de Creager et al., (1945), que apresenta um valor de C=75 para a vazão de 25.000 m³/s. No entanto, considerando a análise realizada por Lima et al., (2017) para o Brasil, em que o coeficiente limite é C = 100, não seria improvável ocorrer uma cheia natural atingindo uma vazão de cerca de até 37.000 m³/s para a bacia analisada. Quando se trata de rompimentos de barragens, as vazões podem atingir magnitudes ainda mais extremas, ou seja, as vazões resultantes podem ser muito superiores às máximas já registradas no rio a jusante (COLLISCHONN, 1997) (Figura 35), como as vazões (Dam break) observadas acima da envoltória de Creager para C = 100 (Figura 40) e altos períodos de retorno equivalente Tr (Figura 39), quando comparadas às cheias médias anuais.

O mapa de vazão de pico relativa nos permite avaliar a proporção em que a vazão foi atenuada ao longo dos trechos de rio da bacia. À medida que a razão entre a vazão máxima e a vazão de pico diminui, a atenuação aumenta. Esse mapa é útil na compreensão da Figura 35. Um exemplo são os Rios Jacuí e Taquari, que apresentam pouca atenuação com vazão de pico relativa variando em sua maioria entre 0,8 e 1. Enquanto os Rios Sinos, Gravataí e Pardo apresentam muita atenuação, com vazão de pico relativa predominantemente variando até cerca de 0,5 (Figura 36).

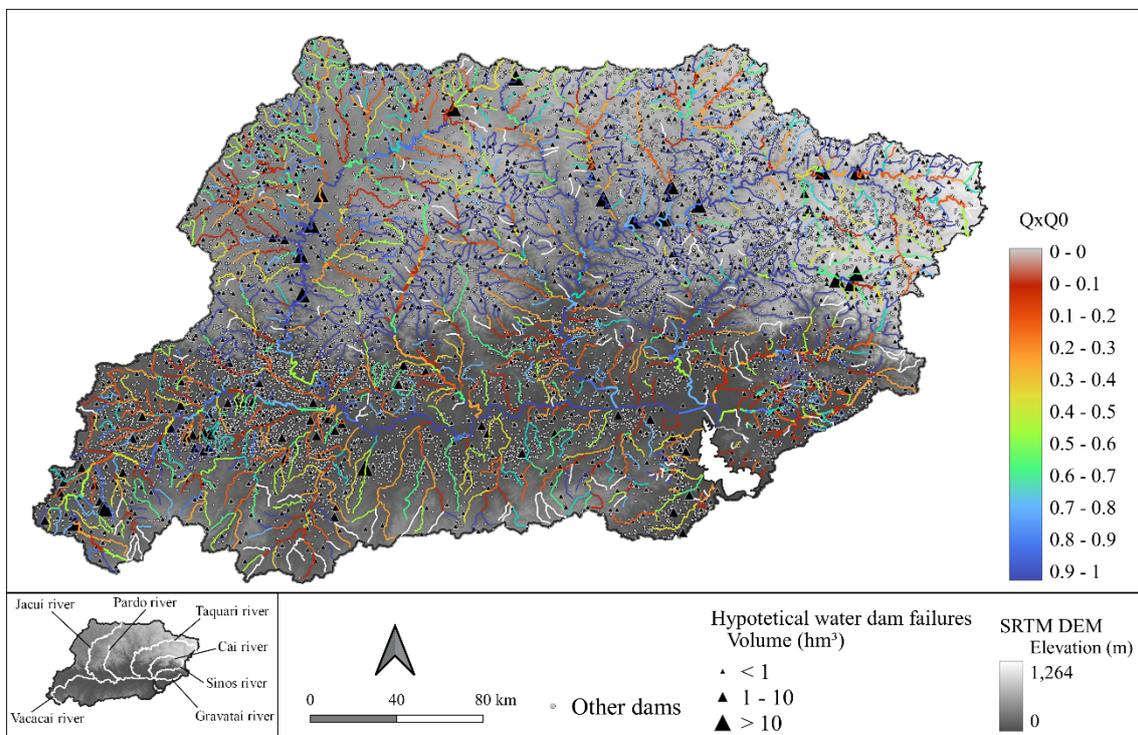


Figura 36 - Vazões de pico relativas $Q(x)/Q_0$ de rompimentos de barragens sob efeito cascata para a região hidrográfica do Guaíba com reservatórios utilizados no estudo (triângulos pretos) discretizados por volume em hm³.

O comprimento de atenuação também é uma variável importante, pois indica a distância necessária para atenuar um hidrograma de cheia com base em um determinado fator de redução. Essa informação pode ser útil para determinar se a onda de cheia resultante de um rompimento poderia ser contida dentro dos limites da bacia ou se alcançaria outras áreas mais a jusante. Isso permite avaliar o potencial dos impactos da inundação de reservatórios e tomar medidas adequadas de planejamento e resposta dada a ocorrência de acidentes.

4.2.2. Tempo de propagação da onda de cheia

O tempo de propagação da onda de cheia é uma informação necessária para a elaboração de planos de evacuação da população (COLLISCHONN & TUCCI, 1997).

Na Figura 37, é apresentado o tempo de propagação das ondas de cheia à medida que a vazão se propaga para jusante. Esse tempo é caracterizado como a soma acumulada do tempo transcorrido desde o rompimento de uma barragem a montante, levando em conta critérios como por exemplo, a vazão acumulada a montante ser superior a 1/3 da vazão da barragem de jusante. Observa-se que as áreas que apresentam as maiores planícies de inundação promovem uma maior atenuação da vazão de pico e um atraso no seu tempo de ocorrência, especialmente próximo ao exutório dos rios, à medida que as declividades vão diminuindo.

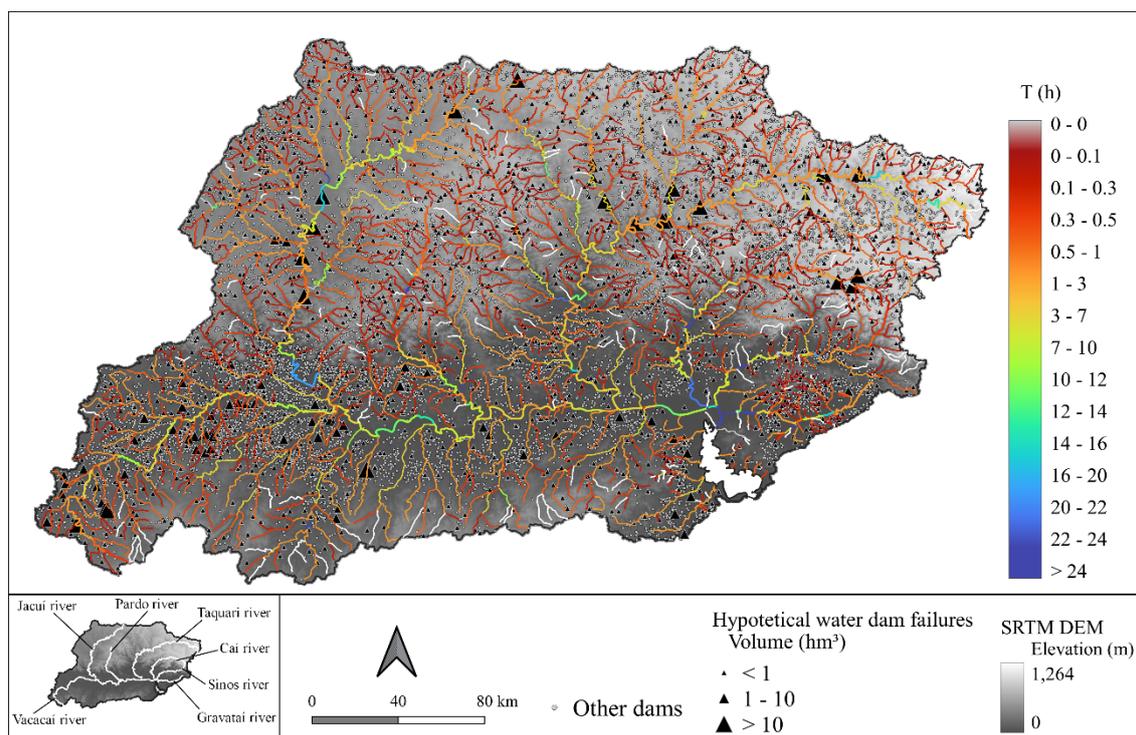


Figura 37 – Tempo de propagação da onda de cheia T de rompimentos de barragens sob efeito cascata para a região hidrográfica do Guaíba com reservatórios utilizados no estudo (preto) discretizados por volume em hm^3 .

O mapa da celeridade, apresentado na Figura 38, é um elemento fundamental para elaboração do mapa de tempo de propagação da onda de cheia (Figura 37). A estimativa da rugosidade de Manning afeta principalmente o tempo de propagação da onda de cheia. Para simplificação, neste

trabalho, a rugosidade foi considerada constante ($n = 0,035$). No entanto, se houver um aumento no valor de Manning em algum trecho de rio, isso pode levar à redução da celeridade da onda de cheia e, conseqüentemente, aumentar o seu tempo de ocorrência.

Se a declividade do terreno, que é um fator importante no modelo de atenuação, apresentar valores elevados, a celeridade da onda de cheia em um trecho de rio aumentará, resultando em uma menor atenuação. Conseqüentemente, a razão entre a vazão máxima e a vazão de pico pode se aproximar de 1, o que significa que o pico da vazão ocorrerá mais rapidamente e com intensidade similar à de montante. Por isso, é importante examinar cuidadosamente os dados de declividade, pois esse parâmetro é fundamental não apenas para avaliar a capacidade de um rio em atenuar inundações, mas também para determinar o tempo necessário para que a onda de cheia se propague até uma determinada seção de jusante.

A região hidrográfica do Guaíba (Figura 38) apresenta predominantemente celeridades variando até 10 m/s. Esses valores estão em conformidade com as observações de casos reais de rompimento de barragens descritos no relatório do USBR (1989), os quais possuem ordens de grandeza semelhantes. Além disso, valores típicos de celeridade em rios brasileiros variam de 0,2 a 7,5 m/s, conforme relatado por Meyer et al., (2018).

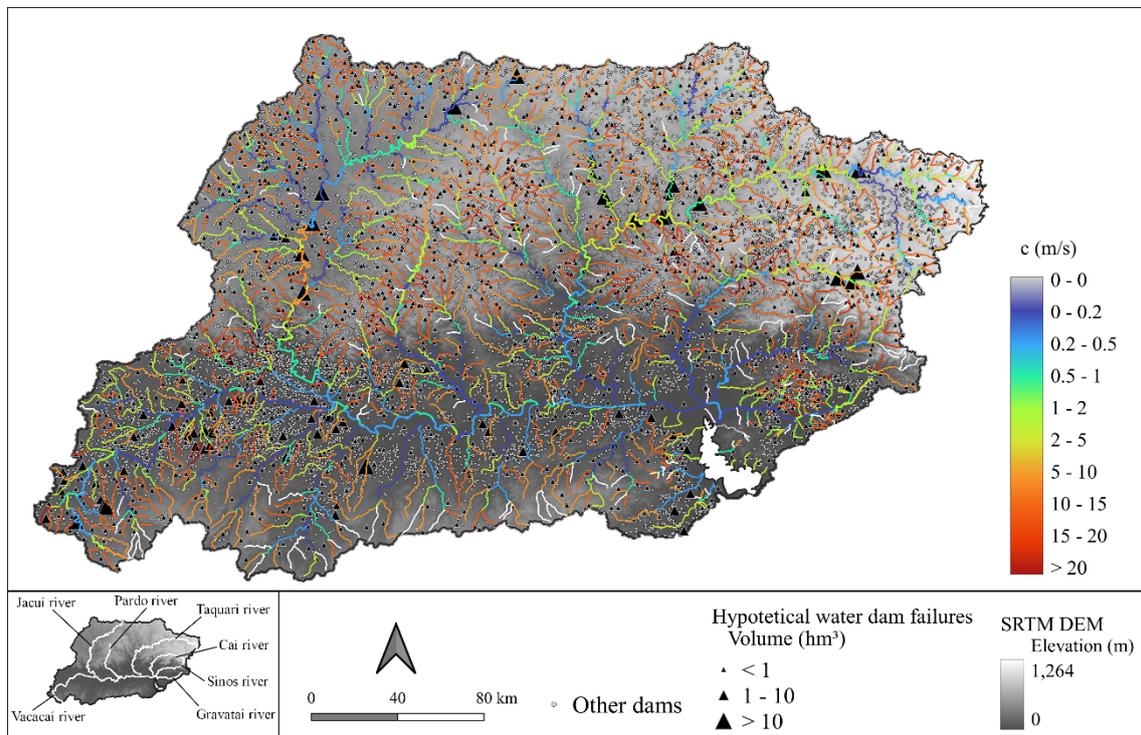


Figura 38 – Celeridade onda de cheia c de rompimentos de barragens sob efeito cascata para a região hidrográfica do Guaíba com reservatórios utilizados no estudo (preto) discretizados por volume em hm^3 .

4.2.3. Período de retorno equivalente das vazões máximas de ruptura

O grau de perigo é fortemente intensificado com o aumento do período de retorno. A Figura 39 fornece um mapa que mostra como o período de retorno das vazões máximas varia dependendo da magnitude das cheias resultantes dos rompimentos. O mapa exibe diferentes intensidades de perigo, que variam de muito baixo ($Tr \leq 2$ anos) a muito alto (Tr de 500, 1.000 e 10.000 anos). Muitos rios com período de retorno acima de 500 anos são exibidos (Figura 39), indicando um alto grau de perigo associado, mesmo para reservatórios com volumes inferiores a 1 hm³. A ruptura desses pequenos barramentos em cascata pode servir de gatilho para rupturas de barramentos maiores (SALIBA, 2009).

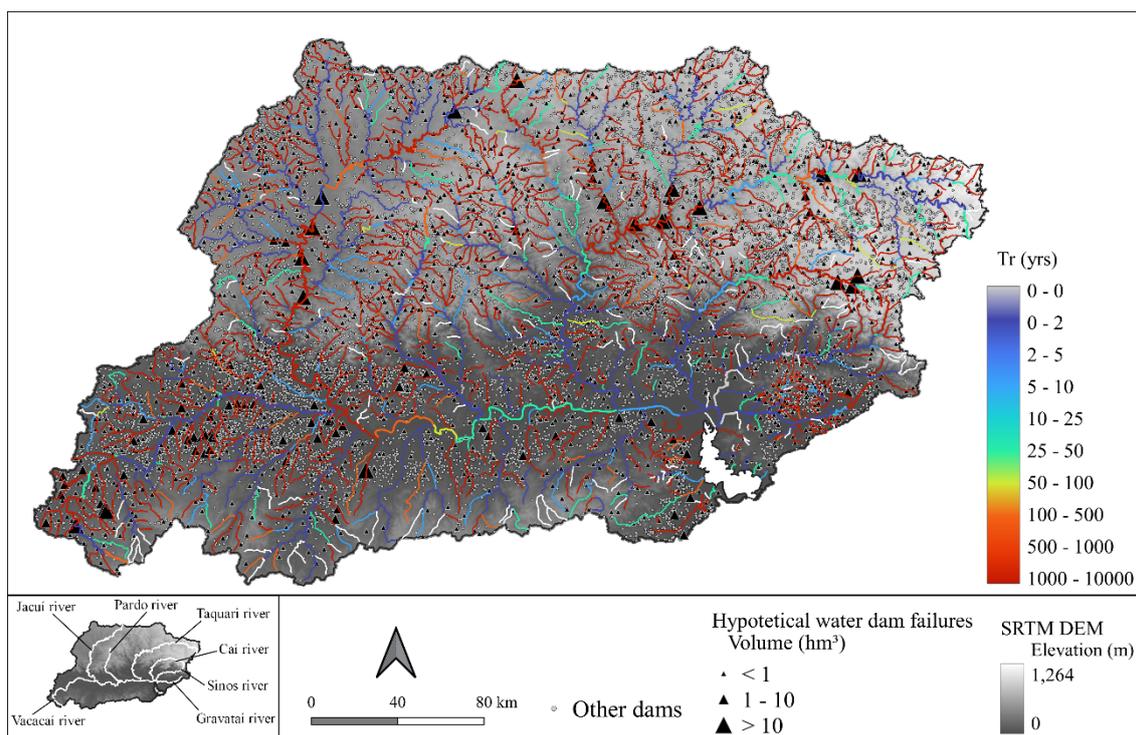


Figura 39 – Períodos de retorno equivalente Tr de rompimentos de barragens sob efeito cascata para a região hidrográfica do Guaíba com reservatórios utilizados no estudo (preto) discretizados por volume em hm³.

Valores maiores de períodos de retorno apresentam alto grau de perigo com cheias que podem comprometer a segurança das estruturas construídas, como pontes, sistemas de drenagem, construções civis, reservatórios, entre outros. O processo de galgamento (seção 2.2.2), por exemplo, está associado a eventos extremos que produzem vazões superiores às utilizadas no dimensionamento de vertedores. Portanto, se uma barragem a montante sofrer um rompimento, independentemente do tipo de falha, e produzir cheias com valores de período de retorno muito elevados, isso pode resultar no galgamento da barragem a jusante que, por sua vez, pode ocasionar a ruptura do maciço da barragem e desencadear um efeito de rompimentos em cascata.

Embora a região do Guaíba apresente perigo associado a vários rios menores, é importante destacar que esses perigos tendem a diminuir à medida que a onda de cheia avança em direção à foz desses rios, devido ao fenômeno de atenuação. Além disso, a diminuição da importância da vazão de

pico a montante também contribui para a redução do perigo de cheias na região hidrográfica do Guaíba. Esse efeito pode ser verificado na Figura 35, em que a vazão no Jacuí é consideravelmente alta, mas se torna equivalente a uma cheia frequente, como mostrado na Figura 39.

4.3. Avaliação do comportamento das vazões

Vazões máximas de ruptura, vazões de cheias para tempos de retorno de 5 e 10.000 anos e curvas envelope de Creager com C igual a 5, 30, 60 e 100 são apresentadas na Figura 40. Costa e Jarrett (2008) apresentaram um estudo de eventos extremos onde os valores de C variam de 100 a 200 para bacias hidrográficas com áreas inferiores a 1.000 km². Lima et al., (2017) apresentou para o Brasil vazões de cheia pouco acima da curva envelope com C=100 para áreas de drenagem acima de 10.000 km², similar ao encontrado neste trabalho. Contudo, para bacias menores que 10.000 km², os eventos também se aproximam ou superam o limite superior de C=100 (Figura 40).

Através da Figura 40a, é possível analisar a variação das vazões de rompimento (Dam break) em relação às curvas de Creager. As áreas maiores que 10 km² e menores ou iguais a 100 km² contêm a maior parte das vazões totais da amostra (49,55%), sendo que a maior parte desses dados (58,24%) se encontra no intervalo de $5 < C \leq 30$. Considerando toda a amostra de dados, independentemente do tamanho da área, 2,96% das vazões de rompimento apresentam valores acima da envoltória de Creager para C=100. A curva de Creager para envoltória C=100 abrange todas as vazões com *Tr* de 5 e 10.000 anos (Figura 40b) estimadas com a equação de Crespo (1982).

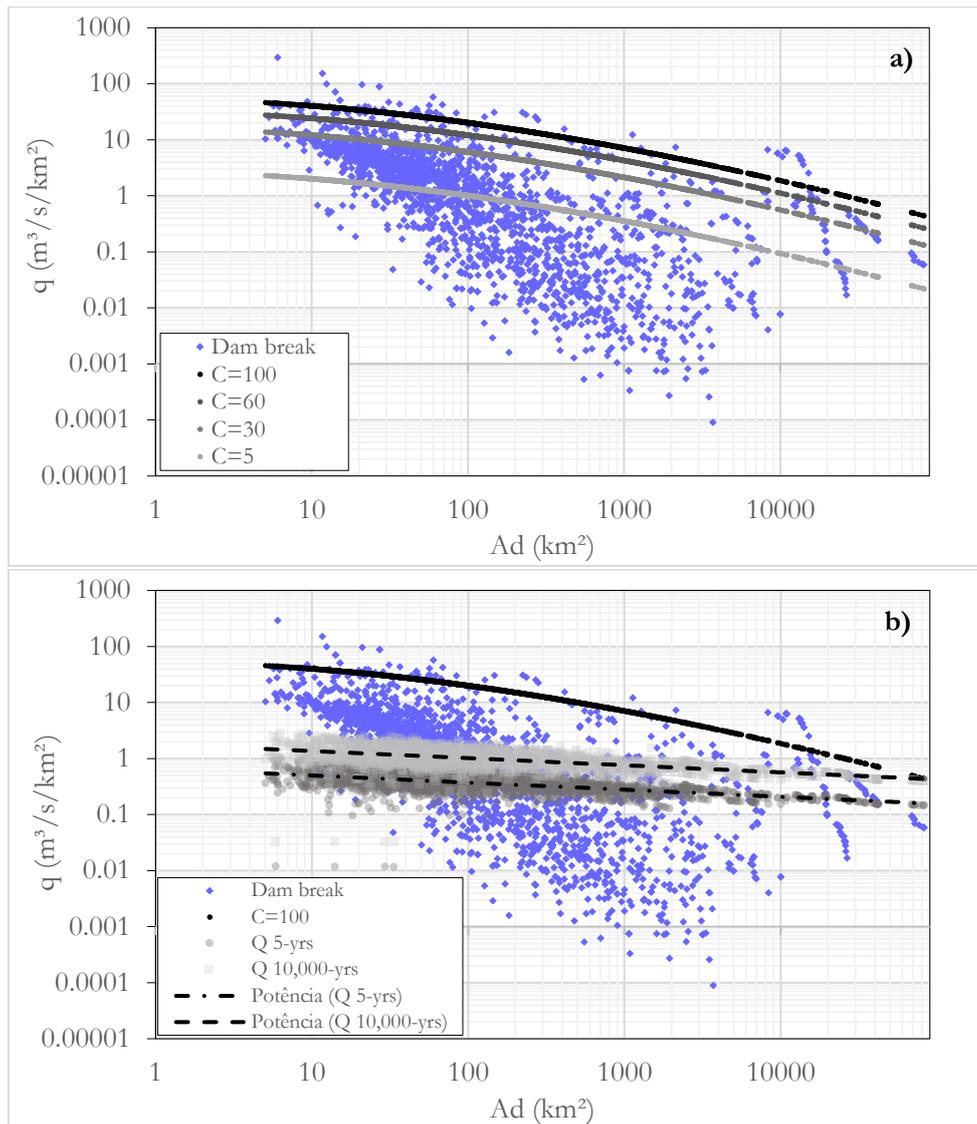


Figura 40 - Gráficos de dispersão mostrando as vazões máximas de ruptura $Q(x)$ (vermelho) e vazões com Tr de 5 e 10.000 anos (b, cinza escuro e cinza claro) estimadas com a equação de Crespo (1982) em função da área de drenagem A_d e das curvas de envelope de Creager para valores de C de 5, 30, 60 e 100.

CAPÍTULO 5: CONCLUSÕES

Este trabalho propôs uma metodologia inovadora para mapear os possíveis impactos de inundações causados por rompimentos de barragens sob efeito cascata em grande escala. Para isso, foi introduzida uma classificação de perigo de inundação, que permite avaliar o grau de perigo das áreas potencialmente afetadas. Também, foram elaborados mapas de perigo em grande escala, utilizando um modelo de base física, que permitiu visualizar a distribuição espacial do perigo de cheias, expresso em termos de índices simples e intuitivos, como as vazões máximas de ruptura, o tempo de propagação e o período de retorno das ondas de cheia.

A metodologia de mapeamento de perigos em grande escala pode apresentar imprecisões quando há uma generalização de parâmetros devido à falta de produtos com detalhamento em pequena escala. Por exemplo, neste trabalho, em rios menores, a relação entre o armazenamento de planície e a largura do canal é generalizada com base na declividade, uma vez que informações pré-processadas estão indisponíveis (seção 3.3).

Esta abordagem simplificada mostrou-se válida para a comunicação do perigo de inundações decorrentes de possíveis rompimentos de barragens sob efeito cascata, assim como uma ferramenta valiosa para auxiliar na tomada de decisões. Ao permitir uma avaliação rápida e intuitiva do grau de perigo das áreas afetadas, essa metodologia pode ser uma aliada importante no desenvolvimento de medidas preventivas e de gestão de riscos, visando minimizar as consequências de possíveis desastres. Além disso, a simplicidade dos parâmetros utilizados e a distribuição espacial dos mapas de perigo permitem uma comunicação clara e efetiva.

Foi desenvolvido e testado um modelo analítico simples para prever o pico de atenuação da onda de cheia. Seus resultados foram comparados com simulações hidrodinâmicas e observações *in situ*. O modelo representa a vazão relativa de pico diminuindo ao longo da trajetória da onda de cheia através de uma única função $\frac{Q(x)}{Q_0} = \frac{1}{[1+\phi x]^{\beta/3}}$ dimensionada pelo fator de atenuação $\phi = \frac{3 Dh_0}{\beta c_0^3} \left(\frac{w_t}{w}\right)^2 C' \frac{Q_0^2}{V^2}$.

O modelo de atenuação leva em conta um expoente relacionado a vazão β , armazenamento na planície de inundação $\left(\frac{w_t}{w}\right)$, celeridade c e difusividade Dh_0 , que não são funções apenas da vazão máxima, mas também das características do vale e do trecho de rio, traduzidas pela declividade S , coeficiente de Manning n , larguras do rio w e da planície de inundação w_t . Além disso, o modelo apresenta um indicador prático que mensura o comprimento de atenuação do pico da cheia $L_{1/n}$ que tem como objetivo informar a distância na qual a vazão é diminuída pelo fator $1/n$.

As análises de sensibilidade (seção 4.1) indicam que os principais fatores que governam a atenuação das ondas de cheia são a vazão de pico inicial e o armazenamento na planície de inundação (aumentando a atenuação), e a declividade do rio e o volume do hidrograma (diminuindo a

atenuação). A validade e precisão do modelo foram demonstradas por meio de três análises diferentes. O modelo replicou soluções numéricas das equações de Saint-Venant para uma gama de características fluviais e condições de fluxo (seção 4.1.1). Também foi preciso na reprodução das observações históricas de vazão de pico e consideravelmente mais preciso que um modelo empírico simplificado (seção 4.1.2). Além disso, forneceu previsões de atenuação equivalentes às fornecidas por um modelo hidrodinâmico detalhado e observações *in situ* para uma cheia real (cheia de 2010 no Jacuú) e um rompimento hipotético (seção 4.1.3). Os erros gerados pelo modelo foram inferiores a 10% e não maiores do que a incerteza típica das observações de vazões de cheias.

As validações do modelo suportam a proposta de representação da onda de cheia e solução das equações hidrodinâmicas, e pode ser facilmente aplicado usando planilhas simples (ver [repositório](#)) com alguns parâmetros extraídos de bases de dados atuais de GIS. Sendo assim, o modelo é considerado adequado para aplicações práticas como primeiras avaliações de inundações naturais e de rompimentos de barragens.

No capítulo 3, foi apresentada uma proposta de metodologia simplificada para mapear o perigo existente em caso de ocorrência de inundações por rompimentos de barragens sob efeito cascata. A metodologia contém a etapa de estimativa das vazões de pico, que podem ser obtidas por meio de equações empíricas que relacionem o pico da vazão com parâmetros característicos do reservatório, de acordo com a disponibilidade de dados e análises a favor da segurança (seção 3.1). É apresentado também um modelo de atenuação de ondas de cheia que prevê a diminuição da vazão de pico da onda de cheia ao longo da sua trajetória (seção 3.2). Fornece alternativas para determinar o tempo de propagação da onda de cheia através do uso de produtos apoiados por observações de sensoriamento remoto, aproximações de largura nas seções dos trechos de rio utilizando equações geomorfológicas e um cenário particular com abordagem conservadora para propagação das vazões atenuadas (seção 3.3).

Ainda no capítulo 3, é proposta uma estratégia para quantificar a magnitude e perigo associado a cheias ocasionadas por rompimentos de barragens, comparando-as com as frequências das vazões de cheias (seção 3.4) e caracterizando em termos de períodos de retorno. A avaliação do comportamento das vazões máximas, utilizando a clássica envoltória de Creager, fornece uma referência para avaliar as vazões de cheias estimadas para diferentes períodos de retorno (seção 3.5).

Os produtos da aplicação da metodologia simplificada em forma de mapas de perigo atestam a proposta apresentada nos objetivos deste trabalho. Os resultados obtidos para a Bacia Hidrográfica do Guaíba podem ser facilmente verificados através da execução do algoritmo desenvolvido no *software* MATLAB, que faz uso de uma planilha inicial como dado entrada (ver [repositório](#)).

Os resultados obtidos no estudo realizado na Bacia Hidrográfica do Guaíba evidenciam que os rompimentos de barragens podem ocasionar uma variação na magnitude da vazão, à medida que essa se propaga para jusante, devido ao efeito cascata e ao fenômeno da atenuação. Áreas que apresentam as maiores planícies de inundação promovem uma maior atenuação da vazão de pico e

um atraso no seu tempo de ocorrência, especialmente próximo ao exutório dos rios, conforme as declividades vão diminuindo.

Além disso, a região estudada apresenta predominantemente celeridades variando até 10 m/s, valores que estão em conformidade com as observações de casos reais de rompimentos de barragens descritos no relatório do USBR (1989), com ordens de grandeza semelhantes.

O grau de perigo é fortemente intensificado com o aumento do período de retorno, sendo que são exibidos muitos rios com período de retorno acima de 500 anos, indicando alto grau de perigo associado, mesmo para reservatórios com volumes inferiores a 1 hm³. É importante ressaltar que, embora a região do Guaiíba apresente perigo associado a rios menores, também pôde-se notar que esses perigos tendem a diminuir enquanto a onda de cheia avança em direção à foz desses rios, devido ao fenômeno de atenuação.

Métodos simples baseados em índices de perigo intuitivos e embasados fisicamente (ex. vazões máximas de ruptura, tempo de propagação e período de retorno da onda de cheia), podem ser considerados adequados para uso amplo e compartilhado através de mapas de perigo. A escolha de um cenário com abordagem conservadora permitiu realizar estimativas a favor da segurança para eventos de inundações muito rápidos, como é o caso de ondas de cheias provenientes de rompimento de barragens sob efeito cascata. Como resultado, os indicadores de perigo foram distribuídos espacialmente, em grande escala, com informações compreensíveis que podem ser utilizadas por diferentes partes interessadas e usuários finais.

Diante do grande número de barragens existentes no Brasil, entende-se a necessidade de elaborar mapas de perigo em âmbito nacional, cujos objetivos principais são promover a comunicação do perigo de inundações ocasionadas por possíveis rompimentos de barragens sob efeito cascata e auxiliar na tomada de decisão. Para isso, faz-se necessária a produção de mapas de perigo intuitivos, que possam ser utilizados não só por especialistas, mas que também possam ser interpretados corretamente por não especialistas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Allen, G. H.; Pavelsky, T. M. (2018). Global extent of rivers and streams. *Science*, v. 361, n. 6402, p. 585-588.
- Allen, G. H., Yang, X., Gardner, J., Holliman, J., David, C. H.; Ross, M. (2020). Timing of Landsat Overpasses Effectively Captures Flow Conditions of Large Rivers. *Remote Sensing Journal*, 1510.
- Almeida, A. B. (2003). A gestão do risco em sistemas hídricos: Conceitos e metodologias aplicadas a vales com barragens. In: *Actas do 6º Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*, 647-661. Disponível em: <<http://www.civil.ist.utl.pt/~joana/artigos%20risco%20ABA/pub-2003/a%20gest%C3%A3o%20do%20risco%20em%20sistemas%20h%C3%ADricos%20-%20SILUSBA03.pdf>>. Acesso em: 20 ago. 2022.
- Altenau, E. H. et al. (2021). The Surface Water and Ocean Topography (SWOT) Mission River Database (SWORD): A global river network for satellite data products. *Water Resources Research*, 57, e.20.
- Alves, M. E. P. (2021). Mapeamento de manchas de inundação utilizando modelagem hidrológica e hidrodinâmica em escala regional. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Alves Junior, F. M. (2021). Mapeamento de índice de risco de inundação devido a rompimento de barragem. Dissertação (Mestrado em Energia e Sustentabilidade), Universidade Federal de Santa Catarina.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. *Topologia Hídrica: método de construção e modelagem da base hidrográfica para suporte à gestão de recursos hídricos: versão 1.11*. / Agência Nacional de Águas, Superintendência de Gestão da Informação. Brasília: ANA, SGI, 2006, 29 pp. Disponível em: <<https://xdocs.com.br/doc/topologia-hidricametodo-de-construov111sgi-7d8mjry2xp8p>>. Acesso em: 24 jun. 2022.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. *Manual de Construção da Base Hidrográfica Ottocodificada: fase 1 – construção da base topológica de hidrografia e ottobacias conforme a codificação de bacias hidrográficas de Otto Pfafstetter: versão 2.0 de 1/11/2007*. Brasília: ANA, SGI, 2007. 144 pp. Disponível em: <https://metadados.snirh.gov.br/files/e5fcac7d-926a-4bee-a6ca-e7aa120f49cd/MANUAL_DE_CONSTRUCAO_DA_BASE_v2_0.pdf>. Acesso em: 24 jun. 2022.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. (2011) *Outorga de Direito de Uso de Recursos Hídricos*. Brasília, DF.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. (2013). *Sistema acompanhamento de reservatórios – SAR*. Disponível em: <<https://www.ana.gov.br/sar/>>.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. (2016a). *Atualização da Base de Dados Nacional de Referência de Massas d'Água*. Nota Técnica N° 74/2016/SPR, Brasília, DF. Disponível em: <https://metadados.snirh.gov.br/geonetwork/srv/api/records/7d054e5a-8cc9-403c-9f1a-085fd933610c/attachments/NOTA_TECNICA_N_74_2016_SPR.pdf>. Acesso em: 30 jun. 2022.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. (2016b). *Agência Nacional de Água. Manual do Empreendedor Sobre Segurança de Barragens: Guia de Orientação e Formulários do Plano de Ação Emergencial – PAE*. Brasília, DF.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. *Base hidrográfica ottocodificada multiescalas 2017 (BHO 2017)*. Disponível em:

- <<https://metadados.snirh.gov.br/geonetwork/srv/por/catalog.search#/metadata/0c698205-6b59-48dc-8b5e-a58a5dfcc989>> Acesso em: 30 jun. 2022.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. *Relatório de Segurança de Barragens 2019. Superintendência de Regulação (SRE)*. Brasília, DF, 2020a.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. *Atualização da Base de Dados Nacional de Referência de Massas d'Água*. Nota Técnica N° 52/2020/SPR, Brasília, 2020b. Disponível em: < https://metadados.snirh.gov.br/geonetwork/srv/api/records/7d054e5a-8cc9-403c-9f1a-085fd933610c/attachments/NT_52_SPR_ANA_2020.pdf>. Acesso em: 24 jun. 2022.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. *Relatório de Segurança de Barragens 2020*. (2021) Superintendência de Regulação (SRE), Brasília, DF. Disponível em: <<https://www.snirh.gov.br/portal/snisb/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2021/rsb-2021.pdf>>. Acesso em: 24 jun. 2022.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. *Relatório de Segurança de Barragens 2021*. (2022a) Superintendência de Regulação (SRE), Brasília, DF. Disponível em: <<https://www.snirh.gov.br/portal/snisb/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2021/rsb-2021.pdf>>. Acesso em: 05 mar. 2023.
- ANA. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. (2022b). *ANA publica novas regras para segurança de barragens para usos múltiplos de água*. Disponível em: < <https://www.gov.br/ana/pt-br/assuntos/noticias-e-eventos/noticias/ana-publica-novas-regras-para-seguranca-de-barragens-para-usos-multiplos-de-agua>>. Acesso em: 24 jun. 2022.
- Andriolo, F. R. (2008). Barragens Contemporâneas: Conhecimento, Durabilidade, Riscos e Falhas. Cenário: Brasileiro. In: *III Simpósio de Segurança de Barragens e Riscos Associados*, Comitê Brasileiro de Barragens, Salvador, Bahia.
- Balbi, D. A. F. (2008). Metodologias para a Elaboração de Planos de Ações Emergenciais para Inundações Induzidas por Barragens. Estudo de Caso: Barragem de Peti - MG. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 353 pp.
- Baptista, M. B.; Lara, M. M. (2001). *Hidráulica Aplicada*. Coleção ABRH, Porto Alegre, 619 pp.
- Baptista, M. B.; Lara, M. M. (2016). *Fundamentos da Engenharia Hidráulica*. 4. ed. Belo Horizonte: UFMG.
- Bernard-garcia, M.; Mahdi, T. F. (2020). A Worldwide Historical Dam Failure's Database. Montreal, Canadá.
- Bernhofen, M. V., Cooper, S., Trigg, M., Mdee, A., Carr, A., Bhave, A., ... & Shukla, P. (2022). The role of global data sets for riverine flood risk management at national scales. *Water Resources Research*, 58(4), e2021WR031555.
- Bevilaqua, J. F. L. (2019). Análise multicritério para determinação das possíveis causas do rompimento da barragem de Brumadinho.
- Biancamaria, S. et al. (2016). The SWOT mission and its capabilities for land hydrology. In *Remote sensing and water resources* (pp. 117-147). Springer, Cham.
- BRASIL. Secretaria de Infraestrutura Hídrica. Ministério da Integração Nacional. (2002). *Manual de Segurança e Inspeção de Barragens*. Brasília: Cartaz. 148 pp.
- BRASIL, *Resolução CNRH nº 30, de 11 de dezembro de 2002*, que define metodologia para codificação de bacias hidrográficas, no âmbito nacional. Diário Oficial da União. Brasília, DF, 19 mar. 2003. Disponível em: <https://www.normasbrasil.com.br/norma/resolucao-30-2002_98074.html>. Acesso em: 24 jun. 2022.

- Brasil, C. S. G. (2015). *Monitoramento especial da bacia do Rio Doce. Relatório 01: acompanhamento da onda de cheia*. CPRM.
- 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). Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- BRASIL. *Decreto N° 7.257, de 4 de agosto de 2010*. Regulamenta a Medida Provisória N° 494 de 2 de julho de 2010, para dispor sobre o Sistema Nacional de Defesa Civil. Brasília, DF, 2010a.
- BRASIL. *Lei n° 12.334, de 20 de setembro de 2010*. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens. Brasília, DF, 2010b.
- BRASIL. Minas Gerais. 2019. *Histórico de rompimento das barragens da Vale na Mina Córrego do Feijão*. Disponível em: <<https://www.mg.gov.br/pro-brumadinho/pagina/historico-do-rompimento-das-barragens-da-vale-na-mina-corrego-do-feijao>>. Acesso em: 09 jun. 2022.
- BRASIL. *Lei N° 14.066, de 30 de setembro de 2020*. Altera dispositivos da Lei n° 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), da Lei n° 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), da Lei n° 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e do Decreto-Lei n° 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). Brasília, DF, 2020.
- Chow, V. T. (1959). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill, New York.
- Collischonn, W. (1997). *Análise do Rompimento da Barragem de Ernestina*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental), Universidade Federal do Rio Grande do Sul). Porto Alegre, 193 pp.
- Collischonn, W.; Tucci, C. E. M. (1997). *Análise do Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina*. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 2, n. 2, p.191- 206.
- Costa, J. E. (1985). *Floods from dam failures* (Vol. 85, No. 560). US Geological Survey.
- Costa, J. E., & Jarrett, R. D. (2008). *An evaluation of selected extraordinary floods in the United States reported by the US Geological Survey and implications for future advancement of flood science* (No. 2008-5164). US Geological Survey.
- Costa, W. D. (2012). *Geologia de Barragens*. Oficina de textos. São Paulo, 352 pp. Disponível em:<https://books.google.com.br/books?hl=ptBR&lr=&id=m9g6DAAAQBAJ&oi=fnd&pg=PT5&dq=Projetos+e+Execu%C3%A7%C3%A3o+em+Barragens&ots=V5hA3s6nA9&sig=yQRlsuHirrm3fmq_r5n4P46UXYY#v=onepage&q=Projetos%20e%20Execu%C3%A7%C3%A3o%20em%20Barragens&f=false>. Acesso em: 05 jun. 2022.
- Costa e Silva, D. C. *Segurança de pequenas barragens: estudo comparativo com as principais políticas internacionais para aprimoramento da aplicação da política nacional de segurança de barragens*. Dissertação (Mestrado em Tecnologia), Universidade Estadual de Campinas, Limeira, 2021.
- Coulthard, T. J., Neal, J. C., Bates, P. D., Ramirez, J., de Almeida, G. A., & Hancock, G. R. (2013). Integrating the LISFLOOD-FP 2D hydrodynamic model with the CAESAR model: implications for modelling landscape evolution. *Earth Surface Processes and Landforms*, 38(15), 1897-1906.
- Chanson, H. (2004). *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction*. 2. ed. Burlington: Elsevier. 585 pp.

- CNRH. Conselho Nacional de Recursos Hídricos. *Resolução nº 143 de 10 de julho de 2012*. Publicada no Diário Oficial da União em 04/09/2012.
- Creager, W. P., J. D. Justin, and J. Hinds. (1945). *Engineering for Dams*. Vol. 1, General Design. New York: John Wiley.
- Crespo, C. E. J. (1982). Regionalização de vazão máxima do Rio Grande do Sul e de Santa Catarina. Dissertação (Mestrado em Energia e Sustentabilidade), Universidade Federal de Santa Catarina.
- Cunge, J. A. (1969). On the subject of flood propagation computation method (Muskingum method), *Journal of Hydraulic Research*, v. 7 n. 2 p. 205-230.
- Cunge, J. A.; Holly, F. M.; Verwey, A. (1980). Practical aspects of computational river hydraulics. Boston: Pitman. 420 pp.
- Silveira, A. L. L. (2020). Chuvas e vazões da grande enchente de 1941 em Porto Alegre/RS. *Boletim Geográfico do Rio Grande do Sul*, (35), 69-90.
- De Ávilaa, J. P., Sawayab, M., Sayãooc, A. S., & Ferreirad, L. A. (2021). Segurança de barragens de rejeitos no Brasil: avaliação dos acidentes recentes. *Geotecnia*, (152), 435-464.
- De Moel, H., Jongman, B., Kreibich, H., Merz, B., Penning-Rowsell, E., & Ward, P. J. (2015). Flood risk assessments at different spatial scales. *Mitigation and Adaptation Strategies for Global Change*, 20, 865-890.
- Dilley, M., R.S. Chen, U. Deichmann, A.L. Lerner-Lam, M. Arnold, J. Agwe, P. Buys, O. Kjekstad, B. Lyon, and G. Yetman. (2005). Natural Disaster Hotspots: A Global Risk Analysis. Washington, D.C.: World Bank. <http://documents.worldbank.org/curated/en/621711468175150317/Natural-disaster-hotspots-A-global-risk-analysis>.
- Dingman, S. L. (2009). *Fluvial hydraulics*. oxford university press. ISBN 978-0-19-517286-7.
- Do Carmo, J. S. A. (2013). Grandes barragens: vulnerabilidades e riscos. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.
- Dooge, J. (1973). *Linear theory of hydrologic systems* (No. 1468). Agricultural Research Service, US Department of Agriculture.
- ELETROBRÁS. *Crêterios de projeto civil de Usinas Hidrelêtricas*. [S.l.]. 2003.
- Fan, F. M., Pontes, P. R. M., Paiva, R. C. D. D., & Collischonn, W. (2014). Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. *Rbrh: revista brasileira de recursos hídricos*. Porto Alegre, RS. Vol. 19, n. 4 (out./dez. 2014), p. 137-147.
- Fleischmann, A. S.; Paiva, R. C.; Collischonn, W. (2019). Can regional to continental river hydrodynamic models be locally relevant? A cross-scale comparison. *Journal of Hydrology X*, v. 3.
- Froehlich, D. C. (2016). Predicting peak discharge from gradually breached embankment dam. *Journal of Hydrologic Engineering*. [s,1.], v. 21, n. 11. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- FEPAM - Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luiz Roessler, Qualidade Ambiental, Região Geográfica do Guaíba. Disponível em: <<http://www.fepam.rs.gov.br/qualidade/guaiba.asp>>. Acesso em: 07 jul. 2022.

- Ferla, R. (2018). Metodologia simplificada para análise de aspectos hidráulicos em rompimento de barragens. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Frasson, R. P. D. M., Pavelsky, T. M., Fonstad, M. A., Durand, M. T., Allen, G. H., Schumann, G., ... & Yang, X. (2019). Global relationships between river width, slope, catchment area, meander wavelength, sinuosity, and discharge. *Geophysical Research Letters*, 46(6), 3252-3262. <https://doi.org/10.1029/2019GL082027>.
- Fread, D. L. (1993). NWS FLDWAV model: The replacement of DAMBRK for dam-break flood prediction. In: Dam Safety, 10TH Annual ASDSO Conf., Lexington. Anais... Lexington, 1993. p. 177-184.
- Fread, D. L. (1977). The Development and Testing of a Dam-Break Flood Forecasting Model. In: Proceedings, Dam-Break Flood Modelling Workshop, 1977. Washington, D.C. *Anais...* Washington, D.C. p. 164-197.
- G1. (2022a). Embaixadora da Ucrânia nos EUA diz que Rússia atacou navios no mar Negro e destruiu represa perto de Kiev. Disponível em: < <https://g1.globo.com/mundo/noticia/2022/02/26/embaixadora-da-ucrania-nos-eua-diz-que-russia-atacou-navios-no-mar-negro-e-destruiu-represa-perto-de-kiev.ghtml>>. Acesso em: 20 fev. 2023.
- G1. (2022b). Como os ucranianos impediram o avanço russo inundando um vilarejo. Disponível em: < <https://g1.globo.com/mundo/ucrania-russia/noticia/2022/04/30/como-osucranianos-impediram-o-avanco-russo-inundando-um-vilarejo-veja-imagens-de-sateliteantes-e-depois.ghtml>>. Acesso em 20 fev. 2023.
- G1. (2022c). Bombardeio ucraniano danifica represa e deixa Kherson sem água e eletricidade. Disponível em: < <https://g1.globo.com/mundo/noticia/2022/11/06/bombardeio-ucraniano-danifica-represa-e-deixa-kherson-sem-agua-e-eletricidade.ghtml>>. Acesso em 20 fev. 2023.
- Hawker, L., Neal, J., Tellman, B., Liang, J., Schumann, G., Doyle, C., ... & Tshimanga, R. (2020). Comparing earth observation and inundation models to map flood hazards. *Environmental Research Letters*, 15(12), 124032.
- Hawker, L., Uhe, P., Paulo, L., Sosa, J., Savage, J., Sampson, C., & Neal, J. (2022). A 30 m global map of elevation with forests and buildings removed. *Environmental Research Letters*, 17(2), 024016. <https://doi.org/10.1088/1748-9326/ac4d4f>.
- Hien, L. T. T.; Van Chien, N. (2021). Investigate Impact Force of Dam-Break Flow against Structures by Both 2D and 3D Numerical Simulations. *Water*, 13(3), 344.
- IBAMA. Instituto Brasileiro de Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis. Laudo Técnico Preliminar: Impactos ambientais decorrentes do desastre envolvendo o rompimento da barragem de Fundão, Mariana, Minas Gerais, 2015, 38pp.
- IBAMA. Instituto Brasileiro de Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis. Rompimento de barragem da Vale em brumadinho (MG) destruiu 269,84 hectares, 2019. Disponível em: <<http://www.ibama.gov.br/noticias/730-2019/1881-rompimento-de-barragem-da-vale-em-brumadinho-mg-destruiu-269-84-hectares>>. Acesso em: 15 jun. 2022.
- ICOLD. International Commission on Large Dams. (2020). World Register of Dams - General Synthesis. Disponível em: <https://www.icold-cigb.org/GB/world_register/general_synthesis.asp>. Acesso em: 22 fev. 2023.
- Jansen, R. B. (1983). Dam and Public Safety. USA: Water Resources Technical Publication. Denver: U. S. Department of the interior, 332 pp. Disponível em: <<https://books.google.com.br/books?hl=ptBR&lr=&id=aMC6AAAAIAAJ&oi=fnd&pg>>

=PR3&dq=Dams+and+Public+Safety&ots=u2WGYwhwq&sig=ZIL7tI3A77juF0gtKkFEsJBNMF0#v=onepage&q=Dams%20and%20Public%20Safety&f=false>. Acesso em: 05 mar. 2023.

- Khazaei, B., Read, L. K., Casali, M., Sampson, K. M., & Yates, D. N. (2022). GLOBathy, the global lakes bathymetry dataset. *Scientific Data*, 9(1), 36.
- Kim, J. Y., Jung, S. H., Yeon, M. H., Lee, G. H., & Lee, D. E. (2021). Comparison of flood inundation simulation between one-and two-dimensional numerical models for an emergency action plan of agricultural reservoirs. *Korean Journal of Agricultural Science*, 48(3), 515-526.
- Kobiyama, M., Mendonça, M., Moreno, D. A., Marcelino, I. P. V. O., Marcelino, E. V., Gonçalves, E. F., ... & Rudorff, F. D. M. (2006). *Prevenção de desastres naturais: conceitos básicos* (p. 109). Curitiba: Organic Trading.
- Kohler, A.; Jülich, S.; Bloemertz, L. (2004). Risk Analysis – a basis for disaster risk management. *Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ)*, Eschborn. 76pp.
- Kumar, N.; Usha, K.; Kanchana, M. S. (2022). Hydrological Review and Dam Break Analysis of Suvaranavathi Dam Using HEC-RAS. In: *Sustainability Trends and Challenges in Civil Engineering*. Singapore: Springer. p. 733-754.
- Lacaz, F. A. de C., Porto, M. F. de S., & Pinheiro, T. M. M.. (2017). Tragédias brasileiras contemporâneas: o caso do rompimento da barragem de rejeitos de Fundão/Samarco. *Revista Brasileira De Saúde Ocupacional*, 42(Rev. bras. saúde ocup., 2017 42), e9. <https://doi.org/10.1590/2317-6369000016016>.
- Lauriano, A. W. (2009). Estudo de ruptura da Barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 251 pp.
- Lehner, B, V. K.; Jarvis A. (2008). New global hydrography derived from spaceborne elevation data. *Eos Trans AGU* 89:93–94.
- Lehner, B., Liermann, C. R., Revenga, C., Vörösmarty, C., Fekete, B., Crouzet, P., ... & Wisser, D. (2011). High-resolution mapping of the world's reservoirs and dams for sustainable river-flow management. *Frontiers in Ecology and the Environment*, 9(9), 494-502.
- Lehner B.; Grill G. (2013). Global river hydrography and network routing: baseline data and new approaches to study the world's large river systems. *Hydrol. Process.* 27 2171–86.
- Lehner, B., Messenger, M. L., Korver, M. C., & Linke, S. (2022). Global hydro-environmental lake characteristics at high spatial resolution. *Scientific Data*, 9(1), 351.
- Levi, E. (1995). The science of water: the foundation of modern hydraulics. *ASCE*.
- Lighthill, M. J., & Whitham, G. B. (1955). On kinematic waves I. Flood movement in long rivers. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, 229(1178), 281-316. <https://doi.org/10.1098/rspa.1955.0088>.
- Ligocki, L. P. (2003). Comportamento geotécnico da barragem de Curuá-UMA, Praá. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro.
- Lima, G. D., Marcellini, S. S., Neill, C. R., & Salla, M. R. (2017). Preliminary estimate of floods discharge in Brazil using Creager envelope curves. *RBRH*, 22.
- Loat, R., & Petrascheck, A., (1997). *Consideração dos perigos de inundação no âmbito das atividades de ordenamento do território*. Biel: Gabinete Federal para a Economia da Água (OFEE), Gabinete Federal para o Ordenamento do Território (OFAT), Gabinete Federal para o Ambiente, Florestas e Paisagem (OFEFP).

- Lopes, L. M. N. (2016). O rompimento da barragem de Mariana e seus impactos socioambientais. *Sinapse Múltipla*, v. 5, n. 1, p.1.
- Mao, J., Wang, S., Ni, J., Xi, C., & Wang, J. (2017). Management system for dam-break hazard mapping in a complex basin environment. *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 6(6), 162.
- Mascarenhas, F. C. B. (1990). Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens. 291 f. Tese (Doutorado em Engenharia). Coppe/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- McMillan, H., Krueger, T., & Freer, J. (2012). Benchmarking observational uncertainties for hydrology: rainfall, river discharge and water quality. *Hydrological Processes*, 26(26), 4078-4111
- Medeiros, A. C. H. C; Ramos, S.C. (1999). Um novo conceito de segurança de barragens baseado na análise de probabilidade de risco. In: *XX Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*. Rio de Janeiro.
- Melo, J. F. de. (2015). Dam-Break Flood Risk Assessment. *Second International Dam World Conference*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, p. 47 – 56.
- Menescal, L.R. (2005). A Segurança de Barragens e a Gestão de Recursos Hídricos no Brasil. Brasília: Ed. ProÁgua.
- Menescal, R. A. (2009). Gestão da segurança de barragens no Brasil-Proposta de um sistema integrado, descentralizado, transparente e participativo.
- Merz, B., Blöschl, G., Vorogushyn, S. *et al.* Causes, impacts and patterns of disastrous river floods. *Nat Rev Earth Environ* **2**, 592–609 (2021). <https://doi.org/10.1038/s43017-021-00195-3>
- Meyer, A., Fleischmann, A. S., Collischonn, W., Paiva, R. C. & Jardim, P. (2018). Empirical assessment of flood wave celerity–discharge relationships at local and reach scales, *Hydrological Sciences Journal*, 63:15-16, 2035-2047, DOI: 10.1080/02626667.2018.1557336
- Monte, B. E. O.; Goldenfum, J. A.; Michel, G. P.; Cavalcanti, J. R. A. (2021). Terminology of natural hazards and disasters: A review and the case of Brazil. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, v. 52.
- Morrison, A., Westbrook, C. J.; Noble, B. F. (2018). A review of the flood risk management governance and resilience literature. *Journal of Flood Risk Management*, 11, 291-304.
- Moody, J. A., & Troutman, B. M. (2002). Characterization of the spatial variability of channel morphology. *Earth Surface Processes and Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group*, 27(12), 1251-1266. <https://doi.org/10.1002/esp.403>
- Mota Ferreira, W., & Ucker, F. E. (2020). Segurança em barragens de rejeitos: estudo avaliativo com enfoque na barragem de brumadinho (MG). *Global Science & Technology*, 13(2).
- Moussa, R., & Bocquillon, C. (1996). Criteria for the choice of flood-routing methods in natural channels. *Journal of Hydrology*, 186(1-4), 1-30. [https://doi.org/10.1016/S0022-1694\(96\)03045-4](https://doi.org/10.1016/S0022-1694(96)03045-4)
- Mu, M., Tang, Q., Han, S., Liu, X., & Cui, H. (2020). Using GRanD database and surface water data to constrain area–storage curve of reservoirs. *Water*, 12(5), 1242.
- Mulligan, M.; Van Soesbergen, A.; Sáenz, L. (2020). GOODD, a global dataset of more than 38,000 georeferenced dams. *Scientific Data*, v. 7, n. 1, p. 1-8.

- Munoz, D. H.; Constantinescu, G. (2020). 3-D dam break flow simulations in simplified and complex domains. *Advances in Water Resources*, 137, mar., p.103510.
- Nardi, F., Annis, A., Di Baldassarre, G., Vivoni, E. R., & Grimaldi, S. (2019). GFPLAIN250m, a global high-resolution dataset of Earth's floodplains. *Scientific data*, 6(1), 1-6.
- Nerc. (1975). Flood Studies Report. Institute of Hydrology of Wallingford.
- O'Connor, J. E., & Costa, J. E. (2004). *The world's largest floods, past and present: their causes and magnitudes* (No. 1254). Geological Survey (USGS).
- Paredes-Beltran, B., Sordo-Ward, A., De-Lama, B., & Garrote, L. (2021). A Continental Assessment of Reservoir Storage and Water Availability in South America. *Water*, 13(14), 1992.
- Paiva, R. C. D., Buarque, D. C., Collischonn, W., Bonnet, M. P., Frappart, F., Calmant, S., & Bulhões Mendes, C. A. (2013). Large-scale hydrologic and hydrodynamic modeling of the Amazon River basin. *Water Resources Research*, 49(3), 1226-1243. <https://doi.org/10.1002/wrcr.20067>.
- Peng, M., Zhang, L., Chang, D., & Xu, Y. (2016). *Dam failure mechanisms and risk assessment*. John Wiley & Sons.
- Pereira, G. M. (2020). *Acidentes e rupturas de barragens*. São Paulo: ABGE, 307 pp.
- Pfaffstetter, O. (1989). Classificação de Bacias Hidrográficas – Metodologia de Codificação. Rio de Janeiro, RJ:Departamento Nacional de Obras de Saneamento (DNOS), 19 pp. Manuscrito não publicado.
- Pierce, M. W., Thornton, C. I., & Abt, S. R. (2010). Predicting peak outflow from breached embankment dams. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15(5), 338-349.
- Ponce, V. M. (1989). *Engineering hydrology: Principles and practices* (Vol. 640). Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall.
- Ponce, V. M. (1991). New perspective on the Vedernikov number. *Water Resources Research*, 27(7), 1777-1779. <https://doi.org/10.1029/91WR01033>.
- Portal Orós. Imagem p&b. *Barragem de Orós antes e depois do acidente de 1960*. Rio Jaguaribe, Brasil. Disponível em: <<https://www.portaloros.com.br/p/nossa-historia.html>>. Acesso em: 08 jun. 2022.
- Prevene. (2001). Contribution to “Natural” Disaster Prevention in Venezuela. Cooperation: Venezuela – Switzerland – PNUD.
- _____. 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 seu volume, em atendimento ao Art. 7º da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Diário Oficial da União, 2012.
- _____. Resolução nº 121, de 09 de maio de 2022. Altera a Resolução Nº 236, de 30 de janeiro de 2017. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico, 2022. Disponível em: <https://arquivos.ana.gov.br/_viewpdf/web/?file=https://arquivos.ana.gov.br/resolucoes/2022/0121-2022_Ato_Normativo_09052022_20220513090215.pdf>. Acesso em: 12 jun. 2022.
- Reis, G. G. D. et al. 2021. SARDIM: Uma plataforma para acompanhamento hidrológico em tempo real dos rios da América do Sul. In: *Encontro Nacional de Desastres* (2.: 2020: Porto Alegre, RS, etc.).[Anais].[Porto Alegre: ABRHidro, 2021].
- RIO GRANDE DO SUL. [Lei Nº 10.350, de dezembro de 1994]. Institui o Sistema Estadual de Recursos Hídricos, regulamentado ao artigo 171 da Constituição do Estado do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: Assembleia Legislativa do Estado do Rio Grande do Sul, 1994.

- Rocha, F. F.; Palmier, L. R. 2015. Retroanálise da brecha de ruptura da barragem de contenção de rejeitos São Francisco, Miraf, Minas Gerais. In: *XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, 2015. Brasília, DF.
- Rosbjerg, D., Blöschl, G., Burn, D. H., Castellarin, A., Croke, B., Di Baldassarre, G., ... & Viglione, A. (2013). Prediction of floods in ungauged basins: synthesis across processes, places and scales.
- Rossi, C. L. C. U. (2020). Proposta de abordagem simplificada para avaliação dos efeitos oriundos da ruptura de barragens. (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Rossi, C. L. C. U., Marques, M. G., Teixeira, E. D., Melo, J. F. D., Ferla, R., & Prá, M. D. (2021). Dam-Break analysis: proposal of a simplified approach. *RBRH*, 26. <https://doi.org/10.1590/2318-0331.262120200066>.
- Rotta, L. H. S., Alcântara, E., Park, E., Negri, R. G., Lin, Y. N., Bernardo, N., ... & Souza Filho, C. R. (2020). The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 90, 102119.
- Rutschmann, P., & Hager, W. H. (1996). Diffusion of floodwaves. *Journal of Hydrology*, 178(1-4), 19-32. [https://doi.org/10.1016/0022-1694\(95\)02824-2](https://doi.org/10.1016/0022-1694(95)02824-2).
- Saliba, A. P. M. (2009). Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens homogêneas de solo compactado. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos). Universidade Federal de Minas Gerais.
- Sampson, C. C., Smith, A. M., Bates, P. D., Neal, J. C., Alfieri, L., & Freer, J. E. (2015). A high-resolution global flood hazard model. *Water resources research*, 51(9), 7358-7381.
- Seddon, J. A. (1900). River hydraulics. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 43(1), 179-229. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0001414>.
- Silva, W. P. D. (2010). Estudo do potencial de liquefação estática de uma barragem de rejeito alteada para montante aplicando a metodologia de Olson (2001).
- Silva, A. A. C. L. (2021). Análise de Incertezas dos Parâmetros de Brecha Aplicada À Modelagem Probabilística do Hidrograma de Ruptura Em Barragens de Terra. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos). Universidade Federal de Minas Gerais.
- Silveira, A. L. L. (2020). Chuvas e vazões da grande enchente de 1941 em Porto Alegre/RS. *Boletim Geográfico do Rio Grande do Sul*, (35), 69-90.
- Siqueira, V. A., Paiva, R. C., Fleischmann, A. S., Fan, F. M., Ruhoff, A. L., Pontes, P. R., ... & Collischonn, W. (2018). Toward continental hydrologic-hydrodynamic modeling in South America. *Hydrology and Earth System Sciences*, 22(9), 4815-4842.
- Slater, L., Villarini, G., Archfield, S., Faulkner, D., Lamb, R., Khouakhi, A., & Yin, J. (2021). Global changes in 20-year, 50-year, and 100-year river floods. *Geophysical Research Letters*, 48(6), e2020GL091824.
- Smith, A., Sampson, C., & Bates, P. (2015). Regional flood frequency analysis at the global scale. *Water Resources Research*, 51(1), 539-553. <https://doi.org/10.1002/2014WR015814>.
- Smith, P. J., Pappenberger, F., Wetterhall, F., Del Pozo, J. T., Krzeminski, B., Salamon, P., ... & Baugh, C. (2016). On the operational implementation of the European Flood Awareness System (EFAS). In *Flood forecasting* (pp. 313-348). Academic Press.
- SNISB. Sistema de Segurança de Barragem. Manual de políticas e práticas de segurança de barragens. Brasília-DF, 2015. Disponível em: https://www.snisb.gov.br/Entenda_Mais/publicacoes/ArquivosPNSB_Docs_Estruturant

es/produto-07-manual-de-politicas-e-praticas-de-seguranca-de-barragens-manual-para-ana-e-entidades-fiscalizadoras-complementacao.pdf. Acesso em: 29 mar. 2023.

- Tessler, Z. D., Vörösmarty, C. J., Grossberg, M., Gladkova, I., Aizenman, H., Syvitski, J. P., & Foufoula-Georgiou, E. (2015). Profiling risk and sustainability in coastal deltas of the world. *Science*, *349*(6248), 638-643.
- Tellman, B., Sullivan, J.A., Kuhn, C. *et al.* Satellite imaging reveals increased proportion of population exposed to floods. *Nature* **596**, 80–86 (2021). <https://doi.org/10.1038/s41586-021-03695-w>.
- Tschiedel, A. F. (2017). Avaliação de fontes de incerteza em estudos de rompimentos de barragens. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Tucci, C.E.M. (1998). *Modelos hidrológicos*. Porto Alegre: Ed. Da Universidade: ABRH: 680pp.
- U. Beck, Risk Society: *Towards a New Modernity*, 1st ed., SAGE Publications, London, 1992. <https://doi.org/10.2307/2579937>.
- UNDP. United Nations Development Programme. (2004). Reducing Disaster Risk: A Challenge for Development. New York.
- UNDRR. United Nations Office for Disaster Risk Reduction. (2020). Human Cost of Disasters: An overview of the last 20 years 2000-2019, United Nations.
- UNISDR. United Nations Strategy for Disaster Reduction. (2015). Sendai Framework for Disaster Risk Reduction 2015-2030. United Nations - Headquarters (UN).
- UNISDR. United Nations Strategy for Disaster Reduction. (2016). Report of the open-ended intergovernmental expert working group on indicators and terminology relating to disaster risk reduction. United Nations General Assembly. Geneva. Disponível em: https://www.preventionweb.net/files/50683_oiewgreportenglish.pdf. Acesso em: 03 de agosto de 2022.
- USACE. United States Army Corps of Engineers. (2014). Using HEC-RAS for a Dam Break Studies. Hydrologic Engineering Center. California, EUA.
- USACE. United States Army Corps of Engineers. (2020). HEC-RAS River Analysis System: Hydraulic Reference Manual, Version 6.0, Hydrol. Eng. Center, Davis, CA. Disponível em: <www.hec.usace.army.mil>.
- USBR. United States Bureau of Reclamation. (1987). *Design of small Dams*. 3. Ed. Washington, 904pp.
- USBR. United States Bureau of Reclamation. (1989). Policy and Procedures for Dam Safety Modification Decision Making. *Denver: Department of Interior*. April 1989. 302 p.
- Vasquez, J.A.; Roncal, J.J. 2009. Testando River2D e Flow-3D para simulações de fluxo de quebra repentina de barragem.
- Veról, A. P. (2010). Simulação da propagação de onda decorrente de ruptura de barragem, considerando a planície de inundação associada a partir da utilização de um modelo pseudo-bidimensional. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.
- Viseu, T.; Almeida, A. B. (2011). Gestão do Risco nos Vales a Jusante de Barragens. *Territorium*, Coimbra, n. 18, 33-42 pp.
- Wahl, T. L. (1998). Prediction of embankment dam breach parameters: a literature review and needs assessment. *Dam Safety Rep. U.S. Dept. of the Interior*, Bureau of Reclamation, Denver.

- Wannous, C., Velasquez, G. (2017). United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR)—UNISDR’s Contribution to Science and Technology for Disaster Risk Reduction and the Role of the International Consortium on Landslides (ICL). In: Sassa, K., Mikoš, M., Yin, Y. (eds) *Advancing Culture of Living with Landslides*. WLF 2017. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-319-59469-9_6.
- Wang, B., Chen, Y., Wu, C., Peng, Y., Song, J., Liu, W., & Liu, X. (2018). Empirical and semi-analytical models for predicting peak outflows caused by embankment dam failures. *Journal of Hydrology*, 562, 692-702.
- Wang, J., Walter, B. A., Yao, F., Song, C., Ding, M., Maroof, A. S., ... & Wada, Y. (2022). GeoDAR: georeferenced global dams and reservoirs dataset for bridging attributes and geolocations. *Earth System Science Data*, 14(4), 1869-1899.
- Wetmore, J. N.; Fread, D. L. (1981). *The NWS Simplified Dam-break Flood Forecasting Model*. Maryland, 24 pp.
- Willinghoefer, M. (2015). Avaliação do Risco de Rompimento da Barragem de uma Pequena Central Hidrelétrica na Bacia do Rio do Peixe. Monografia. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis.
- Whittemore, A., Ross, M. R., Yang, X., Dolan, W., Langhorst, T., Pavelsky, T., & Januchowski-Hartley, S. (2018). The Construction and Validation of a Citizen Science Derived Global River Obstruction Database (GROD). In *AGU Fall Meeting Abstracts* (Vol. 2018, pp. H31K-2086).
- Wickel, B. A.; Lehner, B.; Sindorf, N. (2007). HydroSHEDS: A global comprehensive hydrographic dataset. In: *AGU Fall Meeting Abstracts*. p.H11H-05. Base de dados disponível em: <<https://www.hydrosheds.org/about>>. Acesso em: 30 jun. 2022.
- Wisner, B.; Blaikie, P.; Cannon, T.; Davis, I. (2004). *At Risk Natural hazards, people’s vulnerability and disasters*. Second ed. London.
- WMO. World Meteorological Organization. *Integrated flood management tools series: the role of land-use planning in flood management*. Genebra, Suíça, 2016.
- Wong, T. H., & Laurenson, E. M. (1983). Wave speed–discharge relations in natural channels. *Water Resources Research*, 19(3), 701-706. <https://doi.org/10.1029/WR019i003p00701>
- Wong, T. S., & Zhou, M. C. (2006). Kinematic wave parameters for trapezoidal and rectangular channels. *Journal of Hydrologic Engineering*, 11(2), 173-183. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0699\(2006\)11:2\(173\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(2006)11:2(173)).
- WRD. World Register of Dam. Disponível em: <<https://www.icold-cigb.org>>. Acesso em: 30 jun. 2022.
- Y. Kobayashi, J.W. Porter. (2012). Flood Risk Management in the People’s Republic of China: Learning to Live with Flood Risk. *Asian Development Bank (ADB)*, Manila. Disponível em: <<https://www.adb.org/sites/default/files/publication/29717/flood-risk-management-prc.pdf>>. Acesso em: 03 de ago. 2022.
- Yamazaki, D., Ikeshima, D., Sosa, J., Bates, P. D., Allen, G. H., & Pavelsky, T. M. (2019). MERIT Hydro: a high-resolution global hydrography map based on latest topography dataset. *Water Resources Research*, 55(6), 5053-5073.
- Yigzaw, W., Li, H. Y., Demissie, Y., Hejazi, M. I., Leung, L. R., Voisin, N., & Payn, R. (2018). A new global storage-area-depth data set for Modeling reservoirs in land surface and earth system models. *Water Resources Research*, 54(12), 10-372.
- Zhang, L. M., Xu, Y., & Jia, J. S. (2009). *Analysis of earth dam failures: A database approach*. Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 184–189pp.

- Zhang, C., Yang, Z., Di, L. *et al.* Produtos de dados de índices de vegetação derivados de MODIS quase em tempo real e serviços online para CONUS baseados no NASA LANCE. *Sci Data* **9**, 477 (2022). <https://doi.org/10.1038/s41597-022-01565-2>.
- Zhong, Q.; Chen, S.; Deng, Z. (2018). A simplified physically based model for core dam overtopping breach. *Engineering Failure Analysis*, v. 90, p. 141-155.

MATERIAL SUPLEMENTAR

Introdução

O Anexo A contém as Figuras 41 a 52 que complementam as descrições dos rios usados como casos de teste para a validação do modelo (seção 4.1.2), mostrando as linhas centrais dos rios, as seções transversais dos rios e das planícies de inundação e os perfis longitudinais sobre as imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

ANEXO A

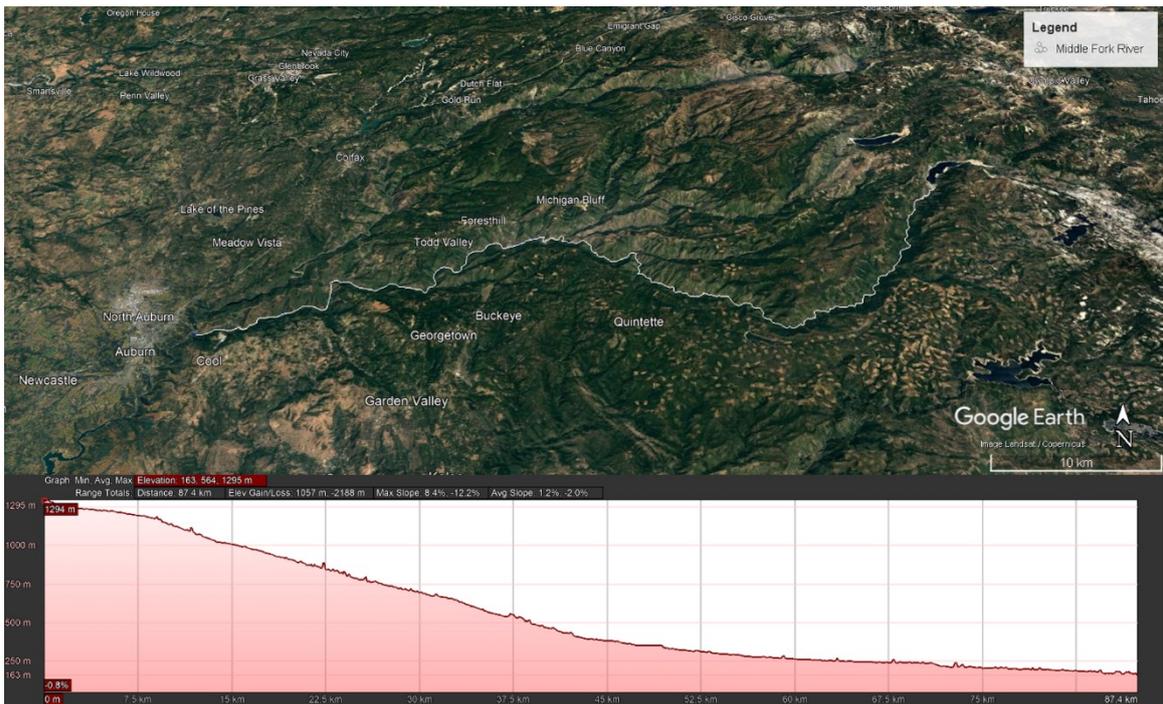


Figura 41 – Barragem de Hell Hole, no meio do Rio Fork. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

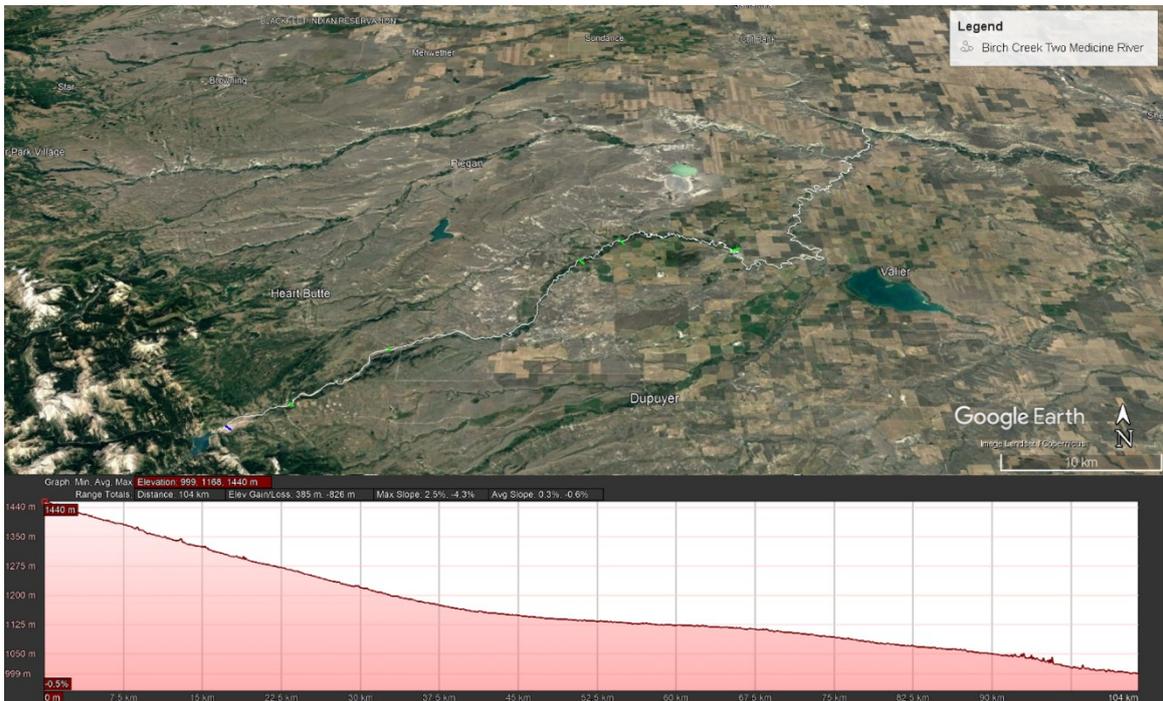


Figura 42 – Barragem de Swift, Rio Birch Creek Two Medicine. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

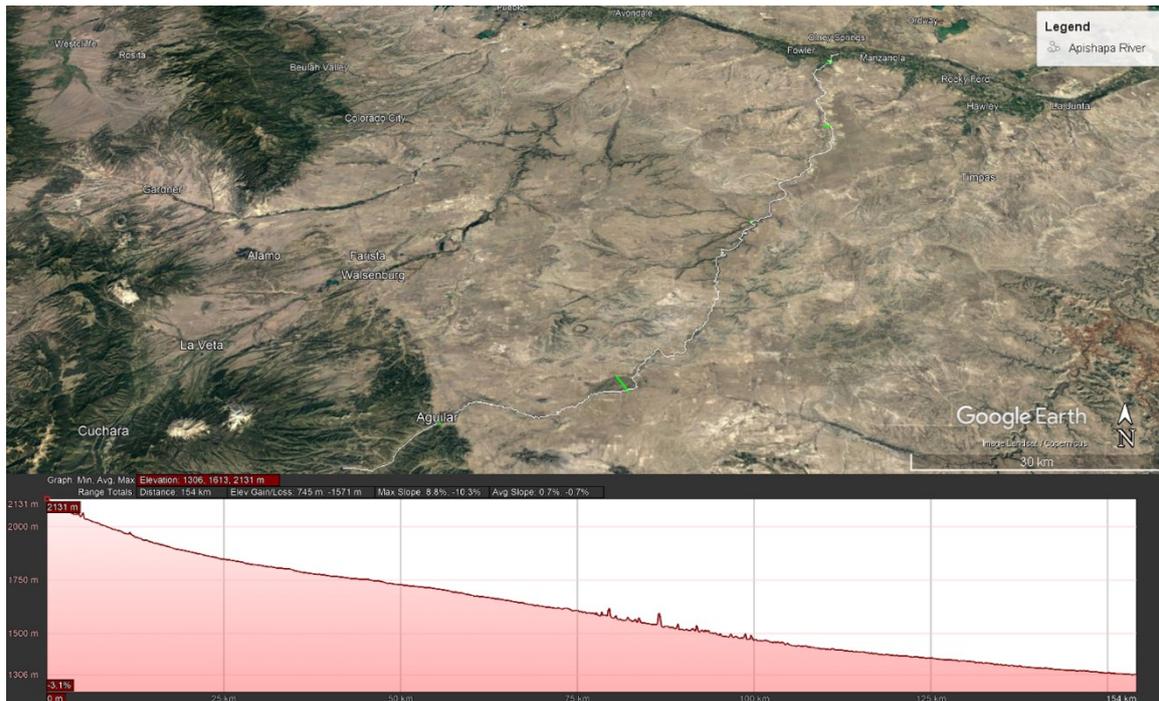


Figura 43 – Barragem e Rio Apishapa. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

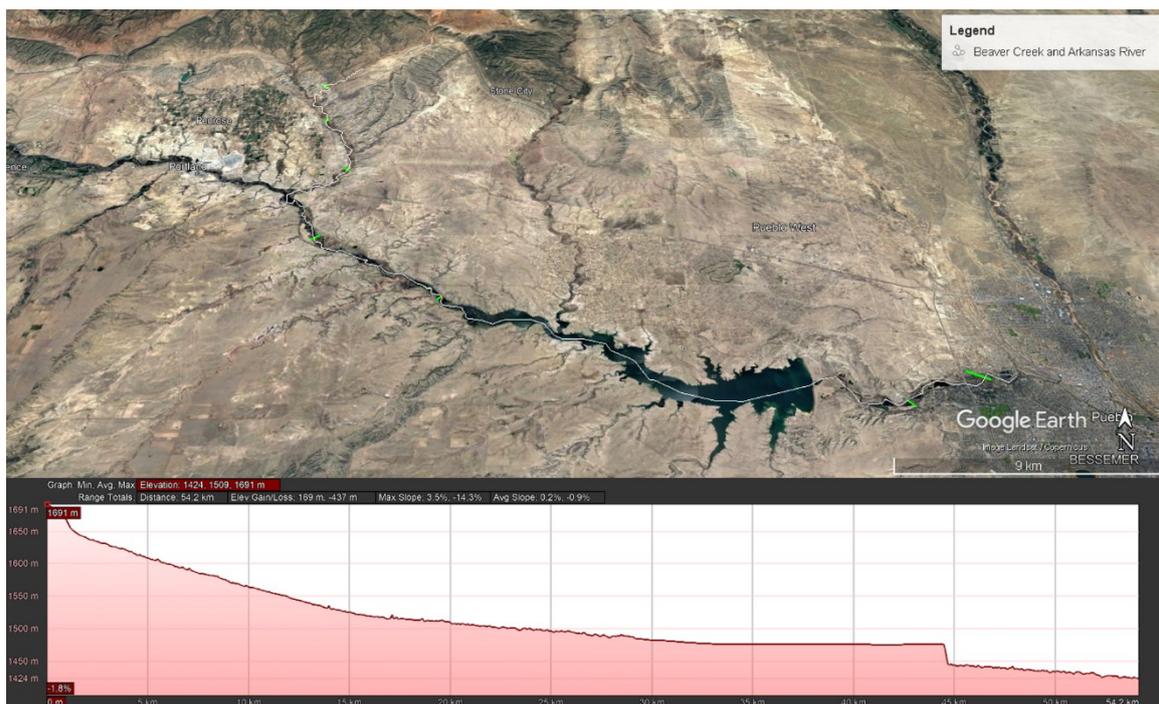


Figura 44 – Barragem de Shaeffer, Rio Beaver Creek e Arkansas. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

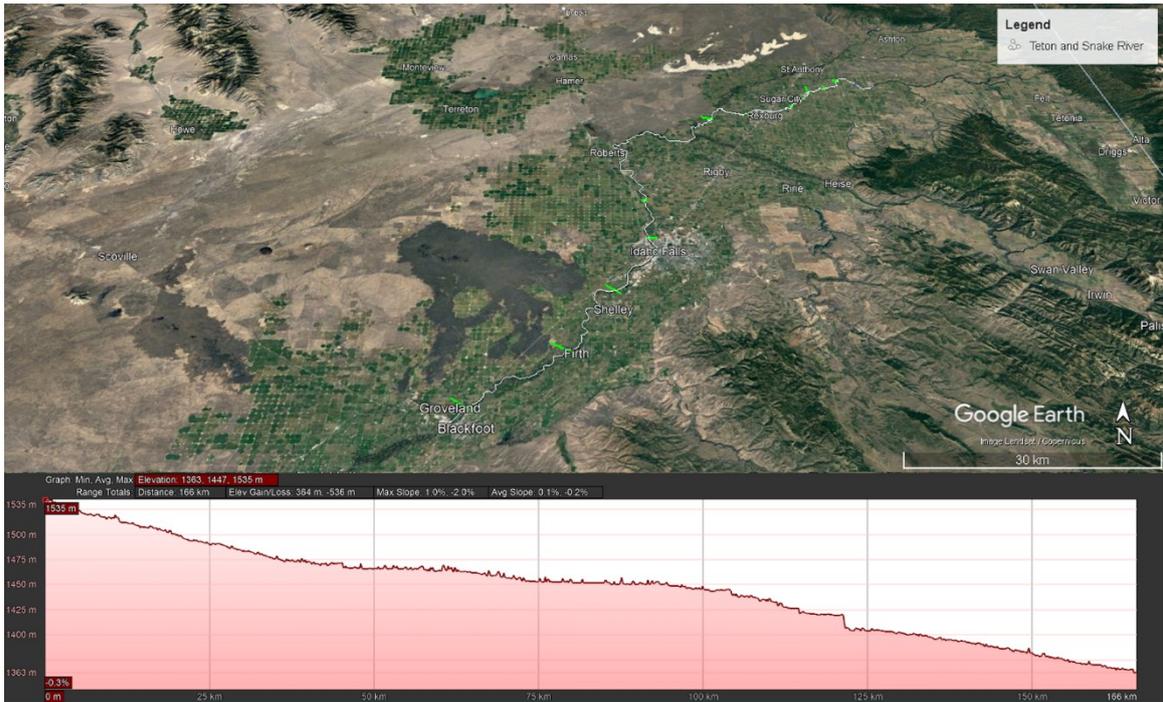


Figura 45 – Barragem de Teton, Rio Teton e Snake. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

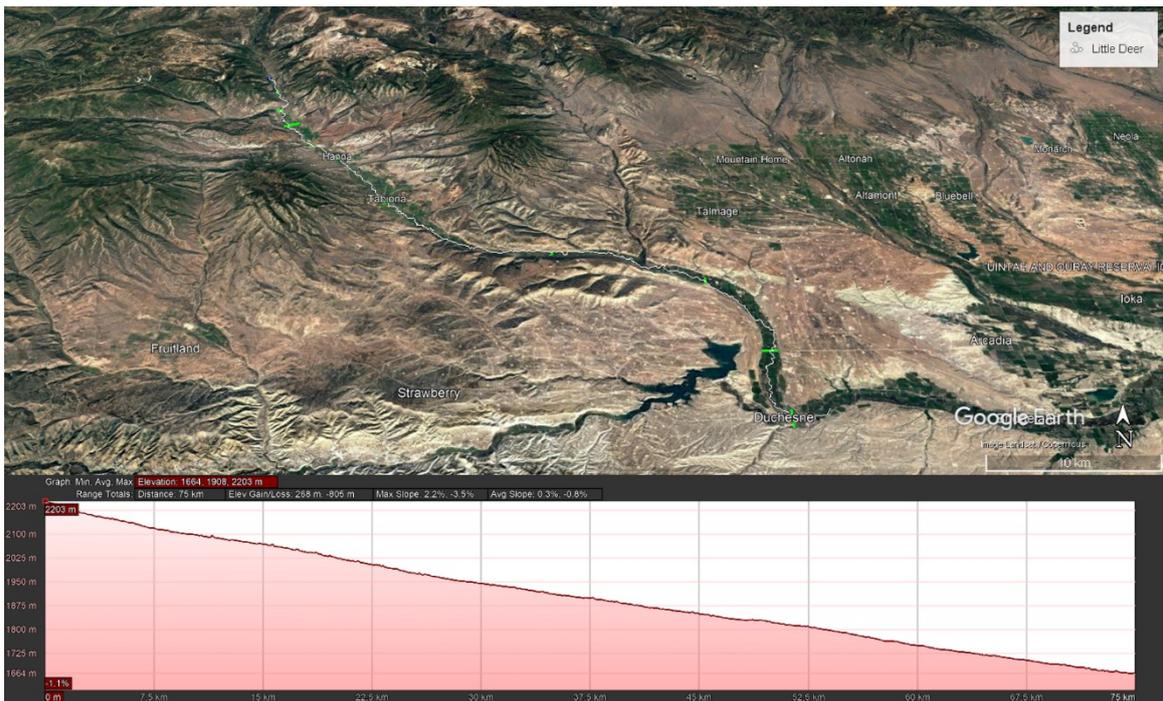


Figura 46 - Little Deer Creek. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

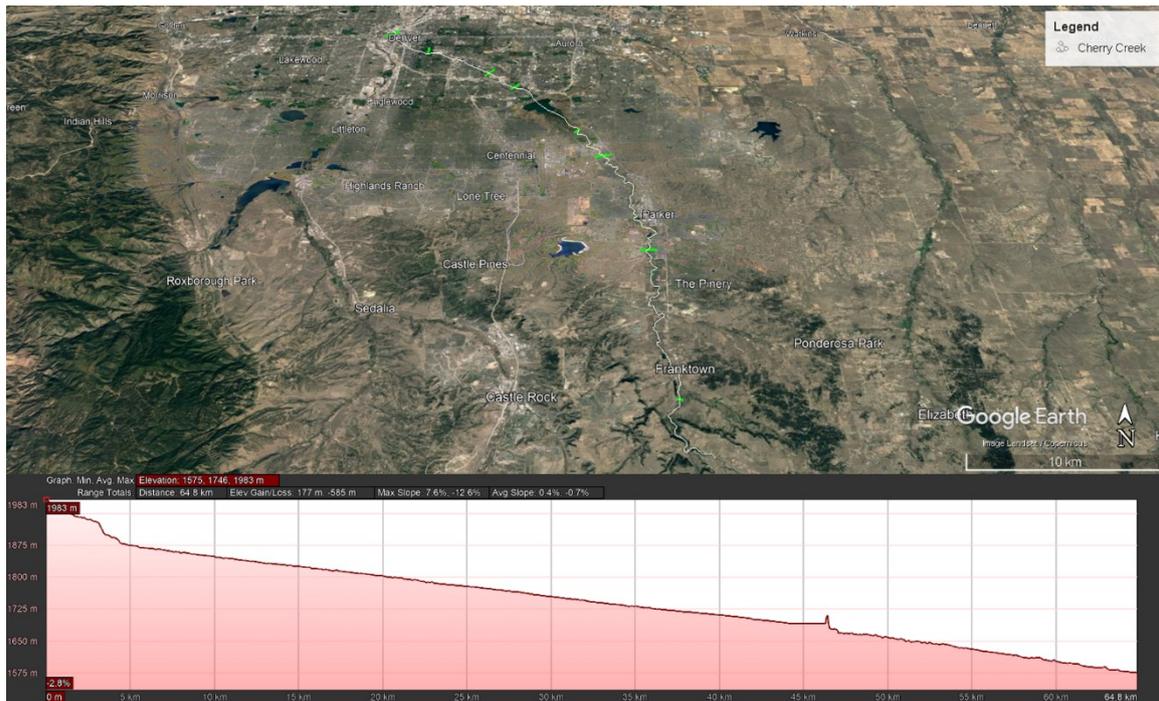


Figura 47 – Barragem de Castlewood Canyon, Cherry Creek. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

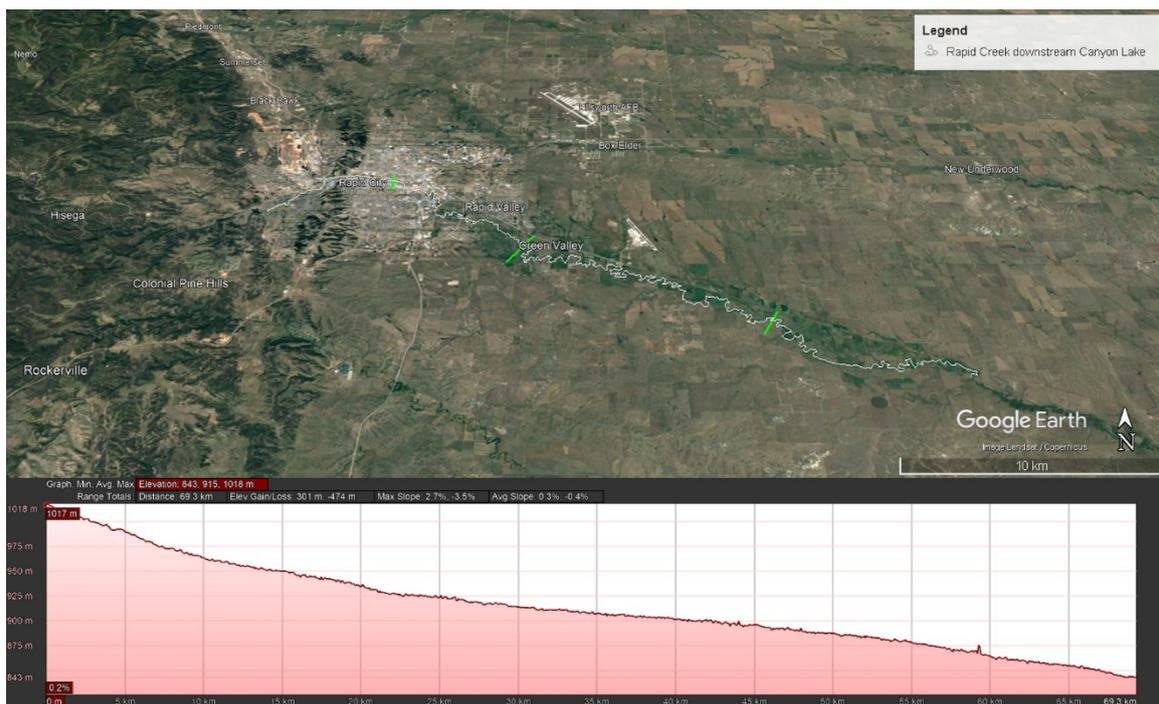


Figura 48 - Rapid Creek a jusante Canyon Lake. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

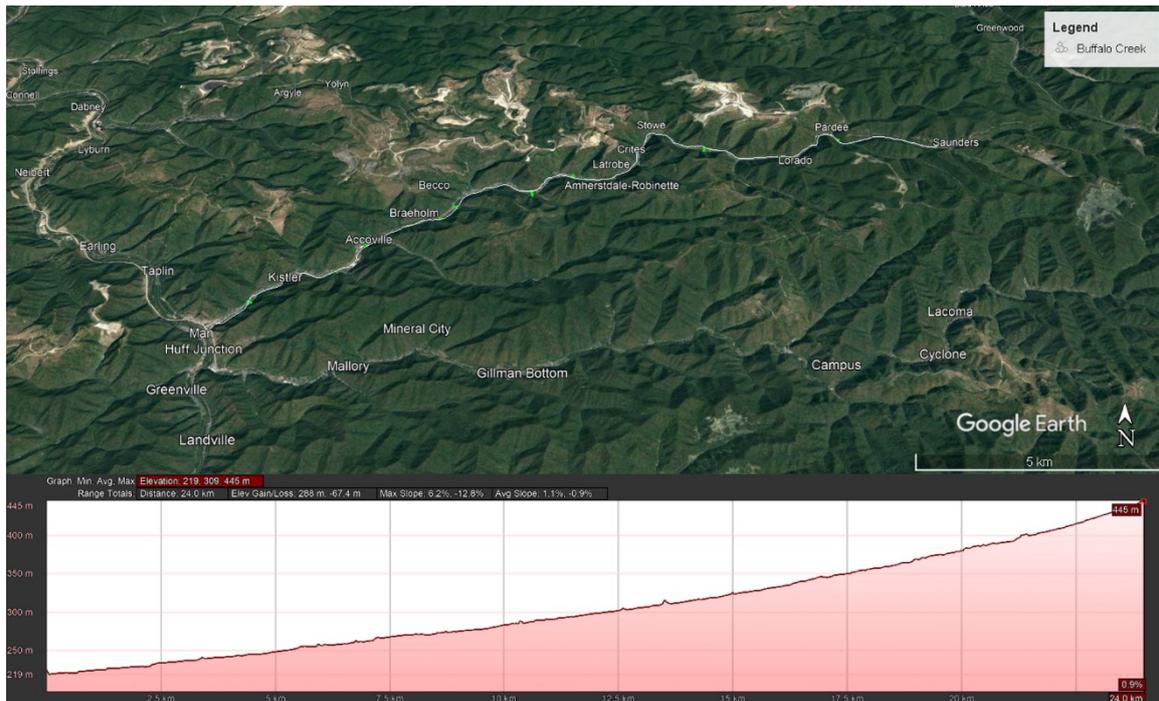


Figura 49 - Buffalo Creek. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

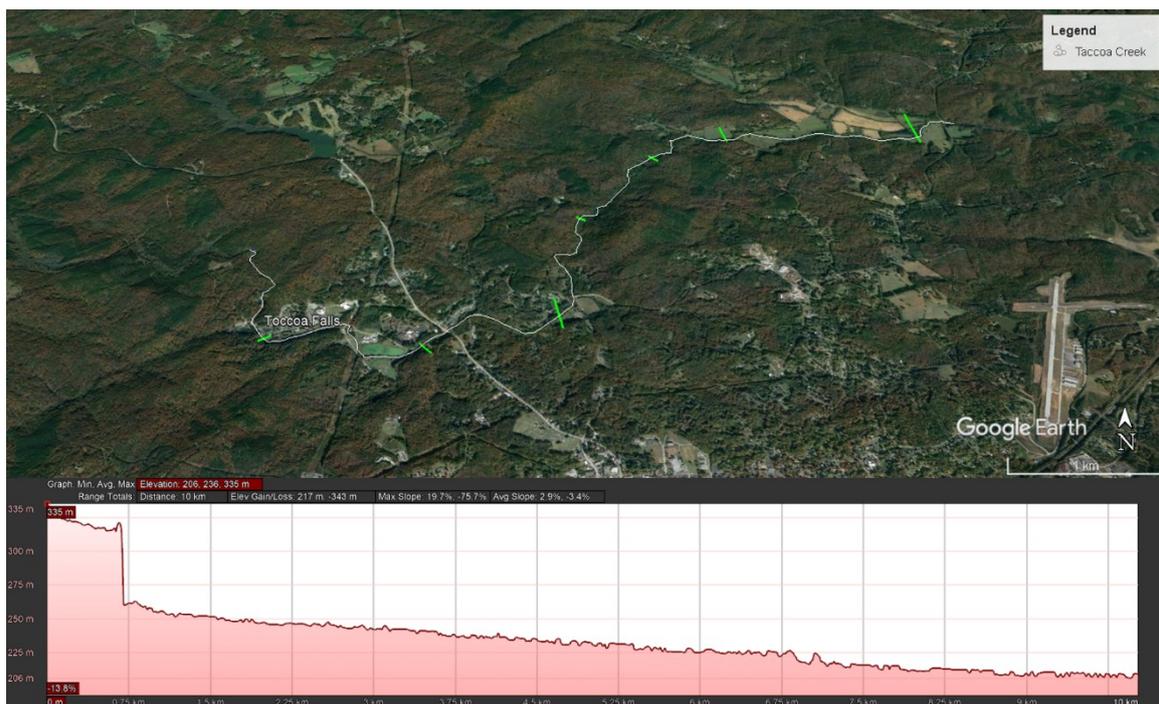


Figura 50 – Barragem de Kelly Barnes, Taccoa Creek. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

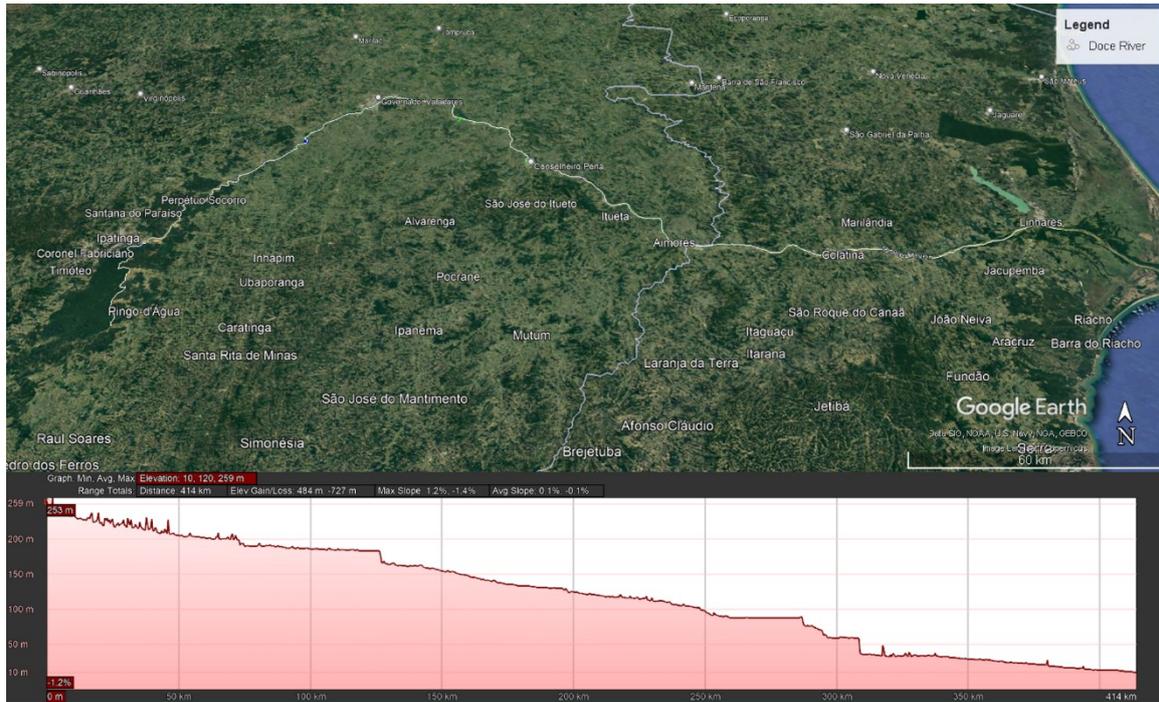


Figura 51 – Barragem de Fundão, Rio Doce. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.

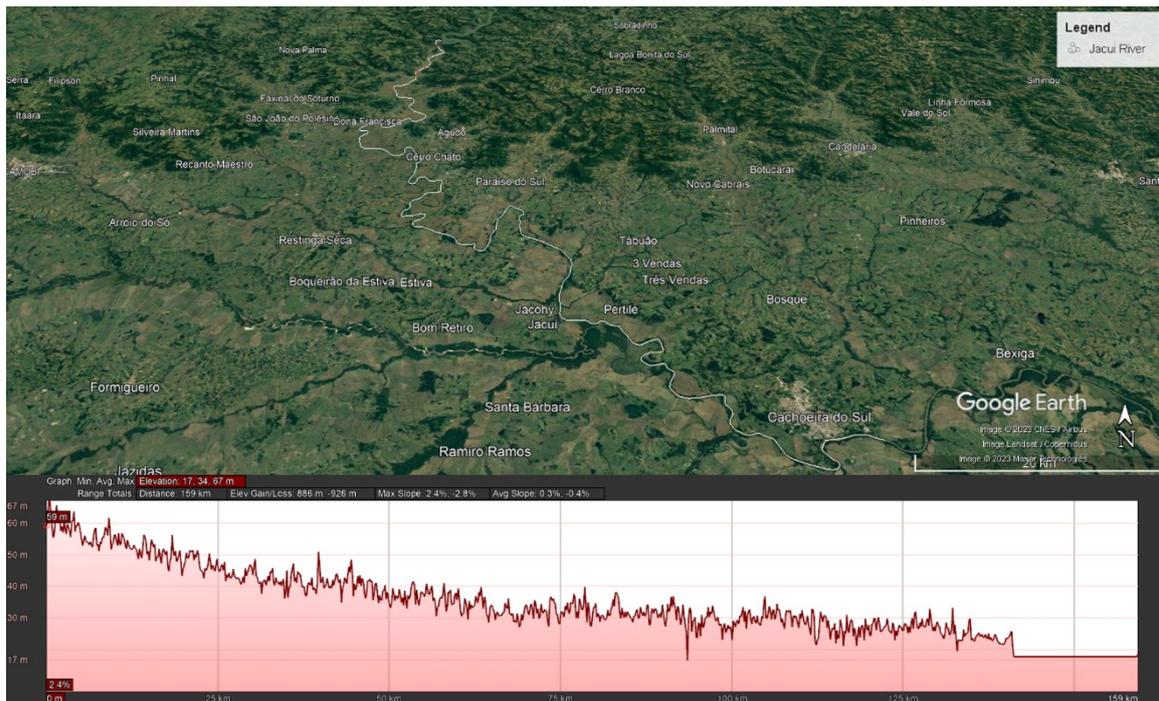


Figura 52 – Barragem de Dona Francisca, Rio Jacuí. Linhas centrais do rio e perfil longitudinal sobre imagens de satélite de alta resolução do Google Earth Pro.