



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
CURSO DE ENGENHARIA HÍDRICA



PRISCILA MARIA KIPPER

**AVALIAÇÃO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DE BARRAGENS
COM DIFERENTES METODOLOGIAS E PARÂMETROS DE
ENTRADA: ESTUDO DE CASO BARRAGEM DO SALTO, RS**

Porto Alegre

2022

PRISCILA MARIA KIPPER

**AVALIAÇÃO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DE BARRAGENS COM
DIFERENTES METODOLOGIAS E PARÂMETROS DE ENTRADA:
ESTUDO DE CASO BARRAGEM DO SALTO, RS**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheira Hídrica.

Orientador: Eder Daniel Teixeira

Coorientador: Renato Steinke Júnior

Porto Alegre

2022

CIP - Catalogação na Publicação

Kipper, Priscila Maria
AVALIAÇÃO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DE BARRAGENS COM
DIFERENTES METODOLOGIAS E PARÂMETROS DE ENTRADA:
ESTUDO DE CASO BARRAGEM DO SALTO, RS / Priscila Maria
Kipper. -- 2022.

84 f.

Orientador: Eder Daniel Teixeira.

Coorientador: Renato Steinke Júnior.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) --
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto
de Pesquisas Hidráulicas, Curso de Engenharia Hidrica,
Porto Alegre, BR-RS, 2022.

1. Ruptura de barragens. 2. Método simplificado. 3.
Método computacional. 4. Mancha de inundação. I.
Teixeira, Eder Daniel, orient. II. Steinke Júnior,
Renato, coorient. III. Título.

PRISCILA MARIA KIPPER

AVALIAÇÃO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DE BARRAGENS COM
DIFERENTES METODOLOGIAS E PARÂMETROS DE ENTRADA:
ESTUDO DE CASO BARRAGEM DO SALTO, RS

Trabalho de conclusão de curso de
graduação apresentado ao Instituto de
Pesquisas Hidráulicas da Universidade
Federal do Rio Grande do Sul como
requisito parcial para a obtenção do título de
Engenheira Hídrica.

Porto Alegre, 14 de outubro de 2022.

Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira – IPH/UFRGS

Orientador

Me. Renato Steinke Júnior – Doutorando PPGRHSA - IPH/UFRGS

Coorientador

Prof. Dr. Gean Paulo Michel – IPH/UFRGS

Examinador

Me. Rute Ferla – Doutoranda PPGRHSA - IPH/UFRGS

Examinadora

Ao meu irmão, Jean.

AGRADECIMENTOS

“Sonho que se sonha só é só sonho, mas sonho que se sonha junto é realidade” (Raul Seixas). A conclusão deste trabalho é, sem dúvidas, um sonho sendo realizado devido à contribuição de várias pessoas que estiveram comigo durante minha trajetória dentro da UFRGS. Por isso, gostaria de agradecer:

Ao meu orientador professor Eder pela confiança, pelo incentivo e disposição para auxiliar em tudo que foi necessário. Agradeço também ao meu coorientador Renato pelas palavras de apoio e motivação, pelas sugestões, críticas e pelo ombro amigo de sempre.

Ao Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH) pela oportunidade de iniciar na pesquisa científica, pelo incentivo e apoio em todos os meus anos de atuação como bolsista. Agradeço também a todos os meus colegas, ex-colegas e amigos dentro do LOH, que sempre estão dispostos a oferecer uma palavra de apoio e deixam mais leve o ambiente de trabalho.

Aos meus pais que sempre estiveram ao meu lado, demonstraram apoio em todas as minhas decisões e auxiliaram para que esse sonho pudesse ser realizado. Ao meu irmão, que me motiva, me inspira e é o meu parceiro em inúmeros momentos.

Aos meus amigos de vida, Martina e Rafael, que iniciaram esse sonho comigo, vibraram em todas as minhas conquistas e nunca pouparam esforços para me apoiar. Sem vocês, essa conquista não faria sentido. E aos meus amigos Francine, Juliana e Matheus, que estão comigo nos melhores e piores momentos e oferecem as melhores palavras de conforto e incentivo.

Além do ensino, a UFRGS me presenteou com grandes amigos: Amanda, Fernando, Isadora, Mayra, Willian e tantos outros. Essa trajetória só foi suportável por vocês estarem ao meu lado, não existem palavras que expressem o tanto que eu agradeço e sou feliz por ter vocês junto a mim.

Ao meu namorado Arthur, por todo o amor, companheirismo e incentivo. Caminhar ao teu lado me inspira e me motiva a realizar mais sonhos.

“O real não está na saída nem na chegada: ele se dispõe para a gente é no meio da travessia.”

Guimarães Rosa

RESUMO

Há milhares de anos as barragens são estruturas utilizadas para o benefício da sociedade. Apesar do avanço das tecnologias de construção e na fiscalização da segurança dessas estruturas, não se pode desconsiderar a possibilidade de falhas e acidentes. Caso o vale a jusante do barramento esteja ocupado, a onda de cheia proveniente da ruptura de barragens pode representar um grande potencial destrutivo, resultando em perdas sociais, ambientais, econômicas e de vidas humanas. Nesse contexto, o uso de metodologias simplificadas e computacionais são alternativas importantes para analisar uma possível inundação, causada por um rompimento hipotético, no vale a jusante. O presente estudo objetiva analisar comparativamente os resultados de propagação de onda de cheia oriunda da ruptura hipotética da barragem do Salto, utilizando tanto um método simplificado quanto uma metodologia numérica. Para tal, foram analisados os resultados obtidos com as simulações no *software* HEC-RAS unidimensional variando dois parâmetros de entrada: coeficiente de rugosidade de Manning e bases topográficas. Os resultados das simulações computacionais também foram comparados aos resultados obtidos utilizando a metodologia simplificada de Melo (2015). Dessa forma, pôde-se fazer uma avaliação sobre os impactos gerados quando existe a variação do coeficiente de Manning e das bases topográficas, assim como a legitimidade do uso de metodologias simplificadas. Os resultados indicam que ao variar o coeficiente de rugosidade de Manning há pouca diferença na área de inundação e em outros parâmetros obtidos, quando comparados os resultados entre os coeficientes extremos adotados. Entretanto, ao alterar as bases topográficas percebe-se uma diferença maior nos resultados, principalmente para os terrenos que possuem resolução espacial e precisão distintas. Os resultados indicam que a metodologia simplificada de Melo (2015) é uma alternativa viável na análise preliminar de uma possível ruptura de barragem, porém, não se deve desconsiderar o uso de simulações computacionais para avaliação dos efeitos da ruptura de barragens.

Palavras-chave: ruptura de barragens; método simplificado; método computacional; mancha de inundação.

ABSTRACT

For thousands of years, dams have been structures used for the benefit of society. Despite advances in construction technology and in the safety monitoring of these structures, the possibility of failures and accidents cannot be discounted. If the valley downstream of the dam is occupied, the flood wave from a dam failure may represent a great destructive potential, resulting in social, environmental, economic and human lives losses. In this context, the use of simplified and computational methodologies are important alternatives to analyze a possible flood, caused by a hypothetical breach, in the downstream valley. The present study aims at comparatively analyzing the results of flood wave propagation originating from a hypothetical breach of the Salto dam, using both a simplified method and a numerical methodology. To this end, the results obtained from simulations in the one-dimensional HEC-RAS software varying two input parameters were analyzed: Manning's roughness coefficient and topographic bases. The results of the computer simulations were also compared to the results obtained using the simplified methodology of Melo (2015). Thus, it was possible to make an evaluation about the impacts generated when there is the variation of the Manning coefficient and topographic bases, as well as the legitimacy of using simplified methodologies. The results indicate that by varying the Manning roughness coefficient there is little difference in the flood area and other parameters obtained, when comparing the results between the extreme coefficients adopted. However, when changing the topographical bases one notices a greater difference in the results, especially for the terrains that have different spatial resolution and precision. The results indicate that the simplified methodology of Melo (2015) is a viable alternative in the preliminary analysis of a possible dam failure, however, one should not disregard the use of computer simulations to evaluate the effects of dam failure.

Keywords: dam failure; simplified method; computational method; flood stain.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Evolução do número de acidentes e incidentes cadastrados pelos Relatórios de Segurança de Barragens. Fonte: Adaptado de ANA (2020).	23
Figura 2. Exemplo do processo de evolução da erosão por galgamento. Fonte: USACE (2014).	28
Figura 3. Exemplo do processo de evolução da erosão interna. Fonte: USACE (2014).	29
Figura 4. Formas dos hidrogramas proposto por Mascarenhas em 1990. Fonte: Adaptado de Brasil (2005).....	33
Figura 5. Diferenças entre MDS e MDT. Fonte: Adaptado de Guth <i>et al.</i> (2021).	43
Figura 6. Fluxograma de execução da metodologia.....	44
Figura 7. Localização da barragem do Salto e do trecho estudado.	46
Figura 8. Barragem do Salto.	46
Figura 9. Estrutura da barragem do Salto e reservatório.	47
Figura 10. Região a jusante da barragem do Salto.	47
Figura 11. Hidrograma de ruptura com recorrência de 10000 anos.	48
Figura 12. Bases topográficas utilizadas.	50
Figura 13. Perfil longitudinal do eixo do rio Caí no trecho estudado.	51
Figura 14. Seções transversais analisadas.	52
Figura 15. Profundidades das seções transversais analisadas.	53
Figura 16. Exemplificação do coeficiente de rugosidade de Manning [$\text{sm}^{-1/3}$]. Fonte: Brisbane (2017).....	56
Figura 17. Ilustração da mudança de declividade.	58
Figura 18. Comparação entre os resultados de largura máxima do Cenário 1. 60	
Figura 19. Comparação entre os resultados de profundidade máxima do Cenário 1.....	61
Figura 20. Propagação das vazões máximas do Cenário 1.	63
Figura 21. Diferença entre as áreas das manchas de inundação do Cenário 1.	65
Figura 22. Detalhe das manchas de inundação do Cenário 1.....	66
Figura 23. Comparação entre os resultados de largura máxima do Cenário 2. 68	

Figura 24. Comparação entre os resultados de profundidade máxima do Cenário 2.....	69
Figura 25. Propagação das vazões máximas do Cenário 2.	70
Figura 26. Diferença entre as áreas das manchas de inundação do Cenário 2.	72
Figura 27. Detalhe das manchas de inundação do Cenário 2.....	73
Figura 28. Comparação entre os resultados de largura máxima do Cenário 3.	74
Figura 29. Comparação entre os resultados de profundidade máxima do Cenário 3.....	75
Figura 30. Propagação das vazões máximas do Cenário 3.	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Informações dos casos de ruptura encontrados.....	24
Tabela 2. Causas da ruptura de barragens.....	26
Tabela 3. Metodologias utilizadas para determinação da vazão máxima. Fonte: Adaptado de Rossi (2020).....	34
Tabela 4. Estimativas do coeficiente de Manning [$\text{sm}^{-1/3}$]. Fonte: Adaptado de USACE (2016).....	42
Tabela 5. Características das bases topográficas utilizadas.....	49
Tabela 6. Distâncias das seções transversais analisadas tomada a partir da Barragem do Salto.....	52
Tabela 7. Valores de declividade usados para o método de Melo.....	58
Tabela 8. Comparação entre os resultados de largura máxima (em m) do Cenário 1.....	60
Tabela 9. Comparação entre os resultados de profundidade máxima (em m) do Cenário 1.....	61
Tabela 10. Comparação entre os resultados de propagação das vazões máximas (em m^3/s) do Cenário 1.....	62
Tabela 11. Comparação das áreas inundadas do Cenário 1.....	64
Tabela 12. Comparação entre os resultados de largura máxima (em m) do Cenário 2.....	67
Tabela 13. Comparação entre os resultados de profundidade máxima (em m) do Cenário 2.....	68
Tabela 14. Comparação entre os resultados de propagação das vazões máximas (em m^3/s) do Cenário 2.....	70
Tabela 15. Comparação das áreas inundadas do Cenário 2.....	71
Tabela 16. Comparação entre os resultados de largura máxima (em m) do Cenário 3.....	74
Tabela 17. Comparação entre os resultados de profundidade máxima (em m) do Cenário 3.....	75
Tabela 18. Comparação entre os resultados de propagação das vazões máximas (em m^3/s) do Cenário 3.....	76
Tabela 19. Síntese do desvio padrão dos parâmetros analisados.....	77

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

1D	Unidimensional
2D	Bidimensional
ANA	Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico
BEN	Balanço Energético Nacional
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
CEEE-G	Companhia Estadual de Geração de Energia Elétrica
CRI	Categoria de Risco
DPA	Dano Potencial Associado
GIS	Sistema de Informação Geográfica
HEC-RAS	<i>Hydrologic Engineering Center – River Analysis System</i>
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MDE	Modelo Digital de Elevação
MDS	Modelo Digital de Superfície
MDT	Modelo Digital de Terreno
MI	Ministério da Integração Nacional
MME	Ministério de Minas e Energia
PAE	Plano de Ação de Emergência
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
PSB	Plano de Segurança de Barragens
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>
UTM	<i>Universal Transverse Mercator</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área da seção (L^2);
$D_{máx}$	distância máxima a jusante atingida pela onda de cheia (L);
g	aceleração da gravidade (L/T^2);
H_d	altura da barragem (L);
H_w	altura da água no momento da ruptura (L);
n	coeficiente de rugosidade ou coeficiente de Manning ($TL^{-1/3}$);
S_0	declividade do fundo do rio (L/L);
S_f	declividade da linha de energia (L/L);
Q	vazão (L^3/T);
Q_p	vazão de pico (L^3/T);
Q_x	vazão observada na seção em estudo (L^3/T);
$Q_{máx}$	vazão máxima (L^3/T);
R_h	raio hidráulico da seção para a profundidade analisada (L);
t	tempo (T);
T_b	tempo de base do hidrograma (T);
T_p	tempo de pico do hidrograma (T);
V_r	volume máximo do reservatório (L^3).
V_w	volume de água no reservatório (L^3);
x	distância ao longo do rio no sentido longitudinal (L);
y	profundidade do escoamento (L).

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
2 OBJETIVOS	19
2.1 OBJETIVO PRINCIPAL	19
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	19
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
3.1 ASPECTOS GERAIS SOBRE BARRAGENS	20
3.1.1 Definições	20
3.1.2 Histórico	21
3.2 RUPTURA DE BARRAGENS	22
3.2.1 Casos Históricos	23
3.2.2 Tipos de Ruptura	26
3.2.2.1 Galgamento (<i>overtopping</i>).....	27
3.2.2.2 Erosão interna (<i>piping</i>)	28
3.2.2.3 Falhas na fundação	29
3.3 LEGISLAÇÃO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS	30
3.3.1 Lei Federal nº 12.334/2010 alterada pela Lei nº 14.066/2020	30
3.4 ANÁLISE DE RUPTURA DE BARRAGENS	31
3.4.1 Hidrograma de Ruptura	32
3.5 MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DE PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	34
3.5.1 Modelos Hidrodinâmicos	35
3.5.2 Métodos Simplificados	38
3.6 DADOS DE ENTRADA PARA MODELOS DE RUPTURA	41
3.6.1 Coeficiente de rugosidade de Manning	41
3.6.2 Topografia do vale a jusante	42
4 METODOLOGIA	44
4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	44
4.2 BASE DE DADOS	48
4.2.1 Hidrograma	48
4.2.2 Bases topográficas	49
4.3 CENÁRIOS ESTUDADOS	51
4.3.1 Software HEC-RAS 1D	54
4.3.1.1 Cenário 1	55

4.3.1.2 Cenário 2	57
4.3.2 Método de Melo (2015)	57
4.3.2.1 Cenário 3	57
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
5.1 CENÁRIO 1	59
5.2 CENÁRIO 2	66
5.3 CENÁRIO 3	73
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS	78
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	80

1 INTRODUÇÃO

Há milhares de anos as barragens são estruturas utilizadas para o benefício da sociedade. Seus reservatórios garantem o abastecimento durante as secas e reduzem os impactos negativos ocasionados pelos eventos de cheias, por exemplo. De acordo com a Comissão Internacional de Grandes Barragens – ICOLD (2020), há mais de 58000 grandes barragens, com altura superior a 15 m e volume de reservatório igual ou maior a 3 hm³, no mundo. Os principais usos relacionados a esses barramentos estão concentrados em setores de geração de energia elétrica, irrigação, abastecimento populacional e controle de inundação, que juntos representam quase 90% das barragens de propósito único.

Apesar do avanço das tecnologias de construção e da realização de estudos que visam garantir a segurança na fase de projeto de barragens, não se deve desconsiderar a possibilidade de falhas e acidentes. Caso o vale a jusante do barramento esteja ocupado, a onda de cheia proveniente da ruptura de barragens pode representar um grande potencial destrutivo, resultando em perdas sociais, ambientais, econômicas e de vidas humanas. A partir de dados da Grade Estatística do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) e do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), o *site* DW (2022) realizou uma análise e reportou que, no Brasil, aproximadamente um milhão de pessoas residem perto de barragens potencialmente perigosas. Infelizmente essa realidade gera consequências que são confirmadas através dos vários exemplos recentes de acidentes envolvendo barragens de água e de rejeitos em alguns estados, como: Amapá, Bahia, Goiás, Minas Gerais, Pará e Piauí (SILVA e SILVA, 2020).

A legislação brasileira foi instituída em 2010 com a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) através da Lei 12.334/2010 (BRASIL, 2010). Esta lei representou uma mudança importante no cenário brasileiro de segurança de barragens, pois diversos aspectos que antes eram avaliados somente por experiência passaram a ser afirmados e institucionalizados por Lei Federal (FERLA, 2018). Com o intuito de mitigar riscos e consequências geradas pela ruptura de uma barragem, a Lei exige a elaboração de um Plano de Segurança de Barragens (PSB) e de um Plano de Ação de Emergência (PAE). Recentemente, a Lei 12.334/2010 foi atualizada através da Lei 14.066/2020

(BRASIL, 2020) que, dentre diversas modificações, exige a elaboração do PAE para um número maior de barragens. A Lei 14.066/2020 reflete a necessidade nacional de novas exigências institucionais sobre barragens destinadas à acumulação ou disposição de rejeitos de mineração, impulsionada pelas catástrofes ocorridas em 2015, na Barragem de Fundão, no município de Mariana, e em 2019, na Barragem da Mina Córrego do Feijão, no município de Brumadinho, ambas localizadas no estado de Minas Gerais.

Para definir a classificação do risco associado a uma barragem e posterior elaboração de seu PAE, é necessário o conhecimento dos danos que uma possível ruptura da barragem possa gerar a jusante da estrutura (BRASIL, 2020). Neste caso, estudos de rompimento de barragens, conhecidos também como *Dam-Break*, tornam-se necessários para estimar parâmetros específicos do dano causado pelo rompimento. Todavia, tais estudos necessitam de dados de entrada coerentes para que os resultados se aproximem da realidade. Entretanto, a obtenção de dados como a topobatimetria do vale a jusante do barramento costuma ser difícil, pois necessita de recursos financeiros e tempo para a coleta de dados (MELO, 2015; TSCHIEDEL, 2017).

Desse modo, o uso de metodologias simplificadas surge como alternativa, possivelmente vantajosa, visto que necessitam de poucos dados de entrada, tais como: volume do reservatório, altura da barragem e vazão máxima, e são de rápida execução. Nos últimos anos, alguns autores vêm analisando a eficácia de metodologias simplificadas junto aos resultados adquiridos com o uso de metodologias numéricas (ROSSI, 2020). Entretanto, o número de trabalhos publicados comparando-se resultados obtidos através de metodologias simplificadas e métodos numéricos é, ainda, pouco expressivo, não se podendo afirmar sobre a eficácia das metodologias simplificadas frente aos resultados observados quando da ocorrência de um fenômeno real (TEIXEIRA *et al.*, 2017).

Com base nos fatos relatados e procurando contribuir com as pesquisas realizadas, este trabalho de conclusão de curso visa analisar comparativamente os resultados de propagação de onda de cheia oriunda da ruptura hipotética de uma barragem utilizando tanto um método simplificado quanto uma metodologia numérica, tendo como estudo de caso a barragem do Salto, de propriedade da Companhia Estadual de Geração de Energia Elétrica (CEEE-G), localizada na cidade de São Francisco de Paula, no estado do Rio Grande do Sul, Brasil.

2 OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho de conclusão de curso estão subdivididos em objetivo principal e objetivos específicos e são apresentados na sequência.

2.1 OBJETIVO PRINCIPAL

Comparar a propagação da onda de cheia oriunda da ruptura hipotética da barragem do Salto utilizando uma metodologia simplificada e simulações hidrodinâmicas conduzidas no software HEC-RAS 1D.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Visando atingir o objetivo principal, os seguintes objetivos específicos foram definidos:

- Analisar o impacto dos parâmetros, tais como área inundada, largura e profundidade máxima nas seções transversais analisadas e propagação da vazão máxima nas simulações hidrodinâmicas oriundo da mudança dos coeficientes de rugosidade de Manning;
- Investigar o impacto de se utilizar diferentes modelos digitais de elevação;

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica apresenta os principais conceitos teóricos necessários para o entendimento do presente trabalho de conclusão de curso.

3.1 ASPECTOS GERAIS SOBRE BARRAGENS

3.1.1 Definições

A definição exata do termo “barragem” é dificilmente encontrada na bibliografia. Existem diversas definições para o conceito, de acordo com diferentes literaturas. O United States Bureau of Reclamation (USBR, 1987) considera que barragens são estruturas construídas com o propósito de represamento de água para diversos usos e que, conseqüentemente, podem oferecer risco à segurança pública. Já Baptista e Lara (2001) descrevem que barragens são obras hidráulicas destinadas a efetuar o represamento de um curso d’água, com o objetivo da utilização mais racional dos recursos hídricos. Para Cruz (1996), barragens são estruturas destinadas à retenção e à acumulação de água e a construção deste tipo de obra permite controlar o fluxo da água.

Segundo o Ministério da Integração Nacional – MI (2002), barragem é uma estrutura construída transversalmente a um rio ou talvegue com a finalidade de obter a elevação do seu nível d’água e/ou criar um reservatório de acumulação de água seja de regulação das vazões do rio, seja de outro fluido. Marangon (2004) e Silveira e Cruz (2005) dizem que barragem é um componente de um aproveitamento hídrico sendo um elemento estrutural construído transversalmente à direção do escoamento de um rio, destinada a criar um reservatório artificial de acumulação de água e um desnível hidráulico localizado para uso específico e múltiplo com a devida segurança.

A Lei 14.066/2020 (BRASIL, 2020) afirma que barragem é qualquer estrutura construída dentro ou fora de um curso permanente ou temporário de água, em talvegue ou em cava exaurida com dique, para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas.

3.1.2 Histórico

Através de descobertas arqueológicas acredita-se que as barragens são instrumentos utilizados desde as civilizações mais antigas, há milhares de anos (ROSSI, 2020). Segundo Jansen (1983), diversas civilizações utilizaram da capacidade das barragens com o intuito de armazenar água para suprir demandas relativas ao abastecimento e à irrigação. De acordo com Pereira (2015), estima-se que barragens são utilizadas desde antes de 1.000 a.C., entretanto a história remota das barragens não é esclarecedora.

Segundo Smith (1971) *apud* Ferla (2018), o registro da barragem mais antiga, no mundo, corresponde à barragem Sadd el-Kafara, construída no Egito. O barramento, constituído de cascalho, pedras e terra, foi construído com objetivo de reservar água aos trabalhadores das pedreiras da região e possuía 11 m de altura, 107 m de comprimento e 570000 m³ de volume de reservatório (PEREIRA, 2015). Devido a um processo de galgamento pela ausência de um vertedouro, a estrutura rompeu antes do término da sua conclusão (JANSEN, 1983).

No Brasil, a mais antiga barragem de que se possui conhecimento aparece em um mapa holandês no ano de 1577 e é conhecida como açude Apipucos, construída possivelmente no final do Século XVI, onde atualmente fica localizada a cidade de Recife, no estado de Pernambuco. A necessidade da construção de barragens no Brasil teve seu início marcado pelas grandes secas ocorrentes no Nordeste no ano de 1877, que se estenderam por três anos e foram provenientes do fenômeno El Niño. Por este motivo, as barragens de combate às secas se popularizaram marcando o início do planejamento e projeto das grandes barragens no país (CBDB, 2011).

Após a Segunda Guerra Mundial, a sociedade percebeu a necessidade de crescer economicamente, e, para isso, explorar os recursos naturais disponíveis tornou-se uma alternativa atrativa utilizada para o desenvolvimento e progresso econômico. No mundo, a exploração hidrelétrica foi fortemente incitada a partir dos anos 1930 e principalmente depois dos anos 1950 (OLIVEIRA, 2018). De acordo com o World Commission on Dams (2000), mais de cinco mil grandes barragens já haviam sido construídas em todo o mundo até a década de 1970.

No Brasil, a percepção de rios abundantes como fonte de hidroeletricidade promoveu a expansão da construção de hidrelétricas a partir dos anos 1950. A construção de usinas hidroelétricas, e, conseqüentemente, a construção de barragens e estruturas associadas, teve um maior impulso no ano de 1961, após a criação da Eletrobrás (FERLA, 2018). De acordo com dados coletados pelo Balanço Energético Nacional (BEN), realizado pelo Ministério de Minas e Energia (MME, 2021), atualmente a fonte hídrica responde por 65,2% da oferta interna de matriz elétrica de origem predominantemente renovável do país.

3.2 RUPTURA DE BARRAGENS

Desde o início da construção de barragens pode-se considerar a existência de acidentes associados aos seus rompimentos (TSCHIEDEL *et al.*, 2019). Collischonn (1997) relata que a experiência mostra que barragens consideradas como bem construídas também podem falhar. Collischonn e Tucci (1997, p. 191) afirmam que:

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

A Resolução Nº 144, de 10 de julho de 2012, do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) (BRASIL, 2012) estabelece diretrizes para implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e define, no art. 2º, os conceitos de acidente e incidente. A Resolução considera acidente como sendo o comprometimento da integridade estrutural, ocasionado pelo colapso parcial ou total da estrutura, com liberação do conteúdo de um reservatório, enquanto incidente é considerado como qualquer ocorrência, não controlada e que possa causar um acidente, que afete o comportamento da barragem ou estrutura anexa.

O Relatório de Segurança de Barragens (RSB, 2020) apresenta dados alarmantes sobre as barragens brasileiras. De acordo com os dados coletados pelos órgãos fiscalizadores, atualmente, existem 122 barragens consideradas em situação crítica portando algum comprometimento estrutural, distribuídas em

23 estados brasileiros. Os quantitativos observados relacionados a acidentes e incidentes superaram os verificados em todos os anos anteriores e acredita-se que esse aumento foi ocasionado devido a intensas precipitações que ocasionaram cheias históricas. A Figura 1 apresenta a evolução do número de acidentes e incidentes ocorridos no Brasil.

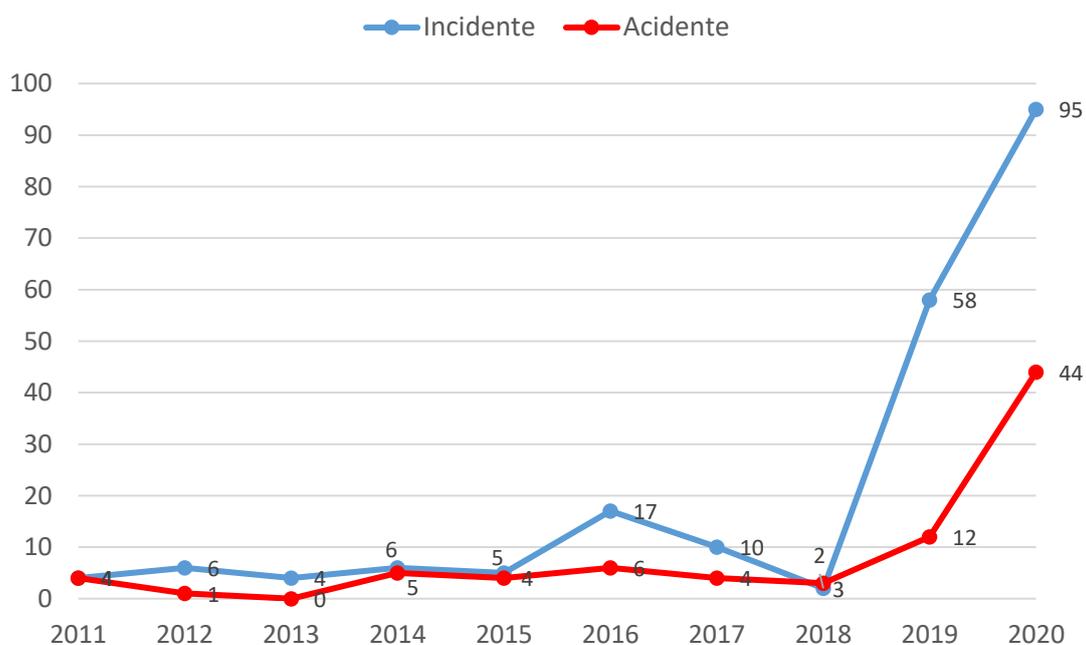


Figura 1. Evolução do número de acidentes e incidentes cadastrados pelos Relatórios de Segurança de Barragens. Fonte: Adaptado de ANA (2020).

3.2.1 Casos Históricos

Segundo Balbi (2008), os acidentes envolvendo barragens acontecem mais frequentemente nos países que se destacaram na construção dessas estruturas. Monte-Mor (2004) afirma que para administrar o risco, deve-se realizar uma avaliação de risco. Dessa forma, analisar o histórico de falhas de barragens é importante para detectar possíveis equívocos ou negligências ocorridas anteriormente, e, a partir disso, estudar medidas de prevenção (AGUIAR, 2014).

Dito isso, a Tabela 1 apresenta alguns casos históricos de rupturas de barragens ocorridas no Brasil e no mundo. Os casos estão apresentados em ordem cronológica e foram selecionados considerando os danos e prejuízos causados a jusante, além de fatalidades.

Tabela 1. Informações dos casos de ruptura encontrados.

Barragem	Local	Tipo	Ano de ruptura	Finalidade	Observações	Bibliografia
Dale Dyke	Inglaterra	Terra	1864	Abastecimento de água	Ruptura ocasionada por uma erosão interna pelo maciço. Gerou quase 250 vítimas.	BALBI (2008) e BINNIE (1978).
South Fork	EUA	Terra	1889	Controle de cheias	Galgamento ocasionado por uma grande onda de cheia, 2200 pessoas foram vítimas.	AGUIAR (2014) e JANSEN (1983)
St Francis	EUA	Concreto em arco	1928	Abastecimento de água	Trincas, vazamentos pela estrutura e surgência na fundação deixaram 450 vítimas.	JANSEN (1983) e SILVA (2017)
Malpasset	França	Concreto em arco	1959	Abastecimento de água	Ruptura ocasionada por surgências na ombreira direita. Gerou 421 vítimas.	JANSEN (1983)
Orós	Brasil	Terra	1960	Irrigação	Galgamento devido a um evento de precipitações intensas, gerou 1000 vítimas.	CBDB (2011) e JANSEN (1983)
Vajont	Itália	Concreto em arco	1963	Geração de energia elétrica	Galgamento devido a um grande escorregamento de terra em seu reservatório, ocasionou 2600 vítimas. Não houve a ruptura da barragem.	BALBI (2008) e JANSEN (1983)
Banqiao	China	Terra	1975	Controle de cheias e geração de energia elétrica	Chuvas extremas geraram o galgamento da barragem que colapsou mais outras 60 barragens localizadas a jusante da estrutura. Ocasinou 230000 vítimas.	FERLA (2018) e JANSEN (1983)
Teton	EUA	Terra	1976	Geração de energia elétrica	Erosão interna da fundação durante o primeiro enchimento do reservatório, deixou 14 vítimas.	COLLISCHONN (1997) e JANSEN (1983)

Tabela 1. Informações dos casos de ruptura encontrados (continuação).

Barragem	Local	Tipo	Ano de ruptura	Finalidade	Observações	Bibliografia
UHE Euclides da Cunha	Brasil	Terra	1977	Geração de energia elétrica	Galgamento gerado por não terem aberto as comportas do vertedouro.	SALIBA (2009)
Tous	Espanha	Terra e Concreto gravidade	1982	Abastecimento de água e geração de energia elétrica	Ruptura por galgamento após fortes chuvas, deixou mais de 30 vítimas.	BALBI (2008)
Quail Creek	EUA	Terra	1988	Irrigação	Ruptura por piping. Ocasinou danos ambientais e econômicos.	LAURIANO (2009)
Rio Verde	Brasil	Terra	2001	Contenção de resíduos minerais	Talude rompeu deixando 5 vítimas e diversos danos ambientais e econômicos.	LAURIANO (2009)
Camará	Brasil	Concreto CCR	2004	Geração de energia elétrica	Ruptura ocasionada por problemas na rocha de fundação da ombreira esquerda, deixou 6 vítimas.	BALBI (2008)
Situ Ginung	Indonésia	Terra	2009	Irrigação	Ruptura ocasionada por chuvas fortes, deixou 93 vítimas	LAURIANO (2009)
Fundão	Brasil	Terra	2015	Contenção de resíduos minerais	Deixou 19 vítimas e diversos danos ambientais	ROSSI (2020)
Xe-Pian Xe-Namnoy	Laos	Terra	2018	Geração de energia elétrica	Deixou 49 vítimas fatais e 22 desaparecidos, mais de 15000 pessoas afetadas.	INTERNATIONAL RIVERS (2020)
Sheyuegou	China	Cascalho com núcleo de concreto asfáltico	2018	-	Galgamento, deixou 20 vítimas fatais e 8 desaparecidos.	YU <i>et al.</i> (2021)
Barragem I	Brasil	Terra	2019	Contenção de rejeitos minerais	Ocasinou mais de 270 vítimas.	ROSSI (2020)
Rishiganga	Índia	Concreto	2021	Geração de energia elétrica	Ruptura ocasionada pela geleira que destruiu a barragem, deixou 150 vítimas.	CNN (2021)

3.2.2 Tipos de Ruptura

Analisando os casos históricos de ruptura de barragens abordados no item 3.2.1 percebe-se que os acidentes resultam da atuação de diferentes causas e agentes. De acordo com Mascarenhas (1990) existem dois grupos de causas que podem induzir à ruptura de uma barragem: causas materiais e humanas. As causas materiais englobam fatores como infiltração, galgamento, erosão interna, enchentes extremas, deslizamento das fundações ou do enrocamento, acomodações geológicas e efeitos sísmicos. Já as causas humanas incluem falhas no projeto e/ou na construção, operação inadequada do reservatório, terremotos induzidos e ações de guerra. Considerando o cenário brasileiro, a ELETROBRÁS (2003) classifica como principais causas de ruptura: rompimento de um dos taludes da barragem, ruptura da fundação, galgamento, ruptura por entubamento e ações de guerra ou terroristas.

Collischonn (1997) relata que também é importante analisar o tipo de barragem, em função do material, no que se refere às causas da ruptura. Segundo o autor, barragens de concreto são suscetíveis a colapsos instantâneos por apresentarem problemas na fundação ou estrutura, já barragens de terra apresentam maiores problemas de galgamento e infiltração ou erosão interna. De acordo com Imbrogno (2014), as barragens de concreto apresentam como principais falhas: fraqueza da fundação ou ombreira, baixa resistência ou deterioração do concreto, instabilidade, galgamento e erosão. A Tabela 2 reúne algumas das causas de ruptura conforme cada tipo de barragem, de acordo com os trabalhos dos autores Johnson e Illes (1976) apud Singh (1996), Costa (1985) e Atallah (2002) apud USACE (2014).

Tabela 2. Causas da ruptura de barragens.

Tipo de Barragem	Tipo de Ruptura
Terra ou Enrocamento	Galgamento
	Erosão interna/infiltração
	Falhas na fundação
	Ação das ondas
Concreto em Gravidade	Deslizamento
	Tombamento
	Falhas na fundação
	Galgamento
	Erosão interna/infiltração

Tipo de Barragem	Tipo de Ruptura
Concreto em Arco	Deslizamento de rochas
	Saturação das fundações rochosas
	Carga excessiva resultante de cheias extremas
	Cisalhamento
	Galgamento

Imbrogno (2014) avaliou em seu estudo incidentes associados a várias barragens de diferentes tipos. Avaliando apenas os incidentes com falhas que resultaram na ruptura da barragem, constatou-se que 40,5% ocorreram devido ao galgamento da estrutura, 31,6% correspondem à erosão interna, 15,2% devido às falhas no vertedouro e 12,7% ocorreram por causa de instabilidades. Considerando o histórico de ruptura de barragens encontrado na literatura e as informações apresentadas na Tabela 1, pode-se identificar as principais causas de ruptura. Dessa forma, nos itens a seguir, serão apresentados os aspectos gerais das três causas mais comuns de ruptura: galgamento, erosão interna e falhas na fundação.

3.2.2.1 Galgamento (*overtopping*)

As falhas por galgamento ocorrem quando o vertedouro não consegue liberar o extravasamento da água presente no reservatório, de forma que a água a montante escoar pelo topo da barragem. De acordo com Lauriano (2009), essa ação resulta da passagem de água em partes não projetadas para verter, incitando um processo de ruptura no maciço da barragem. Segundo Mascarenhas (1990), o galgamento é mais perigoso em barragens de terra, por serem constituídas de material solto. Jansen (1983) relata que barragens de concreto podem apresentar erosões em suas fundações devido ao galgamento, entretanto suportam um limite de tempo da ocorrência do fenômeno sem romper. O galgamento pode ser gerado principalmente por três causas: má operação no reservatório durante a cheia, ocorrência de uma cheia extraordinária ou pela formação de ondas dentro do reservatório ocasionadas por eventos de cheias ou sismos (COLLISCHONN, 1997). O fenômeno galgamento também é conhecido como *overtopping*, da literatura em inglês. A Figura 2 exemplifica a evolução da erosão causada por este fenômeno.

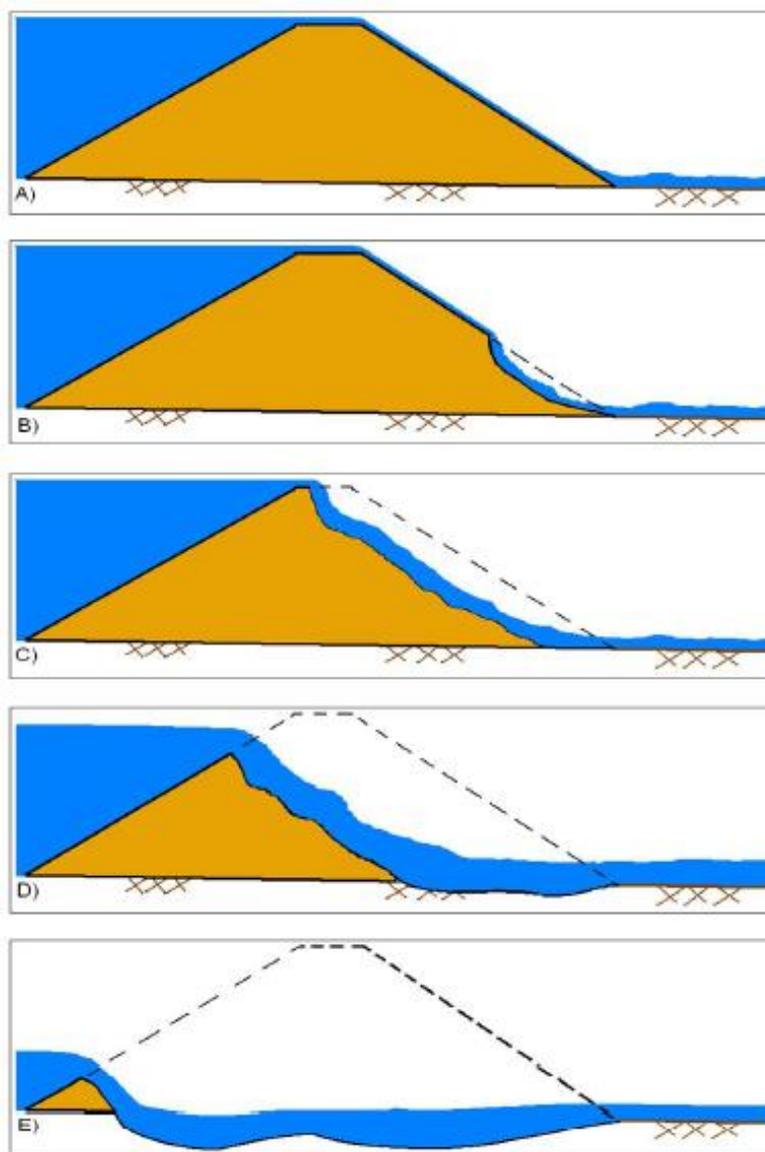


Figura 2. Exemplo do processo de evolução da erosão por galgamento. Fonte: USACE (2014).

3.2.2.2 Erosão interna (*piping*)

As falhas por erosão interna acontecem quando há percolação da água na barragem ou na fundação através do maciço. Quando as forças da percolação da água se tornam superiores às forças resistentes do material da estrutura, o processo de erosão interna se inicia, resultando, posteriormente, no colapso da estrutura devido ao carreamento progressivo do material da barragem. O processo de erosão interna também é conhecido, no Brasil, por infiltração ou entubamento, e, mundialmente, por *piping*, da literatura em inglês. A Figura 3 exemplifica a evolução do processo de erosão interna.

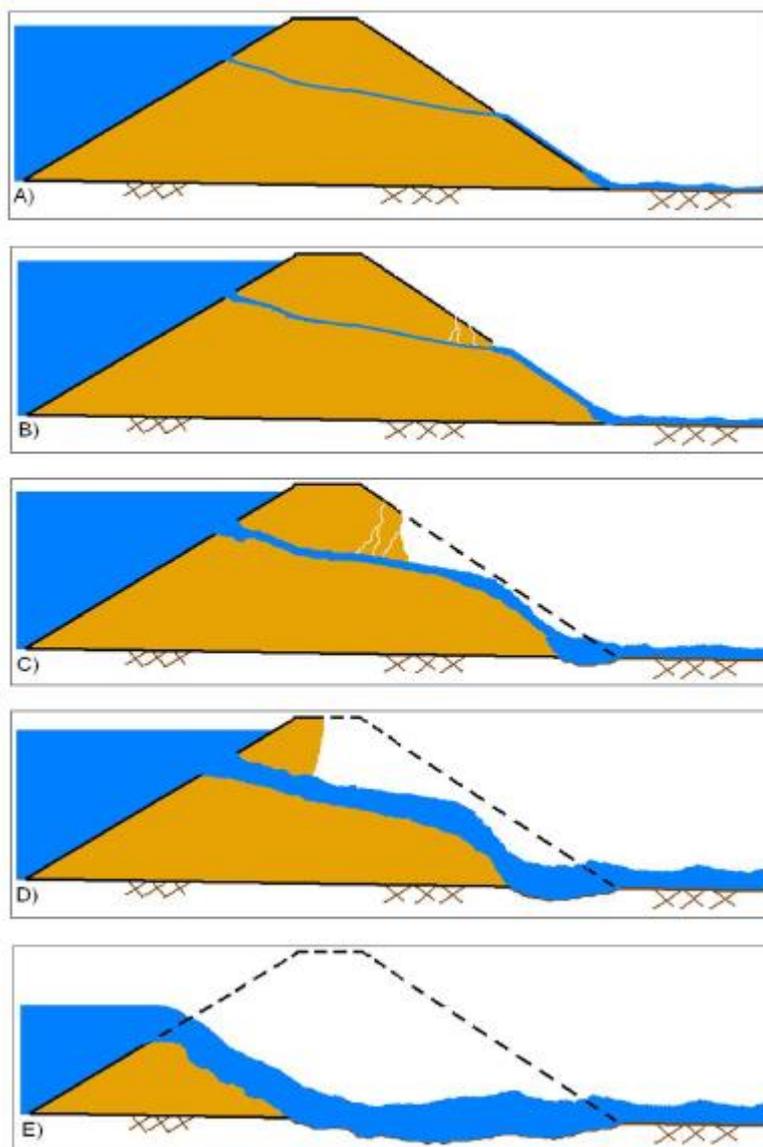


Figura 3. Exemplo do processo de evolução da erosão interna. Fonte: USACE (2014).

3.2.2.3 Falhas na fundação

Collischonn (1997) relata que os efeitos das conformações geológicas resultantes do enchimento do reservatório ou da saturação da fundação por infiltração podem gerar o deslizamento do terreno da barragem. Ainda que as falhas na fundação possam acontecer tanto em barragens de terra quanto barragens de concreto, existe uma chance maior desse tipo de acidente ocorrer em estruturas de concreto devido às patologias nas fundações, conforme dito no item 3.2.2.1. Este tipo de falha pode ocorrer em fundações que apresentam na sua composição materiais argilosos ou quando há uma baixa resistência a tensões de solicitação (MASCARENHAS, 1990).

3.3 LEGISLAÇÃO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS

A segurança de barragens nem sempre foi uma preocupação observada em diversos lugares do mundo. Após inúmeros acidentes com ruptura de barragens, a necessidade de implementar uma legislação que determine regras e cuidados foi um fator determinante para que o uso dessas estruturas fosse aceito com segurança.

De acordo com registros, o Reino Unido foi o pioneiro, criando, em 1930, um documento legislativo referente à segurança de barragens. A França criou, em 1966, um regulamento de segurança que foi reforçado por um decreto de 1968, tornando obrigatória a preparação de planos de emergência e resgate das populações a jusante. Em Portugal, foi instituído, em 1968, o Decreto-Lei nº 48.373. Os Estados Unidos implementaram, em 1972, a Lei Pública nº 92367, conhecida como Lei Nacional de Segurança de Barragem. Em 1978, a Austrália já possuía um decreto. A Espanha publicou em 1992 a sua primeira legislação. No Canadá, a legislação foi desenvolvida no ano de 1995 (BRASIL, 2005; FERLA, 2018; ROSSI, 2020).

No Brasil, a implementação da legislação aconteceu de forma lenta quando comparada ao cenário internacional. No ano de 2010, a Lei Federal nº 12.334 (BRASIL, 2010) foi promulgada com o intuito de regulamentar a segurança de barragens no país. Recentemente, a Lei nº 12.334 foi alterada pela Lei Federal nº 14.066/2020 (BRASIL, 2020) e trouxe mudanças importantes para o cenário de barragens.

3.3.1 Lei Federal nº 12.334/2010 alterada pela Lei nº 14.066/2020

A Lei nº 12.334/2010, de 20 de setembro de 2010, instituiu a PNSB e a criação do SNISB, destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais. A lei determina que as barragens sejam classificadas pelos agentes fiscalizadores, por Categoria de Risco (CRI), por Dano Potencial Associado (DPA) e pelo seu volume, conforme critérios estabelecidos pelo CNRH. Essa classificação é importante para embasar o PSB e determinar ou não a necessidade de elaboração do PAE, que descreve ações a serem tomadas pelo proprietário e operador da barragem, em caso de emergência (BRASIL, 2010).

Recentemente a Lei nº 12.334 foi alterada pela Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Dentre as mudanças ocorridas, destaca-se, na maior parte, a alteração da PNSB. A lei proíbe a construção ou o alteamento de barragens de mineração pelo método a montante, em que os diques de contenção se apoiam sobre o próprio rejeito ou sedimento previamente lançado e depositado, técnica construtiva utilizadas nas barragens de Fundão e da Mina Córrego do Feijão. Para a classificação de categoria de risco das barragens a lei inclui os critérios de métodos construtivos e idade do empreendimento, além dos critérios já exigidos anteriormente: características técnicas, estado de conservação e atendimento ao PSB. O conteúdo mínimo do PSB recebeu acréscimos de critérios que passam a ser obrigatórios mesmo para barragens cujo PAE não era exigido anteriormente. Somado a isso, o PAE passa a ser obrigatório para todas as barragens: com médio e alto DPA, classificadas como de alto risco, conforme critério do órgão fiscalizador, e a todas as barragens destinadas à disposição de rejeitos de mineração, independentemente da classificação quanto ao DPA e ao risco. O PAE também recebeu acréscimos nas responsabilidades do empreendedor (BRASIL, 2020).

Apesar da implementação tardia, a publicação de uma lei específica estabeleceu uma rede de responsabilidades relacionadas à segurança das barragens construídas no Brasil e eliminou um vazio institucional, gerando uma mudança no padrão até então executado e ampliando o foco para além da segurança estrutural. A atualização da lei contempla pendências relacionadas, principalmente, aos acidentes recentes ocorridos no país com barragens de rejeitos de mineração. Entretanto, ainda existe um longo caminho a ser percorrido para que haja o seu cumprimento total.

É importante salientar que este trabalho não visa analisar a legislação de segurança de barragens no estudo de caso desenvolvido, mas para um contexto geral foi realizada a pesquisa mostrada neste tópico sobre o assunto.

3.4 ANÁLISE DE RUPTURA DE BARRAGENS

O cenário que envolve uma ruptura de barragem indica uma matriz de risco potencial para a população do vale a jusante. Ao ocorrer uma ruptura, as vazões e níveis resultantes podem ser superiores aos máximos normalmente

encontrados no trecho a jusante do barramento, ocasionando diversas problemáticas (COLLISCHONN e TUCCI, 1997).

De acordo com Melo (2015) e Ferla (2018), as análises de ruptura de barragens devem seguir o conhecimento e as ponderações de alguns componentes principais: a simulação da forma da falha da barragem, como por exemplo, formação e parâmetros da brecha de ruptura, a determinação de um hidrograma de ruptura na seção da barragem e, por fim, a propagação do hidrograma a jusante do barramento.

A brecha de ruptura é a abertura formada no maciço, ocasionada pela falha da barragem, por onde escoa a água do reservatório, podendo ser alargada ou aprofundada conforme o fluxo de água (COLLISCHONN e TUCCI, 1997). A formação da brecha depende de inúmeros fatores que incluem: a geometria e composição do maciço, o método de construção, tipo e forma da crista da barragem, declividade da camada de proteção, volume do reservatório, vazão afluente durante a falha e modos de falha (FROEHLICH, 2008). O tamanho e tempo de formação da brecha estão relacionados ao tipo de estrutura da barragem e sua geometria, à topografia da fundação e do local de implantação, às propriedades dos materiais que compõem a barragem e do volume armazenado no reservatório no momento da ruptura (CHAUHAN *et al.*, 2004).

3.4.1 Hidrograma de Ruptura

O hidrograma de ruptura é fundamental para o desenvolvimento de um estudo realista de um caso de ruptura, pois ocorre exatamente na seção da barragem. Através dele, podem ser determinados o tempo de alerta e evacuação de área a jusante, os níveis de inundação e, também, as velocidades de escoamento associadas (ROSSI, 2020). Vários pesquisadores propuseram métodos para determinação do hidrograma em função da vazão de pico, do tempo de formação da brecha e do volume do reservatório. Um dos métodos mais utilizado é o hidrograma triangular simplificado (Figura 4), proposto por Mascarenhas (1990), em que se estima a vazão de pico para, na sequência, calcular o tempo restante para que o reservatório seja esvaziado. A Figura 4a mostra o hidrograma triangular simplificado para ruptura instantânea, que iguala a área do hidrograma ao volume do reservatório e a Figura 4b mostra o hidrograma triangular simplificado para ruptura progressiva, que permite a

visualização do tempo de formação da brecha caracterizado pelo tempo de pico (T_p), ajustando-se melhor à ruptura não instantânea (FARIA *et al.*, 2019).

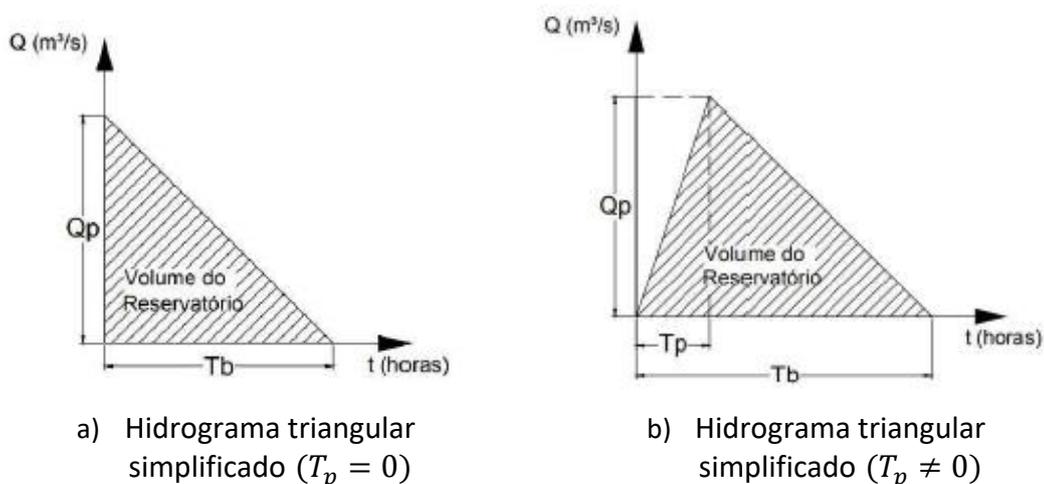


Figura 4. Formas dos hidrogramas proposto por Mascarenhas em 1990. Fonte: Adaptado de Brasil (2005).

Onde:

Q_p : vazão de pico (m^3/s);

T_b : tempo de base do hidrograma (h);

T_p : tempo de pico do hidrograma (h).

Para determinar a vazão máxima defluente devido à ruptura, diversos autores desenvolveram metodologias elaboradas a partir de modelos de regressões de dados históricos. Essas metodologias relacionam a vazão máxima com as características da barragem, tais como altura, comprimento da crista e volume do reservatório, e da brecha de ruptura, sendo elas largura, altura e tempo de formação. Entretanto, devido à limitação de dados provenientes de acidentes já observados, essas relações podem gerar resultados incertos.

A Tabela 3 apresenta algumas metodologias utilizadas para a determinação da vazão máxima. Os critérios utilizados para a definição de quais equações seriam apresentadas neste trabalho foram: a fácil aplicabilidade da equação, os parâmetros utilizados, a possibilidade de aplicação para barragens de concreto, o número significativo de casos estudados e a frequência de uso da equação em estudos já desenvolvidos.

Tabela 3. Metodologias utilizadas para determinação da vazão máxima. Fonte: Adaptado de Rossi (2020).

Autor (ano)	Equação	Observação
Hagen (1982)*	$Q_{m\acute{a}x} = 1,205(H_w V_w)^{0,48}$	-
U. S. Bureau of Reclamation (1982)	$Q_{m\acute{a}x} = 19,1(H_w)^{1,85}$	21 casos estudados
Costa (1985)*	$Q_{m\acute{a}x} = 0,763(V_w H_w)^{0,42}$	-
Froehlich (1995)	$Q_{m\acute{a}x} = 0,607(V_w^{0,295} H_w^{1,24})$	22 casos estudados
Pierce (2008)	$Q_{m\acute{a}x} = 0,038(V_w^{0,295} H_w^{1,24})$	87 casos estudados
Azimi <i>et al.</i> (2015)	$Q_{m\acute{a}x} = 0,0166\sqrt{gV_w}H_d$	94 casos estudados

*Equações válidas para barragens de concreto.

Onde:

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

H_d : altura da barragem (m);

V_w : volume de água no reservatório no momento da ruptura (m³);

g: aceleração da gravidade (m/s²).

3.5 MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DE PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA

Apesar dos inúmeros benefícios que as estruturas de barragens propiciam à população, a Tabela 1, mostrada neste estudo, reforça a necessidade de precaução e estudo dessas estruturas. O estudo de ruptura de barragens (*Dam-Break*) deve determinar a zona de inundação a jusante da barragem, até uma extensão em que a determinação dos riscos de ocorrência de fatalidades e de danos econômicos, sociais e ambientais possam ser considerados desprezíveis (ELETROBRÁS, 2003). A fim de se ter uma boa estimativa de propagação, algumas informações são importantes, como relatado por Collischonn e Tucci (1997, p.192):

“As informações necessárias para uma avaliação de rompimento de uma barragem são: áreas inundadas, cotas máximas e velocidades máximas em cada ponto, tempo de chegada da onda de cheia e o hidrograma de cheia. A definição das áreas inundadas e das cotas e velocidades máximas é fundamental para a estimativa dos prejuízos materiais. O tempo de chegada da onda é necessário para a formulação de planos de evacuação da população. O hidrograma de cheia é importante quando se avalia o efeito da onda de cheia sobre os reservatórios de jusante.”

Os modelos de propagação da onda de cheia buscam reproduzir o comportamento do escoamento ao longo de rios e canais assim como os efeitos gerados pela onda de cheia a jusante durante a propagação, como a translação e o amortecimento (COLLISCHONN E DORNELLES, 2013). Além disso, os modelos de propagação da onda de cheia por efeito da ruptura de uma barragem auxiliam na classificação do perigo, planejamento de ações de emergência, mapeamento e avaliação de risco (GRAHAM, 1998 apud LAURIANO, 2009).

Atualmente, existem inúmeros métodos e *softwares* que auxiliam na análise da ruptura de barragens possibilitando a construção de mapas que representem as áreas inundadas a jusante do barramento. Para escolher uma metodologia adequada, deve-se considerar as informações disponíveis, os custos necessários ao levantamento de dados indisponíveis e o tempo das análises (MELO, 2015).

Os itens 3.5.1 e 3.5.2 apresentam, respectivamente, os principais *softwares* utilizados na propagação da onda de ruptura a jusante e os métodos simplificados analisados neste trabalho.

3.5.1 Modelos Hidrodinâmicos

O objetivo do modelo hidrodinâmico é simular o movimento da onda de cheia por todo o vale a jusante da barragem, visando obter informações importantes em qualquer ponto de interesse da área de inundação, tais como: tempo de chegada da onda de ruptura e do nível máximo atingido, profundidades, velocidades e tempo de duração da onda para diferentes seções a jusante (MORRIS, 2000 apud LAURIANO, 2009). A fim de auxiliar os estudos de ruptura de barragens, atualmente, existem diversos modelos hidráulicos e hidrodinâmicos utilizados nas simulações. Com a ajuda desses modelos, pode-se estimar o início da formação da brecha, assim como a sua evolução e, também, a propagação da onda de cheia pelo vale a jusante gerada pela ruptura da estrutura (FERLA, 2018).

Para tais estudos existem diversos *softwares* que estão sendo testados e utilizados atualmente, dentre eles destacam-se os modelos: HEC-RAS (USACE, 1995), DAMBRK (FREAD, 1991), FLDWAV (FREAD e LEWIS, 1998) e LISFLOOD (BATES e DE ROO, 2000). Os modelos citados apresentam uma característica em comum: são baseados na modelagem hidráulica e

hidrodinâmica das equações de Saint-Venant, com diferentes graus de detalhamento ou simplificação (FERLA, 2018; ROSSI, 2020).

Atualmente, o HEC-RAS é um dos modelos mais utilizados nos estudos de *Dam-Break*. As vantagens que impulsionam o uso desse *software* ganham destaque, pois além de ser gratuito e trabalhar com pequenas simplificações na equação de Saint-Venant, o HEC-RAS possui uma vasta quantidade de materiais para análise e estudo do seu funcionamento. Ademais, possui uma boa interface visual e gráfica e permite a integração com *softwares* de análise GIS, facilitando a criação de mapas de inundação. O *software* ainda proporciona muita precisão e confiabilidade (ANA, 2018). Portanto, neste estudo optou-se por utilizar o *software* HEC-RAS como método computacional.

O *Hydrologic Engineering Center – River Analysis System* (HEC-RAS) foi desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center do U. S. Army Corps of Engineers (USACE), dos Estados Unidos, no ano de 1994. Desde então, vem sendo um dos *softwares* mais utilizados no meio científico, em estudos de modelagem hidrodinâmica, podendo simular escoamento em diferentes cenários, como unidimensional, bidimensional, permanente, não permanente, com transporte de sedimentos e leito móvel. Além disso, pode avaliar características do fluido como a temperatura e a qualidade da água.

A escolha entre a utilização de cenários 1D ou 2D é complexa pois depende do caso que está sendo estudado (USACE, 2016). Viseu *et al.* (1999, apud LAURIANO, 2009) relata que a simulação 1D apresenta resultados semelhantes ao fenômeno físico quando se encontra em vales de características topográficas e de ocupação pouco complexas, em que o escoamento na zona de inundação segue o mesmo percurso do rio. Goodell (2016) afirma que o uso do modelo 1D será mais adequado para locais onde o fluxo mantém um padrão unidirecional, sistemas de canais e planícies bem definidos e quando existem dados de elevação de qualidade e quantidade limitada.

A simulação de *Dam-Break*, para casos unidimensionais, utiliza, através do método de diferenças finitas, a resolução das equações de Saint-Venant: equação de conservação da massa (Equação 1) e equação da conservação da quantidade de movimento (Equação 2) (USACE, 1994).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Equação 1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = g \cdot A \cdot S_0 - g \cdot A \cdot S_f \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

Q : vazão (m³/s);

t : tempo (s);

A : área da seção (m²);

x : distância ao longo do rio no sentido longitudinal (m);

y : profundidade do escoamento (m);

S_0 : declividade do fundo do rio (m/m);

S_f : declividade da linha de energia (m/m);

g : aceleração da gravidade (m/s²).

A equação da conservação da quantidade de movimento, também chamada de equação dinâmica, representa as forças que agem sobre o escoamento, podendo ser decomposta por cinco termos, Equações 3, 4, 5, 6 e 7, que representam aspectos distintos das forças que atuam em um volume de controle (USACE, 2016). De acordo com Fan *et al.* (2014), a omissão total ou parcial dos termos da equação dinâmica resulta em modelos unidimensionais simplificados. Entretanto, a consideração da equação de Saint-Venant com todos os termos presentes representa o modelo hidrodinâmico, com seu escoamento unidimensional completo (TSCHIEDEL, 2017).

$$F_1 = g \cdot A \cdot S_f \quad \text{(força de atrito)} \quad \text{Equação 3}$$

$$F_2 = g \cdot A \cdot S_0 \quad \text{(força peso)} \quad \text{Equação 4}$$

$$F_3 = g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} \quad \text{(força de pressão)} \quad \text{Equação 5}$$

$$F_4 = \frac{\partial \left(Q^2 / A \right)}{\partial x} \quad \text{(inércia advectiva)} \quad \text{Equação 6}$$

$$F_5 = \frac{\partial Q}{\partial t} \quad \text{(inércia local)} \quad \text{Equação 7}$$

3.5.2 Métodos Simplificados

O interesse pela determinação de características envolvendo ruptura de barragens através de metodologias simplificadas já existe há, pelo menos, 40 anos (FERLA, 2018). As metodologias simplificadas possuem a função de estimar a propagação do hidrograma de ruptura a jusante da barragem sem a necessidade de utilizar modelos hidráulicos e hidrodinâmicos, mas procuram manter a veracidade nos resultados.

Alguns autores indicam, em alguns modelos, simplificações alternativas para a resolução das equações de Saint-Venant, como, por exemplo, Cunge (1969), Chanson (2004) e Fan *et al.* (2014). No entanto, o objetivo de simplificar o estudo da propagação de ondas de cheia, utilizando uma quantidade reduzida de dados a fim de estimar a vazão máxima proveniente da ruptura, fez com que diversos autores publicassem métodos baseados em dados empíricos obtidos a partir de cenários de rupturas já ocorridas e de simulações realizadas, entre eles, Soil Conservation Service (SCS, 1981), Hagen (1982), Wetmore e Fread (1983), Costa (1985), Barker and Schaefer (2007) e Melo (2015).

Melo (2015) relata que a utilização de métodos simplificados se torna vantajosa quando não há dados suficientes para realizar simulações em *software*, como, por exemplo, dados de terreno, dados hidrológicos e hidráulicos, entre outros. Entretanto, como citado por Rossi (2020) deve-se ressaltar que essa abordagem produz resultados que não possuem um detalhamento necessário para subsidiar a elaboração de um PAE. E, por isso, é indicado a utilização apenas como uma pré-avaliação dos efeitos causados a jusante da barragem em caso de ruptura. Neste estudo, optou-se por estudar e analisar o Método de Melo (2015), também utilizado e adaptado pela ANA em parceria com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para determinar o DPA em barragens brasileiras que possuem altura inferior a 15 m.

A metodologia denominada *Simplified Dam-break flood modeling* foi desenvolvida pelo pesquisador José Falcão de Melo e a equipe do LNEC, no ano de 2015, em Portugal. O método de Melo foi elaborado a partir da necessidade de implementação e/ou aprimoramento de regulamentações acerca da segurança de barragens no mundo e visa delinear áreas a jusante que seriam inundadas por causa da ruptura de barragens ou mau funcionamento delas, definindo, dessa forma, a classificação de risco das barragens.

A metodologia simplificada substitui a simulação numérica da propagação do hidrograma ao longo do vale a jusante por expressões semiempíricas, através de duas abordagens: a estimativa da máxima distância longitudinal ao rio na qual as consequências do rompimento são significativas e a estimativa da vazão de pico em seções transversais ao longo do rio (MELO, 2015). A aplicação do método de Melo pode ser subdividida em quatro etapas, detalhadas abaixo:

i) Determinação da distância máxima afetada a jusante

Melo (2015) relata que quanto maior é o volume contido no reservatório, maior será o alcance longitudinal dos efeitos destrutivos da onda gerada no rompimento. Portanto, a estimativa da distância máxima afetada é calculada através do uso desse parâmetro, como indicado na Equação 8 e na Equação 9.

$$D_{m\acute{a}x} = 8,870 \cdot 10^{-8} V_r^3 - 2,602 \cdot V_r^2 + 2,648 \cdot 10^{-1} V_r + 2,6737 \quad \text{Equação 8}$$

(para $V_r \leq 1000 \text{ hm}^3$)

$$D_{m\acute{a}x} = 100 \text{ km} \quad \text{(para } V_r > 1000 \text{ hm}^3\text{)} \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

$D_{m\acute{a}x}$: distância máxima a jusante atingida pela onda de cheia (km);

V_r : volume máximo do reservatório (hm^3).

ii) Cálculo da vazão máxima proveniente da ruptura

A etapa de determinação da vazão máxima na seção da barragem é realizada a partir das equações apresentadas na Tabela 3.

- iii) Estimativa do amortecimento da vazão de pico ao longo do vale a jusante

Após a definição da vazão máxima realizada na etapa anterior, calcula-se a vazão máxima em cada uma das seções estudadas ao longo do trecho do rio, determinando, dessa forma, a propagação da vazão máxima no vale a jusante da barragem. O número de seções transversais em estudo depende da quantidade de dados disponíveis, mas Melo (2015) recomenda a utilização de 20 seções transversais a fim de se obter resultados aceitáveis. Para a obtenção das vazões máximas em cada uma das seções, utilizam-se equações propostas pelo U. S. Bureau of Reclamation (USBR, 1989), Equação 10, e pelo Dams Sector (2011), Equação 11.

$$\frac{Q_x}{Q_{máx}} = 10^{-0,01243x} \quad (\text{para } V_r > 6,2 \text{ hm}^3) \quad \text{Equação 10}$$

$$\frac{Q_x}{Q_{máx}} = a \cdot e^{bx} \quad (\text{para } V_r \leq 6,2 \text{ hm}^3) \quad \text{Equação 11}$$

$$a = 0,002 \ln(V_r) + 0,9626$$

$$b = -0,20047 \cdot (V_r + 25000)^{-0,5979}$$

Onde:

Q_x : vazão observada na seção em estudo (m^3/s);

$Q_{máx}$: vazão máxima na primeira seção analisada ou seção do hidrograma de entrada (m^3/s);

x : distância da seção em estudo até a seção do hidrograma de entrada (em quilômetros (km) para Equação 10 e em metros (m) para a Equação 11);

V_r : volume do reservatório (m^3).

- iv) Estimativa de níveis máximos em pontos específicos a jusante.

De acordo com a metodologia de Melo (2015), deve-se utilizar a equação de Manning (Equação 12) para estimar a profundidade máxima atingida em cada seção transversal estudada. O autor também recomenda considerar valores altos (entre 0,06 a 0,07) para o coeficiente de Manning (n), pois, dessa forma, os resultados serão favoráveis à segurança, apresentando maiores níveis de água.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \sqrt{S_0} \cdot A \cdot R_h^{2/3}$$

Equação 12

Onde:

Q : vazão na seção analisada (m^3/s);

n : coeficiente de Manning ($sm^{-1/3}$);

S_0 : declividade da linha de energia (m/m);

A : área molhada da seção para a profundidade analisada (m^2);

R_h : raio hidráulico da seção para a profundidade analisada (m).

3.6 DADOS DE ENTRADA PARA MODELOS DE RUPTURA

Para realizar estudos em modelos hidrodinâmicos, algumas informações são requeridas além dos dados relacionados à barragem em análise. No geral, destaca-se que para a maioria dos estudos são necessários dados referentes ao coeficiente de Manning e à topografia do vale a jusante do barramento.

3.6.1 Coeficiente de rugosidade de Manning

O coeficiente de rugosidade de Manning (n) determina a resistência que o terreno impõe ao fluxo de escoamento, sendo fundamental para descrever o comportamento da vazão sobre uma superfície (Li e Zhang, 2001). A disponibilidade dos dados básicos como estimativas da rugosidade tem sido um fator limitante no uso de modelos hidrológicos (TUCCI, 1980). Lyra *et al.* (2010) afirmam, em seu estudo, a dificuldade da escolha correta dos coeficientes de Manning. Segundo Chow (1959), a escolha dos coeficientes de rugosidade deve ser cautelosa principalmente em áreas que possuem troca de características físicas, pois elas atuam como obstáculo para os escoamentos e possuem diferentes coeficientes de rugosidade. A Tabela 4 apresenta algumas estimativas do coeficiente de Manning para diferentes locais de escoamento, apresentando a variação relativa para um mesmo tipo de uso de solo, realizada pela USACE (2016) a partir de Chow (1959).

Tabela 4. Estimativas do coeficiente de Manning [$\text{sm}^{-1/3}$]. Fonte: Adaptado de USACE (2016).

Local de escoamento	Descrição	Mínimo	Normal	Máximo
Rios naturais	Limpo, pouco sinuoso e sem grandes obstruções	0,025	0,030	0,033
	Igual ao anterior, com alguns matacões e pedras	0,030	0,035	0,040
	Limpo, sinuoso com alguns bancos de areia	0,033	0,040	0,045
	Igual ao anterior, com obstruções, pedras, zonas inefetivas	0,045	0,050	0,060
	Trechos sinuosos, vagarosos com obstruções e muitas zonas inefetivas	0,050	0,070	0,080
	Trechos sinuoso com muitos obstáculos, vegetação e bancos de areia	0,070	0,100	0,150
Zonas de inundação	Zonas com gramíneas apenas	0,025	0,032	0,050
	Zonas agrícolas	0,020	0,035	0,050
	Vegetação densa de pequeno porte	0,045	0,085	0,160
	Zona limpa com árvores bem espaçadas	0,030	0,040	0,050
	Vegetação não fechada e presença de algumas árvores	0,035	0,055	0,080
	Vegetação média e obstáculos naturais consideráveis para o escoamento	0,080	0,100	0,120
	Vegetação densa em diversos estágios evolutivos. Mata fechada.	0,110	0,150	0,200

3.6.2 Topografia do vale a jusante

Para que os dados das características topográficas do vale a jusante do barramento possam ser utilizados em modelos de rompimento, normalmente é necessária a obtenção de dois dados complementares: batimetria e topografia, a fim de se gerar a topobatimetria da região em estudo. A topografia reúne a caracterização da área seca que virá a ser planície de inundação e a batimetria caracteriza a área molhada sendo ela a calha do rio. Esses dados são relevantes para o estudo de rompimento, pois as características topográficas do vale a jusante do barramento interferem no amortecimento do hidrograma, em maior ou menor intensidade (FERLA, 2018).

Estes dados podem ser obtidos de diversas maneiras, desde informações topográficas *in situ* até informações via satélite. O levantamento *in situ* tem como vantagem a obtenção de dados extremamente precisos, mas necessita de trabalhos em campo que demandam tempo e altos custos. Já os dados

provenientes do levantamento via satélite são muitas vezes disponibilizados gratuitamente para o usuário, porém possuem baixa precisão de detalhamento. Segundo Tschiedel (2017), cada método dispõe suas vantagens e desvantagens e deve ser avaliado no momento da escolha de como serão adquiridas informações altimétricas de um vale a jusante. Entretanto, com o avanço tecnológico na área de sensoriamento remoto, atualmente, existem diferentes modelos digitais de elevação (MDE) obtidos via satélite considerados como alternativa interessante, dependendo das características para simulação desejadas.

Para que haja um melhor entendimento, é importante explicar algumas classificações referente ao MDE. Jensen (2009) afirma que o uso do termo MDE é genérico, podendo ser dividido em: modelos digitais de terreno (MDT) e modelos digitais de superfície (MDS). A diferença entre os termos se faz visível na Figura 5, em que o MDS expõe informações relativas às cotas de todos os itens inseridos na área, enquanto o MDT representa digitalmente informações altimétricas relativas à superfície do terreno local. Para corpos d'água o MDT representa a superfície da água apenas, não reconhecendo a batimetria do terreno (GUTH *et al.*, 2021; TSCHIEDEL, 2017).

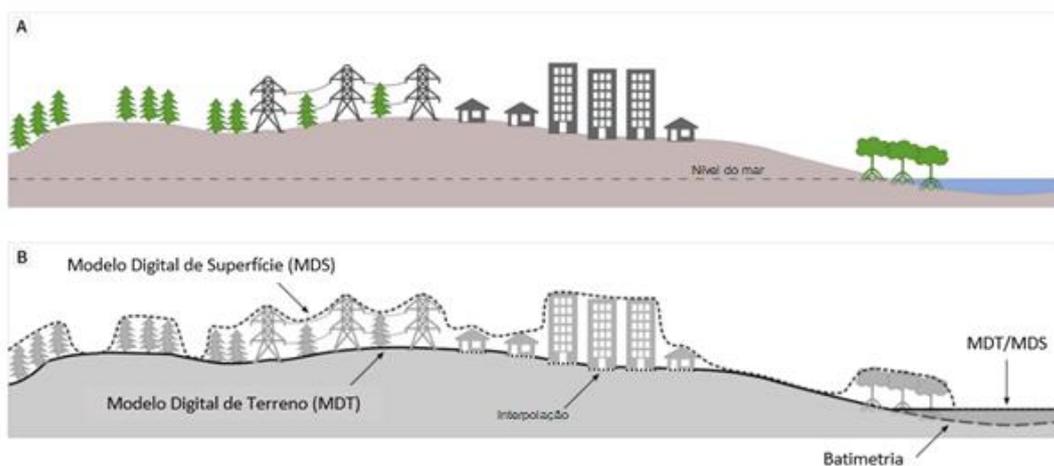


Figura 5. Diferenças entre MDS e MDT. Fonte: Adaptado de Guth *et al.* (2021).

4 METODOLOGIA

Neste capítulo serão descritas as etapas definidas para o desenvolvimento do estudo. A fim de atingir os objetivos propostos e ilustrar os passos desenvolvidos, a Figura 6 mostra a metodologia adotada neste estudo.

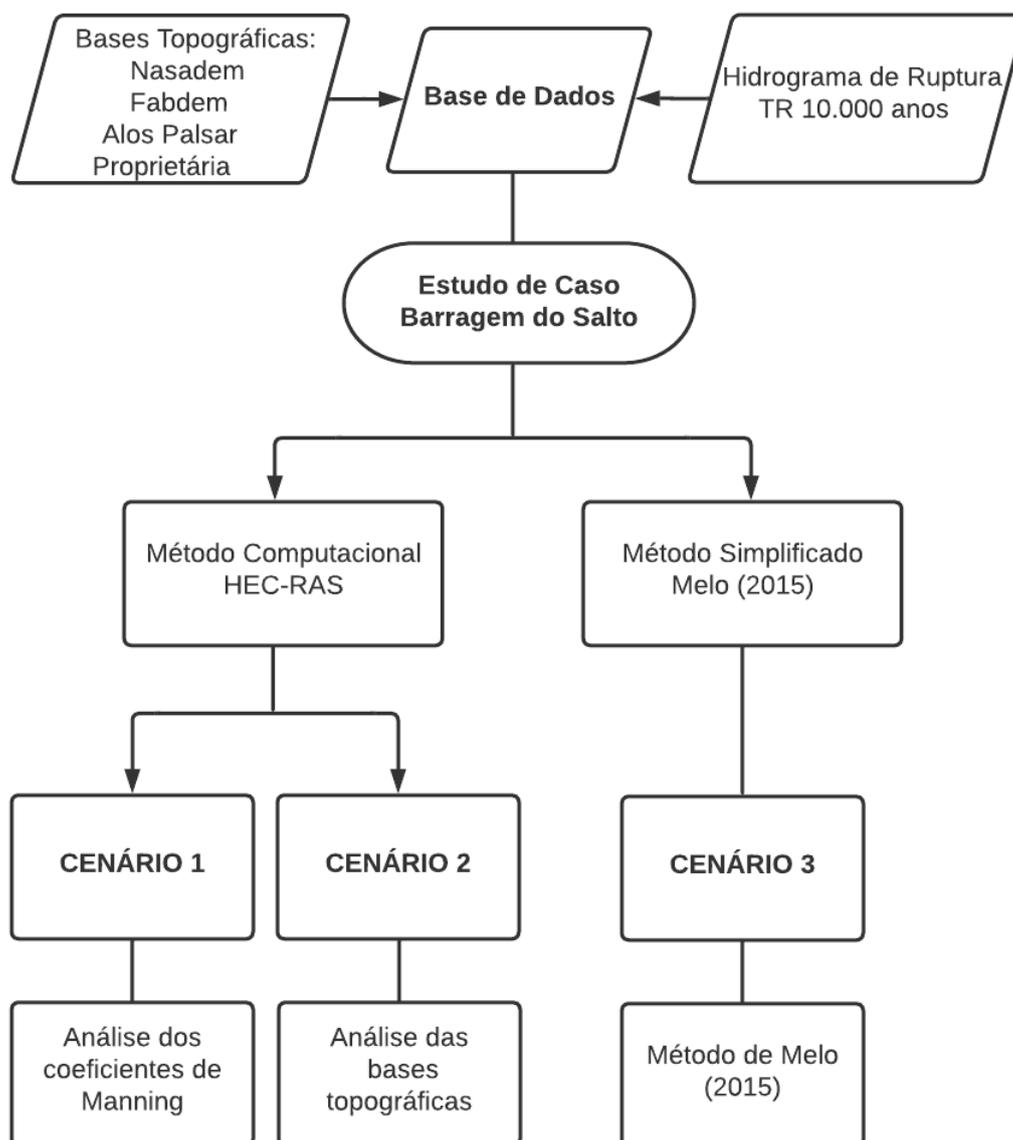


Figura 6. Fluxograma de execução da metodologia.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O estudo de caso desenvolvido neste trabalho refere-se à barragem do Salto, localizada no município de São Francisco de Paula, a 126 km da cidade de Porto Alegre, no estado do Rio Grande do Sul. Para que o estudo deste

empreendimento pudesse ser realizado, foi solicitado autorização à CEEE-G para utilização dos dados técnicos. O estudo realizado neste trabalho considera o trecho do rio entre a barragem do Salto até o início do reservatório da barragem do Toca, totalizando 11,8 km de extensão (Figura 7).

A barragem do Salto foi inaugurada em 1951 e pertence ao Sistema Energético Salto, sob responsabilidade da CEEE-G. O Sistema Energético Salto é formado por um complexo de reservatórios e usinas hidrelétricas localizadas na serra Gaúcha, composto pelos reservatórios das barragens do Divisa, Blang e Salto e pelas usinas UHE Canastra, UHE Bugres, UHE Herval, UHE Toca e UHE Passo do Inferno, que juntas possuem potência efetiva de 59,1 MW. A barragem do Salto faz parte de um sistema em cascata junto com as barragens do Divisa e do Blang que totalizam um volume acumulado de 83,8 hm³.

A barragem do Salto está instalada no rio Caí, formado pelo Rio Santa Cruz e seus afluentes, nas coordenadas UTM 6757038,69 N, 531014,74 E, ZONA 22 S e pertence a Bacia Hidrográfica do Rio Caí. O reservatório, com área superficial de 2,50 km², 27,95 km de perímetro e com volume total de 14 hm³, é constituído a partir de uma barragem do tipo gravidade em concreto com 600 m de comprimento e altura máxima de 10 m, com crista na elevação 745 m. O vertedor é do tipo livre com soleira na elevação 742,69 m e largura de 330 m. O reservatório tem seu uso destinado à hidroeletricidade e contribui para a geração de energia na Usina de Bugres, onde a água é conduzida até a usina por um túnel de aproximadamente 2 km de extensão. De acordo com ANA (2022), a classificação desta estrutura quando a CRI e DPA é, respectivamente, baixo e alto. A Figura 8, Figura 9 e Figura 10 mostram imagens da barragem do Salto retiradas no dia 06/09/2022.

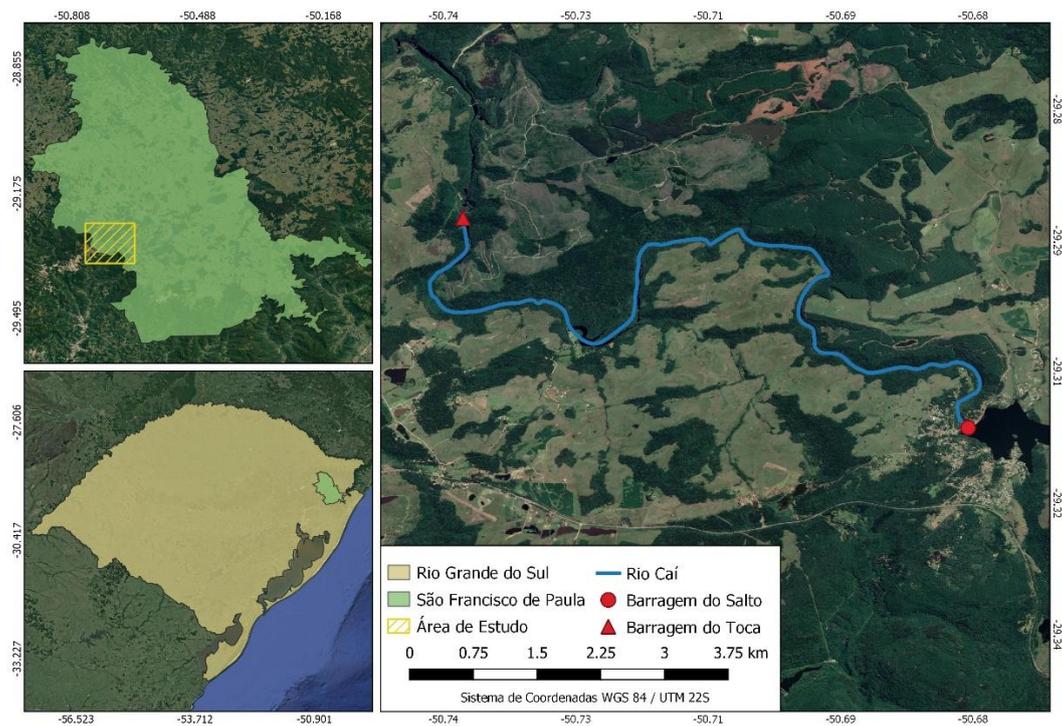


Figura 7. Localização da barragem do Salto e do trecho estudado.



Figura 8. Barragem do Salto.



Figura 9. Estrutura da barragem do Salto e reservatório.



Figura 10. Região a jusante da barragem do Salto.

4.2 BASE DE DADOS

Este tópico compreende a base de dados utilizada neste trabalho. Entre os itens utilizados como parâmetros em todas as simulações, no método computacional e no método simplificado, estão o hidrograma de ruptura e as bases topográficas.

4.2.1 Hidrograma

O hidrograma de ruptura considerado neste trabalho foi baseado em informações que fazem parte dos documentos disponibilizados pela proprietária da barragem junto a outras informações já mencionadas. Após a análise dos resultados de vazão máxima obtidos através das equações apresentadas na Tabela 3 e dos arquivos disponibilizados pela proprietária da barragem, escolheu-se utilizar os dados baseados no hidrograma referente ao cenário com ruptura extrema por galgamento e passagem de cheia decamilenar afluente. O hidrograma de ruptura com tempo de recorrência de 10000 anos tem como vazão máxima 6118,2 m³/s (Figura 11).

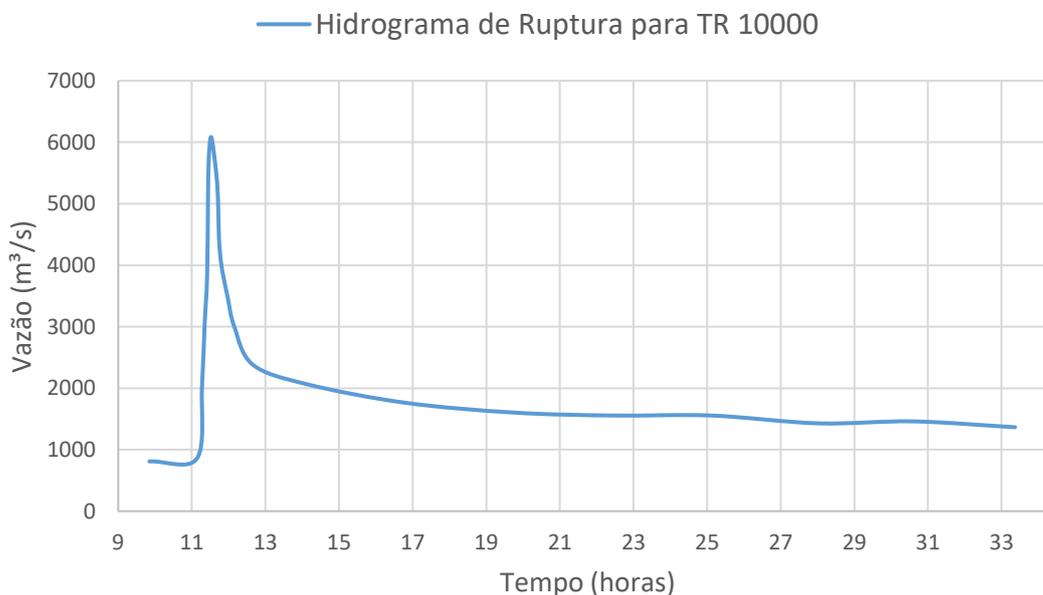


Figura 11. Hidrograma de ruptura com recorrência de 10000 anos.

4.2.2 Bases topográficas

Um dos objetivos deste estudo é investigar o impacto de se utilizar MDEs com diferentes precisões e níveis de qualidade em simulações hidrodinâmicas. Portanto, foram utilizadas quatro bases topográficas: três delas são bases gratuitas disponibilizadas online e uma foi disponibilizada pela proprietária da barragem, tendo sido elaborada por uma empresa terceirizada. Antes de iniciar a simulação hidrodinâmica, todas as bases topográficas foram reajustadas objetivando preencher, do ponto de vista computacional, alguma inconsistência hidrológica presente no terreno, utilizado a ferramenta “Fill” do *software* QGIS. Na Tabela 5 são apresentadas as características de cada base topográfica utilizada, bem como a sigla que será adotada ao longo deste trabalho para se referir a elas.

Tabela 5. Características das bases topográficas utilizadas.

Nomenclatura	Origem	Observações
TN	NASADEM	Lançado em 2020, gerado a partir de um reprocessamento completo dos dados originais oriundos da missão <i>Shuttle Radar Topography Mission</i> (SRTM), uma colaboração entre a NASA e o <i>National Geospatial-Intelligence Agency</i> (NGA) e possui resolução espacial de 30 m (NASA JPL, 2020).
TF	FABDEM	Publicado no início de 2022, significa “Forest and Buildings removed Copernicus DEM” e é uma remodelação a partir de uma versão do COPERNICUS DEM. Trata-se de uma tentativa de criação de um MDT a partir de um MDS e, para isso, foram realizados reprocessamentos para retiradas de árvores e áreas urbanas do MDE de origem. Possui resolução espacial de 30 m (HAWKER <i>et al.</i> , 2022).
TA	ALOS PALSAR	Trata-se de uma reamostragem dos dados do SRTM, que possui resolução espacial de 30 m. A fim de realizar correções no terreno, a reamostragem foi realizada com o uso do sensor PALSAR. Portanto, o TA é um MDE com resolução espacial de 30 m reajustado para um tamanho de quadrícula de 12,5 m (ASF ALASKA, 2015).
TP	Proprietária da barragem	É o único MDE das bases topográficas utilizadas neste estudo que não é um arquivo livre disponibilizado online. Este foi disponibilizado em arquivos pela proprietária da barragem, elaborado por uma empresa terceirizada e trata-se de um MDT gerado por um compilado de dados, a partir de cartas do exército e de seções topobatimétricas medidas em campo. Possui tamanho de quadrícula de 1 m.

A Figura 12 apresenta os quatro MDEs utilizados após serem recortados e preenchidos e a Figura 13 apresenta graficamente o perfil longitudinal do Rio Caí para o trecho em estudo, com as quatro bases topográficas utilizadas.

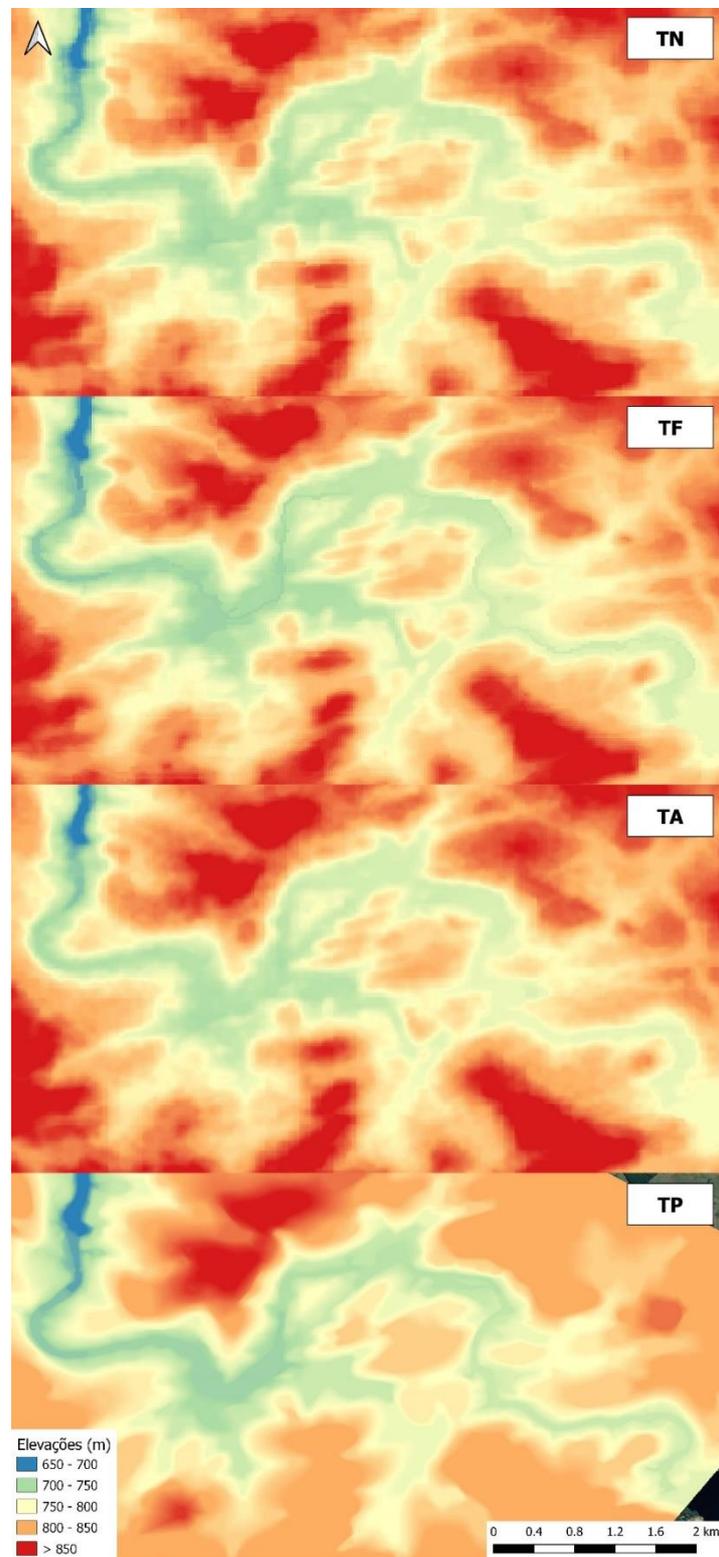


Figura 12. Bases topográficas utilizadas.

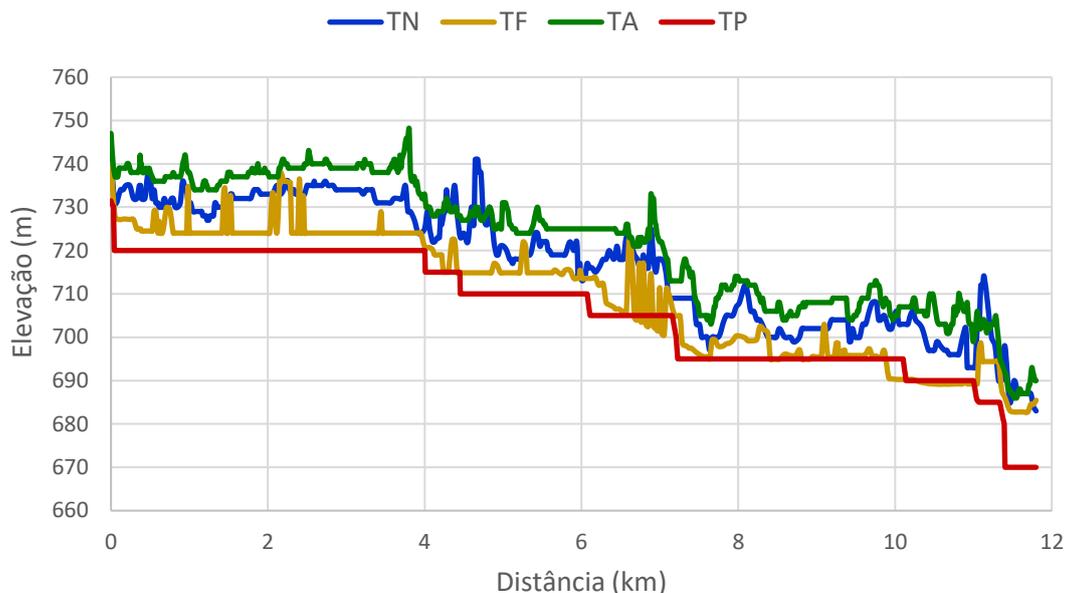


Figura 13. Perfil longitudinal do eixo do rio Caí no trecho estudado.

4.3 CENÁRIOS ESTUDADOS

Neste tópico, será apresentada a descrição das duas metodologias utilizadas para a realização das simulações: método computacional utilizando o *software* HEC-RAS e o método simplificado de Melo (2015). A fim de organizar as simulações para ao final executar a análise dos resultados, optou-se por dividir este tópico em três cenários. O Cenário 1 e o Cenário 2 foram desenvolvidos no *software* HEC-RAS e o Cenário 3 refere-se à aplicação do método de Melo (2015). Para todos os cenários foi considerada a base de dados indicada no item 4.2, nomeadamente, o hidrograma de ruptura e as diferentes bases topográficas. No Cenário 3 também foram utilizados os dados da barragem descritos no item 4.1, como volume do reservatório e altura da barragem.

Com o intuito de analisar os resultados, optou-se por escolher 13 seções transversais ao longo do trecho do rio (Figura 14), selecionadas em locais com características topográficas acentuadas e distanciadas entre si por aproximadamente um km, com algumas exceções. A Tabela 6 apresenta a distância em metros, tomada a partir da seção da barragem e percorrida através do eixo do curso d'água, de cada uma das 13 seções utilizadas para análise. E a Figura 15 apresenta graficamente as profundidades e larguras de cada seção analisada.

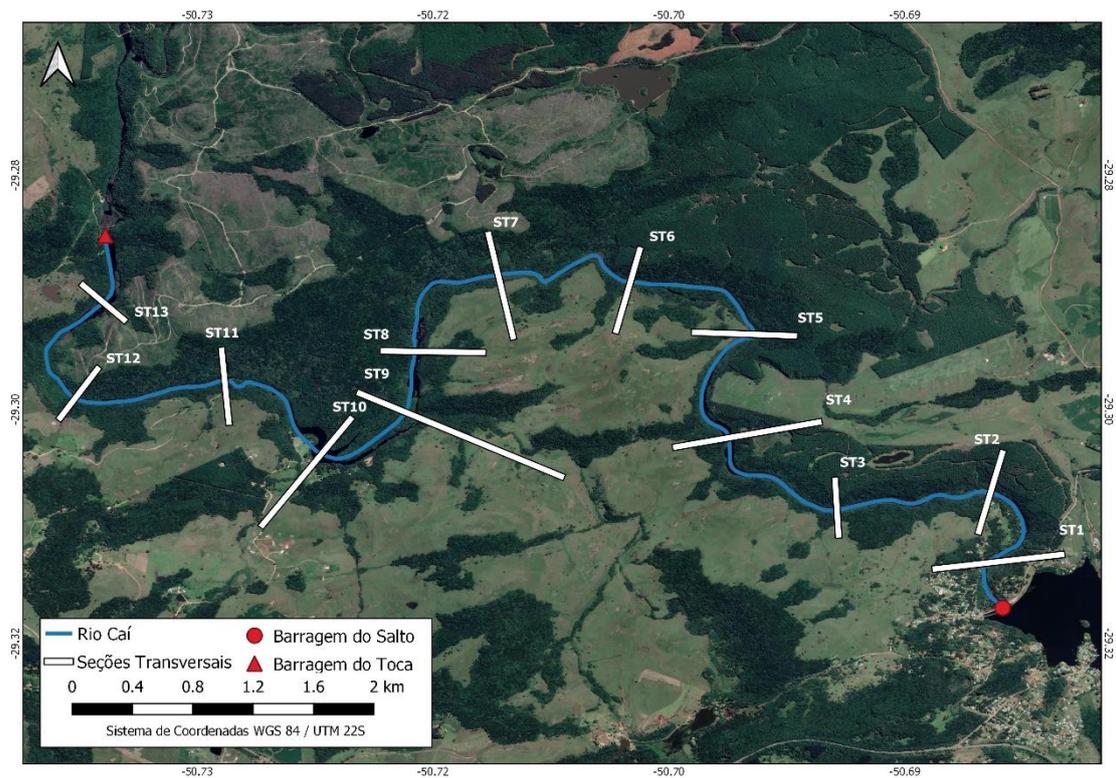


Figura 14. Seções transversais analisadas.

Tabela 6. Distâncias das seções transversais analisadas tomada a partir da Barragem do Salto.

Seção Transversal	Distância (m)
1	365,89
2	1133,89
3	2191,89
4	3220,89
5	4242,89
6	5262,89
7	6319,89
8	7316,89
9	7786,89
10	8484,89
11	9448,89
12	10470,89
13	11437,89

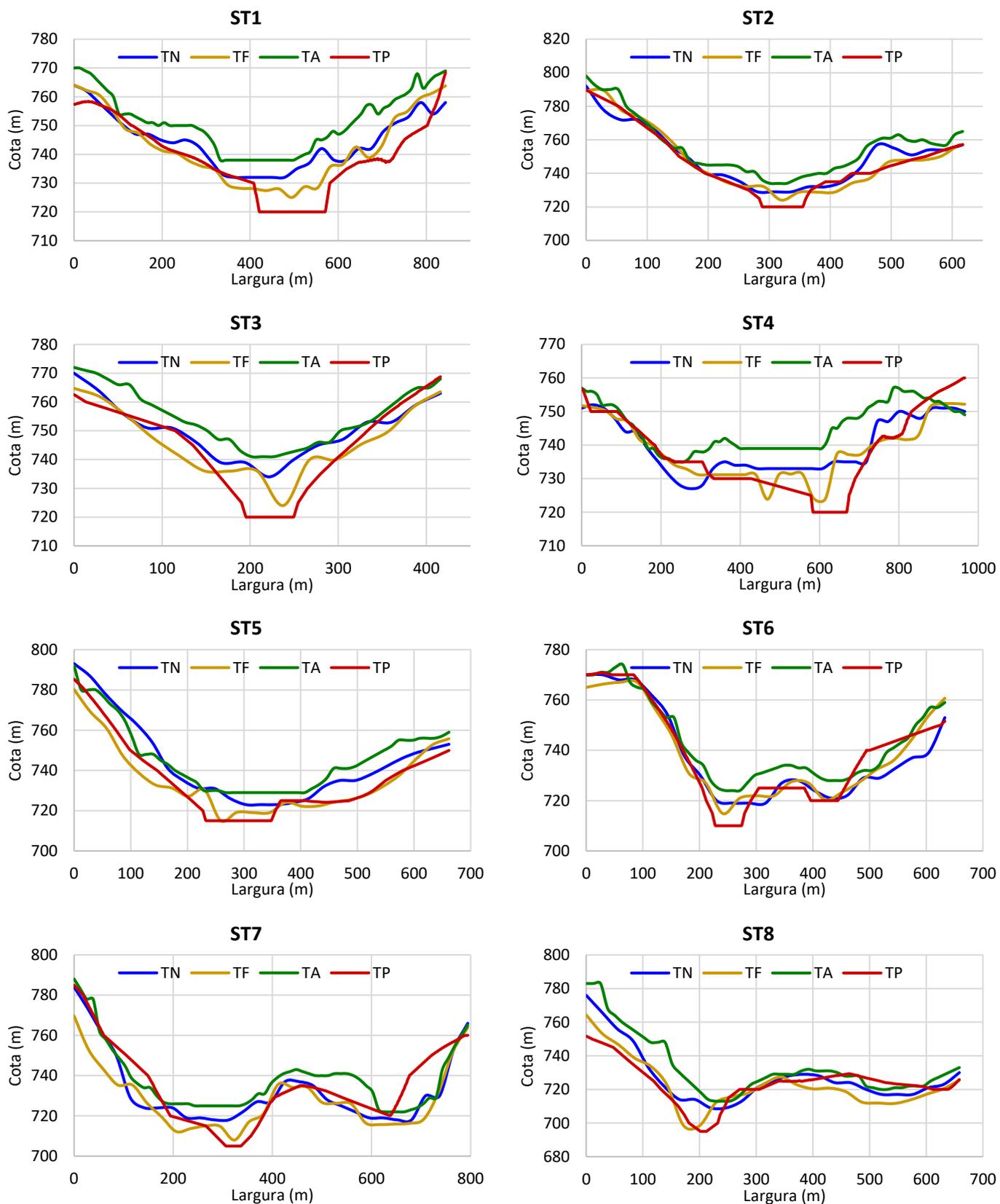


Figura 15. Profundidades das seções transversais analisadas.

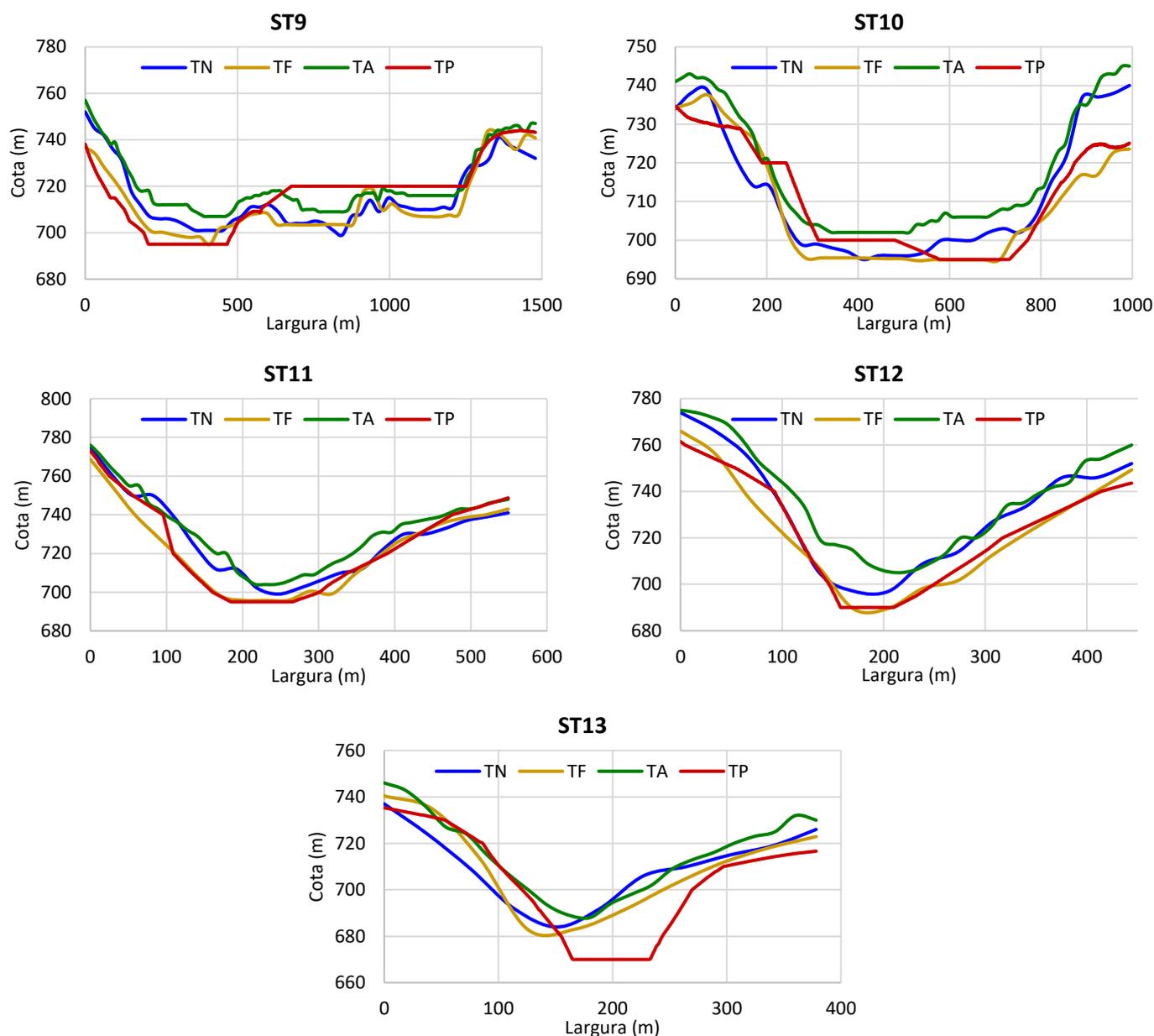


Figura 15. Profundidades das seções transversais analisadas (continuação).

4.3.1 Software HEC-RAS 1D

Para a simulação da ruptura hipotética da Barragem do Salto, foi escolhido o *software* HEC-RAS versão 6.2, desenvolvido pela USACE e lançado em março de 2022, por se tratar de um *software* gratuito e de uso difundido em estudos hidrodinâmicos (ROCHA, 2015; TSCHIEDEL, 2017; FERLA, 2018; ROSSI, 2020). A versão 6.2 trata-se de um aprimoramento e substitui as versões disponibilizadas anteriormente. A modelagem hidrodinâmica aqui adotada é do tipo unidimensional (1D), devido ao trecho do rio a jusante da barragem estar posicionado em um vale encaixado e possuir escoamento unidirecional. Além

disso, a modelagem unidimensional permite uma comparação mais fidedigna com o método simplificado.

A partir dos conceitos estudados e dos dados disponibilizados, optou-se, neste trabalho, por não aplicar nenhuma metodologia que desenvolva a brecha de ruptura. O galgamento e rompimento hipotético da barragem do Salto foi simulado por meio do hidrograma de ruptura com TR de 10000 anos. Além disso, optou-se por utilizar como condição de contorno de jusante uma declividade de 0,001 m/m considerada moderada de acordo com o Washington State Department of Ecology (2007), tendo relação com os MDEs utilizados neste trabalho.

Em um modelo hidrodinâmico que utiliza como base métodos numéricos é importante realizar uma avaliação de erros e instabilidades, a fim de dar confiabilidade aos resultados obtidos. Dessa forma, para cada simulação realizada foram utilizadas duas técnicas de verificação: análise visual do comportamento da propagação da onda de cheia ao longo do trecho do rio durante as simulações conferindo a ocorrência de instabilidades e analisando os hidrogramas gerados nas seções de interesse, e, também, a verificação do erro percentual de volume mostrado durante o processamento da simulação. As simulações realizadas foram refeitas até de fato cumprirem os requisitos de confiabilidade estipulados neste estudo. Sendo assim, os resultados finais aqui mostrados não detectaram instabilidades na análise visual e obtiverem erro de volume médio na ordem de 0,2% e erro de volume máximo observado equivalente a 0,69%, considerados como bons indicadores de precisão e conferindo confiabilidade aos resultados obtidos quanto ao balanço hídrico.

4.3.1.1 Cenário 1

O cenário 1 visa fazer um comparativo entre os resultados gerados utilizando a base topográfica TN, fixando todos os dados de entrada e alterando apenas o coeficiente de rugosidade de Manning (n). Dessa forma, será avaliada a influência da rugosidade nas seções transversais presentes no vale a jusante. A fim de analisar a influência da rugosidade no escoamento do rio principal e no vale de inundação na sua totalidade optou-se por utilizar o mesmo coeficiente de Manning para a calha do rio e margens direita e esquerda, ao longo de todo o trecho estudado. Neste estudo as simulações foram realizadas com três

coeficientes de Manning distintos: 0,045; 0,06 e 0,11 $\text{sm}^{-1/3}$. As escolhas dos coeficientes basearam-se na Tabela 4 apresentada anteriormente. Outras alternativas levadas em consideração para a escolha foram: a intenção de analisar o comportamento do escoamento com um coeficiente de rugosidade baixo e outro alto, 0,045 $\text{sm}^{-1/3}$ e 0,11 $\text{sm}^{-1/3}$, respectivamente; e analisar um coeficiente intermediário, nesse caso 0,06 $\text{sm}^{-1/3}$, que pudesse ser comparado diretamente com o coeficiente indicado no método simplificado de Melo (2015). A Figura 16 ilustra os coeficientes de Manning escolhidos.



$n = 0,045$



$n = 0,06$



$n = 0,11$

Figura 16. Exemplificação do coeficiente de rugosidade de Manning [$\text{sm}^{-1/3}$]. Fonte: Brisbane (2017)

4.3.1.2 Cenário 2

O cenário 2 objetiva realizar uma comparação de resultados entre os quatro terrenos indicados no item 4.2.2. Para isso, foram fixados todos os dados de entrada e foi utilizado um coeficiente de Manning de $0,06 \text{ sm}^{-1/3}$ para todas as simulações. Dessa forma, poderá ser realizada uma análise referente às bases topográficas.

4.3.2 Método de Melo (2015)

O detalhamento do passo a passo do método *Simplified Dam-Break flood modeling*, denominado neste trabalho como método de Melo, está apresentado no item 3.5.2. O desenvolvimento foi realizado conforme sugerido pelo método com exceção do item ii) que se refere ao cálculo da vazão máxima proveniente da ruptura, pois este foi considerado de acordo com o hidrograma de ruptura apresentado no item 4.2.1, a fim de padronizar as vazões máximas entre as simulações para posterior comparação. Para realizar os outros passos sugeridos, foi necessário extrair os valores de cota e distância do perfil longitudinal do terreno utilizado, através do plugin “Profile Tool”, que tem função de plotar o perfil do terreno, do *software* QGIS. Com o perfil longitudinal e a respectiva vazão, foi aplicada a equação de Manning (Equação 12) objetivando definir a profundidade máxima e a largura máxima do escoamento em cada seção transversal estudada.

4.3.2.1 Cenário 3

O cenário 3 foi realizado com a utilização do MDE TN, base topográfica livre que confere com a base sugerida por Melo (2015), e com coeficiente de rugosidade de Manning de $0,06 \text{ sm}^{-1/3}$, conforme indicado pelo método de Melo (2015). A declividade do MDE TN foi calculada com a utilização do *software* QGIS, com o uso do plugin “Profile Tool” em que se pode visualizar e analisar o perfil longitudinal do terreno. A partir disso, o perfil longitudinal do rio foi dividido em dois trechos, de inclinações visualmente distintas, conforme mostrado na Tabela 7 e ilustrado na Figura 17. As declividades fazem referência à linha de energia do escoamento, em virtude do mesmo ser considerado permanente e uniforme. As declividades encontradas, o coeficiente de rugosidade de Manning

e as seções transversais extraídas a partir do MDE TN serviram de dados de entrada para aplicação do método de Melo (2015);

Tabela 7. Valores de declividade usados para o método de Melo.

	Seções	Comprimento do trecho do rio (m)	Declividade (m/m)
Parte 1	S1-S7	5953,69	0,0029
Parte 2	S7-S13	5145,65	0,0064

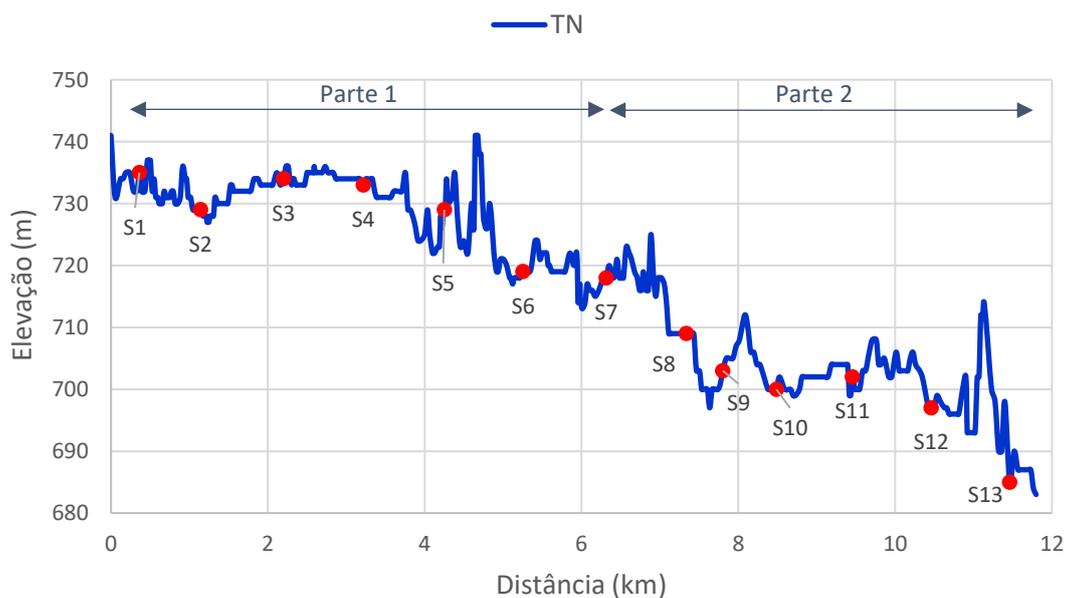


Figura 17. Ilustração da mudança de declividade.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo destina-se a apresentar os resultados obtidos no desenvolvimento deste trabalho. A fim de facilitar o entendimento das análises realizadas, optou-se por dividir este capítulo em três partes: Cenário 1, Cenário 2 e Cenário 3. Em cada cenário, foram realizadas análises de alguns resultados que estão descritos abaixo.

5.1 CENÁRIO 1

O Cenário 1 abrange os resultados obtidos através da simulação com o *software* HEC-RAS em que se utilizou a base topográfica TN e fixou-se todos os dados de entrada, alterando apenas o coeficiente de rugosidade de Manning (n). A partir disso, foram realizadas análises de alguns resultados: largura máxima na seção, profundidade em cada seção, propagação das vazões máximas, área inundada e mancha de inundação. O coeficiente de Manning utilizado como referência neste cenário foi o de rugosidade $0,06 \text{ sm}^{-1/3}$ pelos motivos apresentados no item 4.3.1.1.

A comparação entre os resultados de largura máxima em cada seção estudada está apresentada na Tabela 8. Dentre os campos simulados, o coeficiente de rugosidade de $0,11 \text{ sm}^{-1/3}$ apresentou valores maiores de largura em 10 seções e obteve diferença relativa média de 4,98%, enquanto o coeficiente de rugosidade de $0,045 \text{ sm}^{-1/3}$ obteve diferença relativa média de 0,37% quando comparados ao coeficiente usado como referência. A Figura 18 apresenta graficamente os resultados de largura máxima de cada seção estudada.

Tabela 8. Comparação entre os resultados de largura máxima (em m) do Cenário 1.

Seção	$n=0,045 \text{ sm}^{-1/3}$	$n=0,06 \text{ sm}^{-1/3}$	$n=0,11 \text{ sm}^{-1/3}$
1	301,85	301,86	307,92
2	296,01	295,66	305,25
3	183,15	175,59	185,50
4	719,97	704,46	696,67
5	291,04	284,98	325,31
6	355,72	350,68	352,89
7	460,57	460,62	482,85
8	188,23	213,40	253,26
9	1065,52	1070,88	1085,07
10	680,87	686,51	701,82
11	209,72	212,39	219,95
12	130,99	114,75	111,03
13	109,59	115,48	130,27

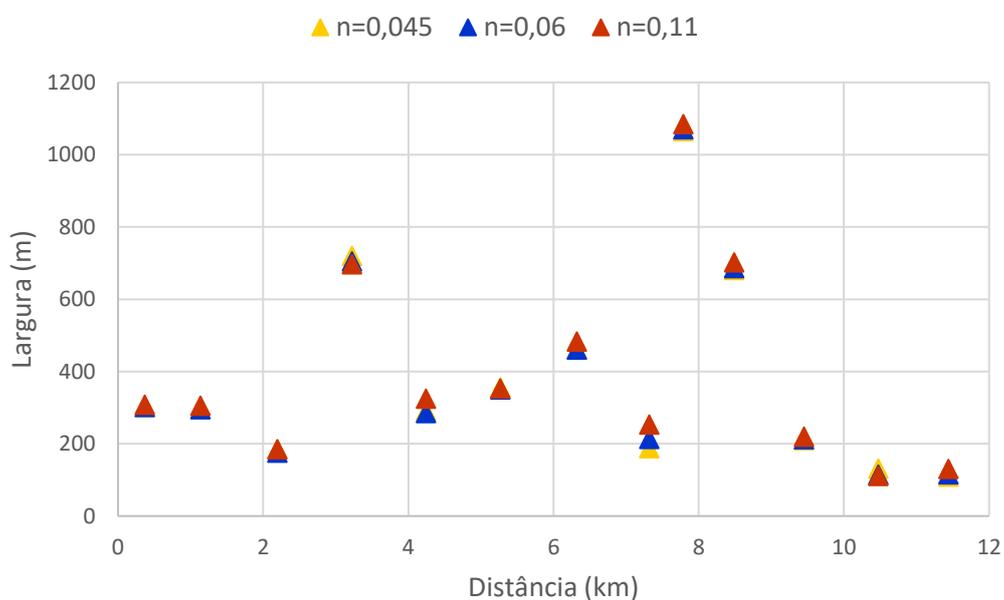


Figura 18. Comparação entre os resultados de largura máxima do Cenário 1.

A Tabela 9 apresenta os resultados de profundidade máxima obtidos nas simulações. Os valores encontrados são semelhantes para todas as seções. As diferenças relativas médias quando comparados ao coeficiente de rugosidade de referência são de 1,09% para o coeficiente de $0,045 \text{ sm}^{-1/3}$ e 8,76% para o coeficiente de $0,11 \text{ sm}^{-1/3}$. Analisando a Figura 19 pode-se perceber que em 10 seções o coeficiente de $0,11 \text{ sm}^{-1/3}$ apresentou valores maiores, enquanto o coeficiente de $0,045 \text{ sm}^{-1/3}$ apresentou apenas em três seções.

Em ambos os parâmetros, largura e profundidade, o coeficiente de rugosidade de Manning de $0,11 \text{ sm}^{-1/3}$, quase igual ao dobro do coeficiente de Manning de referência, apresentou maiores valores, mostrando que conforme a resistência ao escoamento aumenta os valores de profundidade e largura serão maiores. Enquanto isso, os coeficientes de rugosidade menores de $0,045$ e $0,06 \text{ sm}^{-1/3}$ mostraram-se semelhantes nessa análise, com diferenças relativas praticamente insignificantes.

Tabela 9. Comparação entre os resultados de profundidade máxima (em m) do Cenário 1.

Seção	$n=0,045 \text{ sm}^{-1/3}$	$n=0,06 \text{ sm}^{-1/3}$	$n=0,11 \text{ sm}^{-1/3}$
1	17,23	17,23	19,17
2	20,18	20,11	21,90
3	14,60	13,84	14,84
4	15,56	14,46	13,85
5	11,50	11,12	11,98
6	15,30	14,77	15,00
7	9,66	9,66	11,10
8	7,32	8,15	10,05
9	15,05	15,66	17,38
10	19,05	19,62	21,27
11	16,63	17,18	18,73
12	17,06	14,02	13,36
13	13,99	15,17	18,14

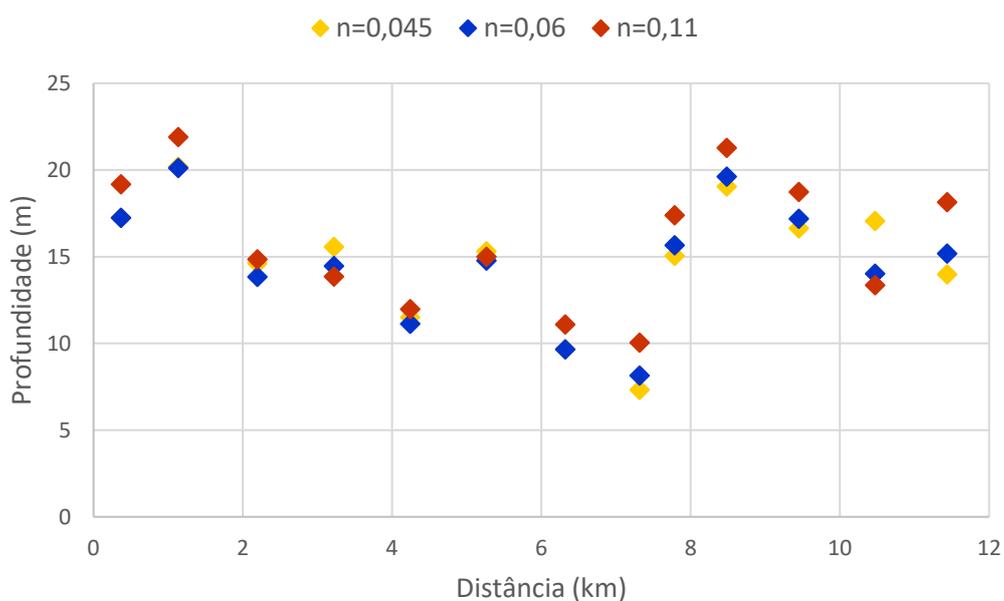


Figura 19. Comparação entre os resultados de profundidade máxima do Cenário 1.

Os valores encontrados da propagação das vazões máximas em cada seção são apresentados na Tabela 10. Os resultados apresentaram uma diferença relativa média de 0,50% e de -8,69% para os coeficientes de Manning de $0,045 \text{ sm}^{-1/3}$ e de $0,11 \text{ sm}^{-1/3}$, respectivamente, quando comparados ao coeficiente utilizado como referência. Percebe-se que para o coeficiente de Manning de $0,045 \text{ sm}^{-1/3}$ não há um decréscimo da vazão ao longo das seções estudadas como ocorre para outros coeficientes, fato que não foi possível identificar a causa dessa discrepância.

Tabela 10. Comparação entre os resultados de propagação das vazões máximas (em m^3/s) do Cenário 1.

Seção	$n=0,045 \text{ sm}^{-1/3}$	$n=0,06 \text{ sm}^{-1/3}$	$n=0,11 \text{ sm}^{-1/3}$
1	3539,01	4925,27	4578,47
2	3534,56	4706,43	4417,85
3	3496,01	3817,02	3985,65
4	3497,17	3816,88	3788,48
5	4474,50	4138,28	3856,19
6	4444,72	4126,69	3820,89
7	4608,67	4089,78	3652,28
8	3653,95	3461,80	2979,70
9	3529,81	3246,65	2822,16
10	3505,01	3229,43	2811,39
11	3493,00	3225,28	2808,90
12	3489,35	3222,01	2808,13
13	3492,94	3221,22	2807,46

A Figura 20 apresenta graficamente os resultados de propagação das vazões máximas extraídos de cada seção transversal estudada. Percebe-se que o coeficiente de Manning de $0,045 \text{ sm}^{-1/3}$ apresentou até a seção quatro menores valores de vazões. Ao analisar esse trecho, tem-se uma menor declividade entre as seções comprovando que o terreno é mais plano. Entretanto, a partir da seção cinco a elevação do terreno começa a ser mais declivosa, tendo-se, então, os maiores valores de vazões propagados quando comparado aos demais coeficientes de Manning estudados. Essa análise é esperada já que, possuindo menor rugosidade no leito do rio e nas margens, as vazões nas seções transversais tendem a ser maiores pois possuem menor resistência ao escoamento, ou seja, menos obstáculos ao longo do trecho estudado. Porém, verifica-se uma inconsistência na simulação que corresponde ao coeficiente de

Manning de $0,045 \text{ sm}^{-1/3}$ para as quatro primeiras seções transversais analisadas.

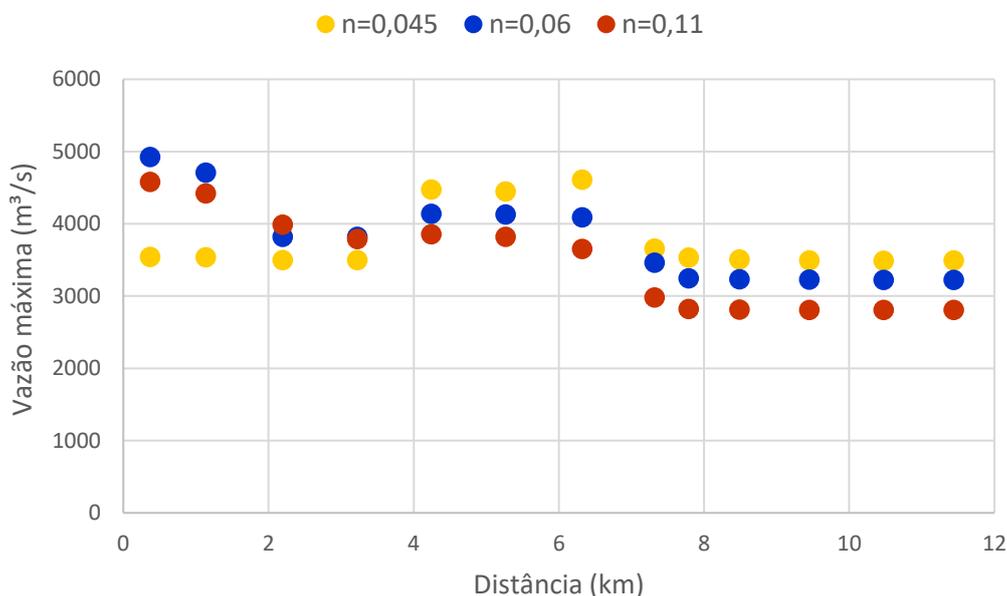


Figura 20. Propagação das vazões máximas do Cenário 1.

A Tabela 11 apresenta os valores encontrados referentes à área atingida pela mancha de inundação. Os coeficientes de Manning de $0,045$ e $0,06 \text{ sm}^{-1/3}$ foram semelhantes e resultaram em um mesmo valor de área e o coeficiente de $0,11$ apresentou uma diferença de $0,18 \text{ km}^2$ a mais, correspondendo a $5,14\%$ da área. Percebe-se que o valor de área mais alto está associado ao coeficiente mais rugoso, assim como analisado anteriormente para as profundidades e larguras nas seções transversais, o resultado segue conforme o esperado.

As manchas de inundação geradas no *software* HEC-RAS foram extraídas para um formato .shp e analisadas no *software* QGIS. Dessa forma, pode-se sobrepor o polígono obtido em cada análise a fim de facilitar a interpretação. A Figura 21 apresenta o resultado obtido quando comparados os coeficientes de rugosidade de Manning simulados, indicando que as manchas de inundação apresentam poucas diferenças quando analisadas visualmente. A fim de facilitar a visualização, a Figura 22 apresenta um mosaico com os trechos das manchas de inundação em detalhe.

Tabela 11. Comparação das áreas inundadas do Cenário 1.

Coeficiente de Manning ($\text{sm}^{-1/3}$)	Área (km^2)
0,045	3,45
0,06	3,45
0,11	3,63

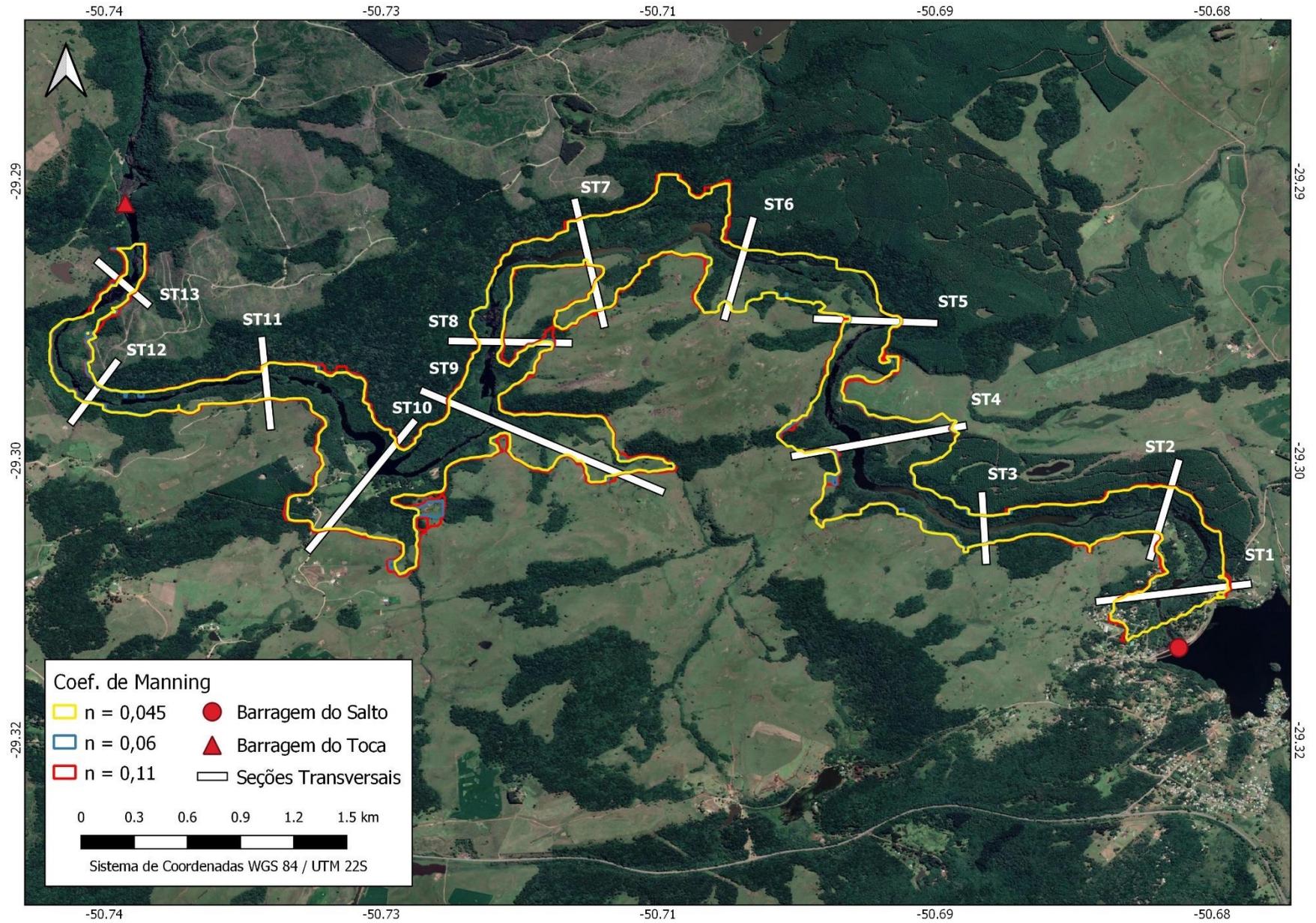


Figura 21. Diferença entre as áreas das manchas de inundação do Cenário 1.

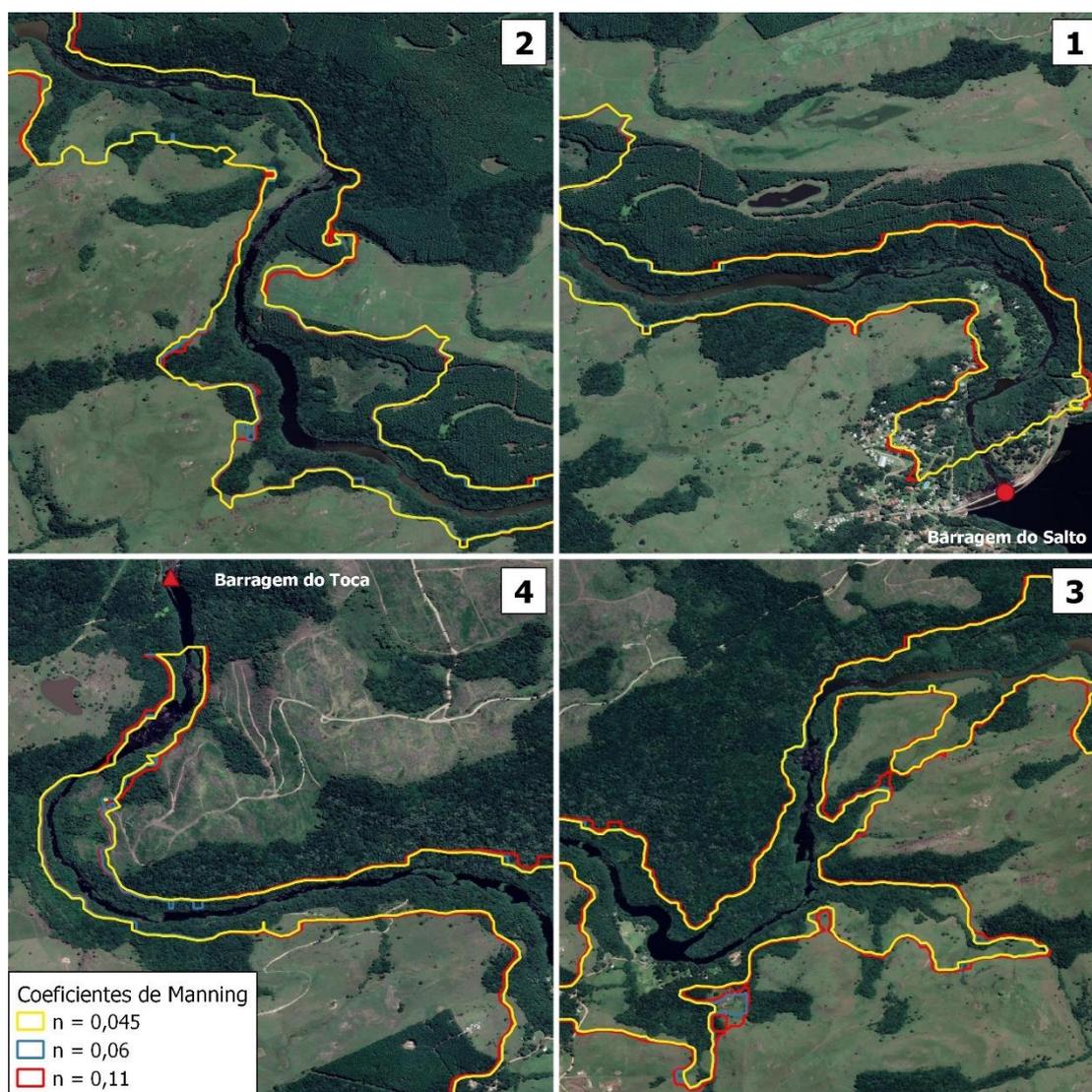


Figura 22. Detalhe das manchas de inundação do Cenário 1.

5.2 CENÁRIO 2

O Cenário 2 abrange os resultados obtidos através da simulação com o *software* HEC-RAS em que se utilizou o coeficiente de rugosidade de Manning equivalente a $0,06 \text{ sm}^{-1/3}$ e fixou-se todos os dados de entrada, alterando apenas as bases topográficas utilizadas. A partir disso, foram realizadas análises de alguns resultados: largura máxima na seção, profundidade em cada seção, propagação das vazões máximas, área inundada e mancha de inundação. A base topográfica TN foi utilizada como referência na análise dos resultados.

A Tabela 12 expõe os resultados de largura máxima, em cada seção, extraídos do *software* HEC-RAS. A base topográfica TN apresentou uma largura média de 383,64 m, sendo a maior observada entre os resultados obtidos. Os

terrenos TF, TA e TP apresentaram uma diferença relativa média de 2,09%, -6,80% e -35,33%, respectivamente, em relação à largura utilizada como referência. A variação maior de largura entre as bases topográficas utilizadas acontece quando se compara as bases topográficas obtidas online com a base topográfica TP, que possui tamanho de quadrícula menor. A base TP apresenta valores menores, entretanto, cabe salientar que, em estudos de simulação hidrodinâmica, quanto maiores os resultados de largura maior será a segurança da zona de inundação. A Figura 23 apresenta graficamente os resultados obtidos de largura máxima em cada seção estudada.

Tabela 12. Comparação entre os resultados de largura máxima (em m) do Cenário 2.

Seção	TN	TF	TA	TP
1	301,86	308,07	307,79	271,26
2	295,66	309,30	308,62	203,69
3	175,59	210,27	170,57	119,58
4	704,46	740,52	581,44	477,82
5	284,98	248,80	411,40	148,63
6	350,68	330,39	369,28	135,27
7	460,62	376,45	361,08	199,54
8	213,40	155,63	114,81	68,26
9	1070,88	1084,66	1028,01	378,99
10	686,51	626,63	634,14	509,20
11	212,39	173,25	221,16	175,21
12	114,75	98,92	184,53	103,30
13	115,48	96,48	122,37	113,05

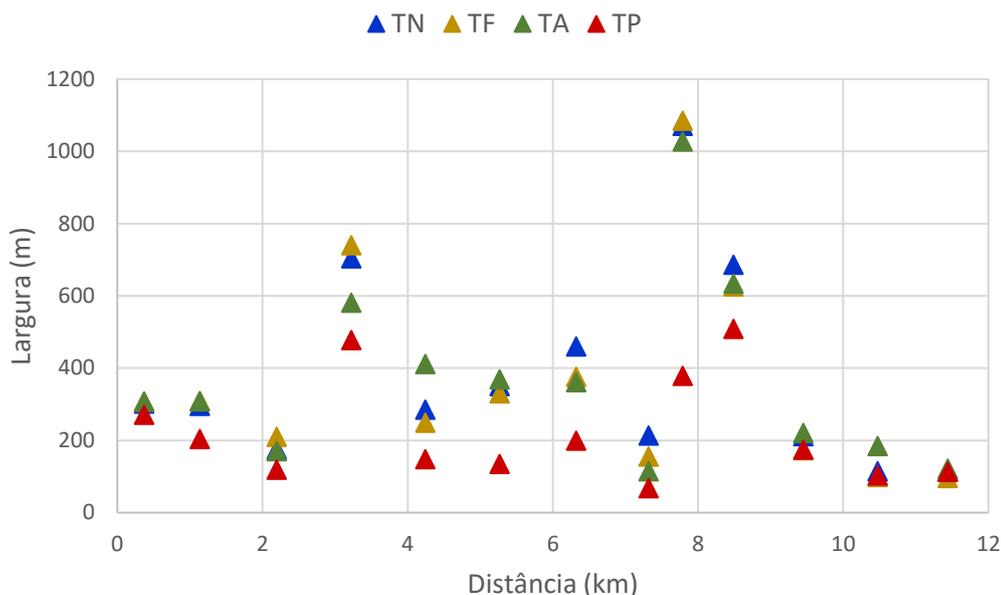


Figura 23. Comparação entre os resultados de largura máxima do Cenário 2.

Outra análise realizada neste estudo foi a comparação dos resultados de profundidade (Tabela 13) entre os quatro terrenos simulados. A base topográfica TF apresentou uma profundidade média de 17,22 m, sendo o maior resultado gerado. Enquanto as bases TF, TA e TP apresentaram uma diferença relativa média de 23%, -12,12% e -5%, respectivamente, quando comparadas à base topográfica de referência TN. A Figura 24 mostra graficamente os resultados extraídos para os quatro terrenos estudados.

Tabela 13. Comparação entre os resultados de profundidade máxima (em m) do Cenário 2.

Seção	TN	TF	TA	TP
1	17,23	18,83	16,18	17,33
2	20,11	19,63	20,09	16,62
3	13,84	16,92	12,51	15,45
4	14,46	15,91	14,30	15,08
5	11,12	19,25	8,27	8,49
6	14,77	19,27	12,84	11,11
7	9,66	14,70	8,52	15,68
8	8,15	14,05	7,39	11,30
9	15,66	17,53	13,27	11,49
10	19,62	17,66	16,12	11,39
11	17,18	16,40	15,66	10,76
12	14,02	22,60	11,29	9,98
13	15,17	11,06	12,23	17,94

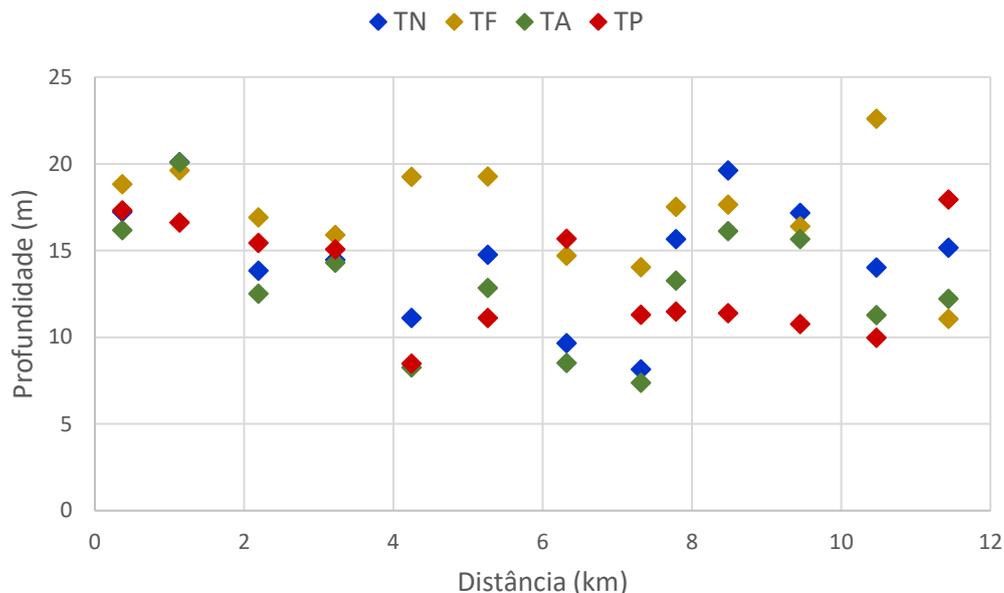


Figura 24. Comparação entre os resultados de profundidade máxima do Cenário 2.

Analisando a Tabela 14, percebe-se que os resultados de propagação das vazões máximas obtidos a partir das bases topográficas TN, TF e TP possuem valores próximos. Os resultados apresentaram uma diferença relativa média de 0,66%, -16,82% e -0,33% para os MDEs TF, TA e TP, respectivamente, quando comparados com os resultados obtidos pela base topográfica de referência TN. A Figura 25 apresenta os resultados obtidos em formato gráfico, a fim de facilitar a análise visual. A maior diferença entre as vazões acontece na base topográfica TA, que apresenta uma média da propagação de vazão máxima de 3113,05 m³/s ao longo do trecho do rio estudado. Entretanto, as bases topográficas TN e TF foram coerentes com a base TP, resultando um comportamento semelhante.

Tabela 14. Comparação entre os resultados de propagação das vazões máximas (em m³/s) do Cenário 2.

Seção	TN	TF	TA	TP
1	4925,27	4930,93	3356,24	5221,84
2	4706,43	4840,24	3345,34	4779,10
3	3817,02	4060,61	3306,82	4166,43
4	3816,88	3874,91	3289,73	4260,92
5	4138,28	3687,80	3313,04	4173,06
6	4126,69	3643,46	3309,75	3521,77
7	4089,78	4240,39	3253,87	3497,78
8	3461,8	3318,18	2978,17	3225,05
9	3246,65	3341,69	2866,46	3250,82
10	3229,43	3337,38	2864,37	3246,40
11	3225,28	3330,85	2864,02	3242,95
12	3222,01	3310,69	2857,71	3241,92
13	3221,22	3496,45	2864,13	3243,19

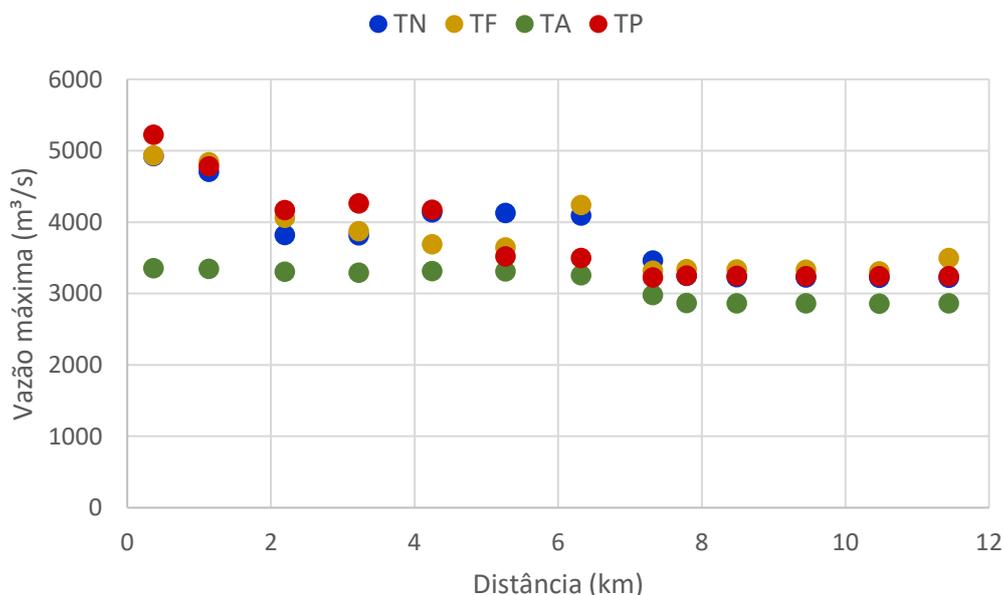


Figura 25. Propagação das vazões máximas do Cenário 2.

A extensão da área atingida pela mancha de inundação está apresentada na Tabela 15. A partir dos resultados, percebe-se que a base topográfica TN apresentou o maior valor de área, enquanto as outras bases topográficas analisadas, TF, TA e TP, apresentaram uma diferença de, respectivamente, -2,97%, -6,29% e -31,94%, correspondendo a áreas menores do que a área considerada como referência. A Figura 26 retrata a comparação entre as manchas de inundação obtidas nas simulações para as quatro bases topográficas utilizadas. Ao variar o MDE, percebe-se uma diferença em alguns

trechos das áreas das manchas de inundação geradas nas simulações. Isso acontece devido às precisões que cada base topográfica apresenta. Foram testados dois MDEs com resolução espacial de 30 m, um com resolução de 30 m com um tamanho de quadrícula de 12,5 m e um MDT com tamanho de quadrícula de 1 m, assim, espera-se que alguns trechos apresentem variação na mancha de inundação ao longo do trecho do rio. Percebe-se também que a base topográfica TP, que é um compilado entre dados medidos e as cartas do exército, possui praticamente a menor mancha de inundação em todo o trecho com exceção de três pontos distintos. A fim de facilitar a visualização, a Figura 27 apresenta um mosaico com os trechos das manchas de inundação em detalhe.

Tabela 15. Comparação das áreas inundadas do Cenário 2.

Base Topográfica	Área (km²)
TN	3,45
TF	3,35
TA	3,23
TP	2,35

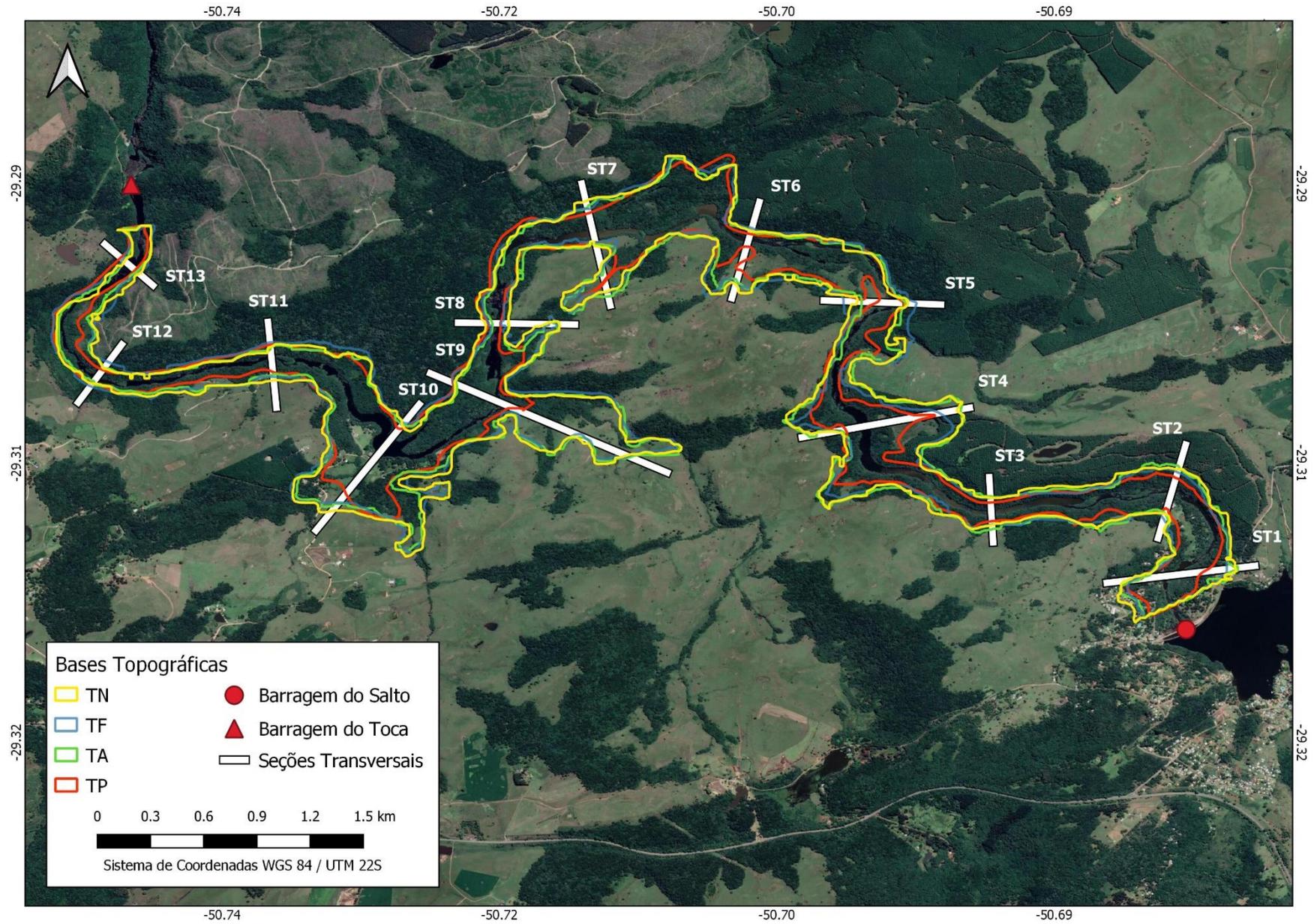


Figura 26. Diferença entre as áreas das manchas de inundação do Cenário 2.

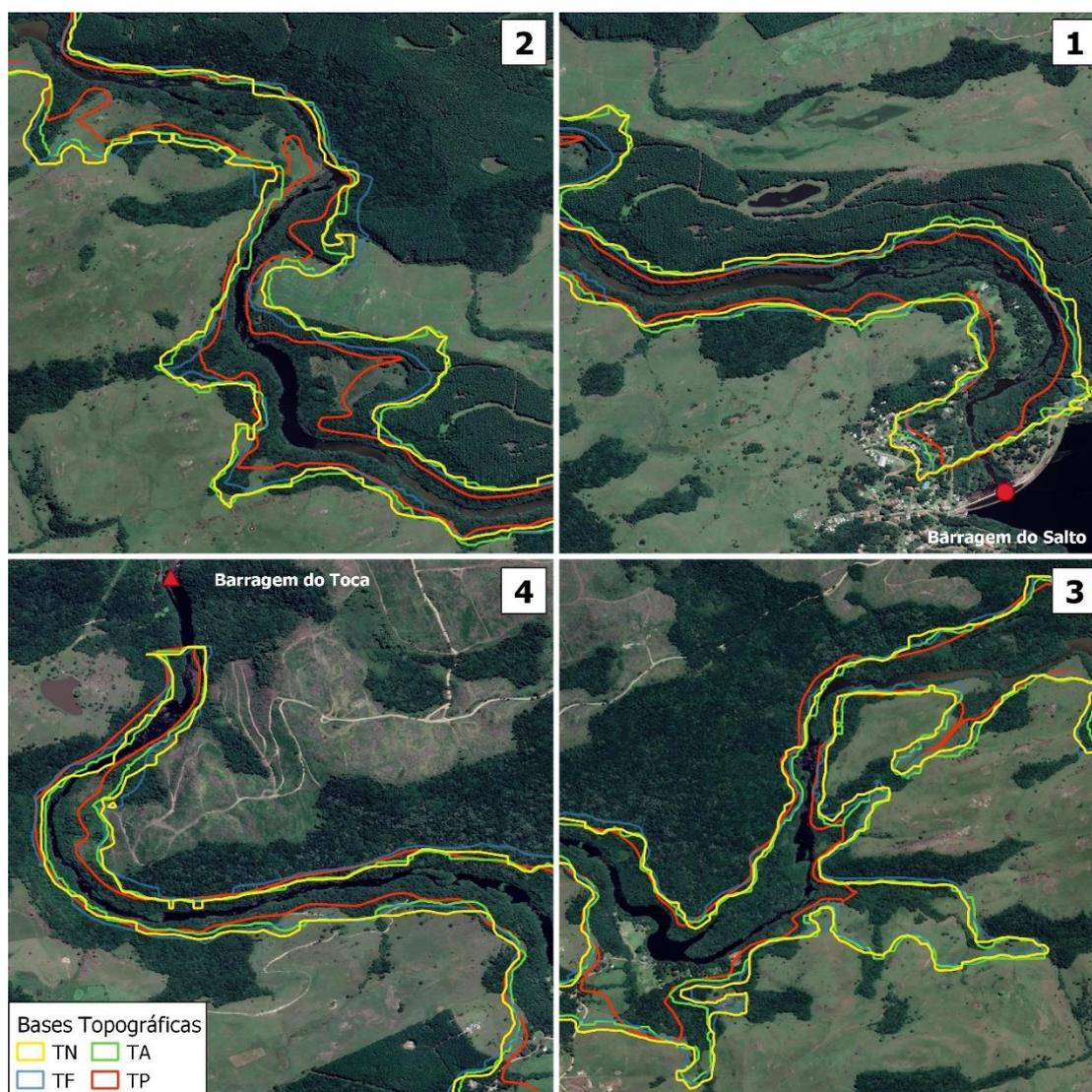


Figura 27. Detalhe das manchas de inundação do Cenário 2.

5.3 CENÁRIO 3

O Cenário 3 abrange os resultados obtidos através do método simplificado de Melo (2015), utilizando a base topográfica TN, coeficiente de rugosidade de Manning de $0,06 \text{ sm}^{-1/3}$ e seguindo o passo a passo indicado pelo autor. A partir disso, foram realizadas análises de alguns resultados: largura máxima na seção, profundidade em cada seção e propagação das vazões máximas. Para dar confiabilidade à análise realizada, todos os resultados obtidos com o método de Melo (2015) foram comparados com um dos resultados apresentados no Cenário 1, o que utiliza a base topográfica TN e possui coeficiente de rugosidade de Manning equivalente a $0,06 \text{ sm}^{-1/3}$.

A Tabela 16 apresenta os valores de larguras encontrados em cada uma das seções analisadas. Essa análise é importante pois delimita a extensão atingida pela inundação às margens do rio. O método de Melo (2015) apresenta uma largura maior, quando comparada à simulação computacional, em apenas duas seções das 13 estudadas, apresentando uma diferença relativa média de -13,57%. Dessa forma, pode-se dizer que este método tende a subestimar a extensão transversal que a onda de cheia pode atingir. A Figura 28 apresenta graficamente os resultados.

Tabela 16. Comparação entre os resultados de largura máxima (em m) do Cenário 3.

Seção	MELO (2015)	TN
1	352,30	301,86
2	248,57	295,66
3	134,69	175,59
4	546,46	704,46
5	259,62	284,98
6	319,56	350,68
7	406,21	460,62
8	260,28	213,40
9	525,47	1070,88
10	422,55	686,51
11	161,37	212,39
12	109,95	114,75
13	108,17	115,48

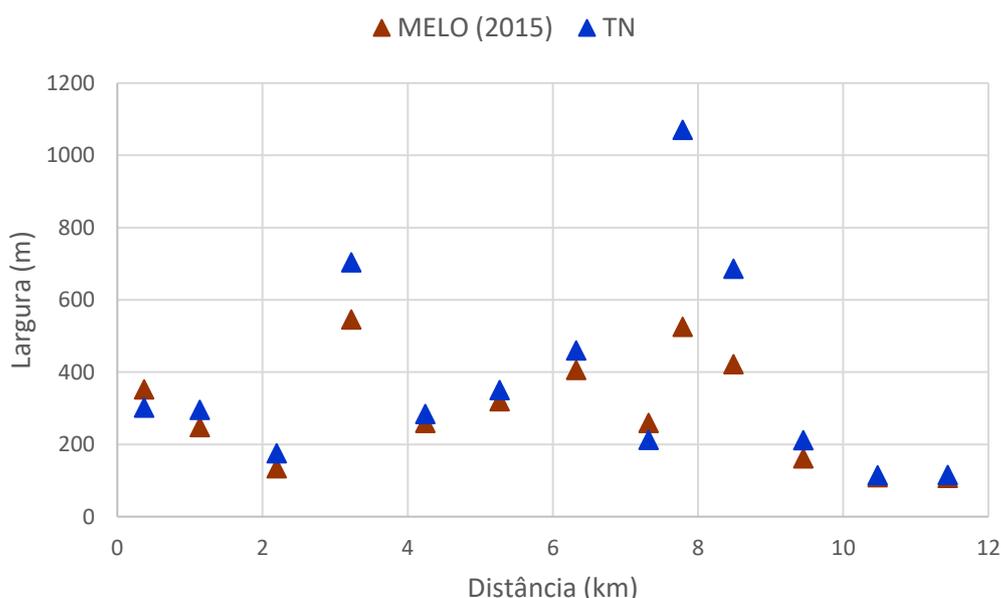


Figura 28. Comparação entre os resultados de largura máxima do Cenário 3.

A Tabela 17 mostra a comparação entre os resultados de profundidades encontrados no método de Melo e na simulação computacional utilizando a base topográfica TN. Em 11 seções estudadas o método de Melo subestima a profundidade em relação ao *software* HEC-RAS, sendo superior apenas em uma seção a jusante do trecho analisado, apresentando uma diferença relativa média de -22,88%. A Figura 29 apresenta graficamente a comparação entre os resultados.

Tabela 17. Comparação entre os resultados de profundidade máxima (em m) do Cenário 3.

Seção	MELO (2015)	TN
1	9,70	17,23
2	12,00	20,11
3	11,00	13,84
4	10,40	14,46
5	11,00	11,12
6	10,60	14,77
7	8,15	9,66
8	11,15	8,15
9	7,90	15,66
10	6,75	19,62
11	12,80	17,18
12	12,30	14,02
13	14,60	15,17

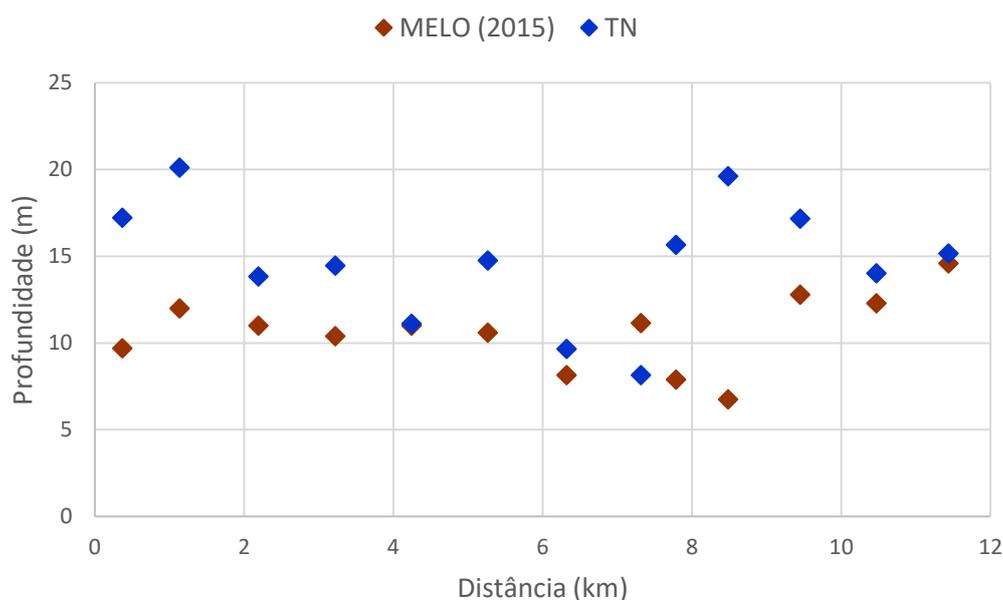


Figura 29. Comparação entre os resultados de profundidade máxima do Cenário 3.

Analisando a Tabela 18, percebe-se que os resultados de vazões máximas obtidos a partir do método de Melo (2015) possuem valores maiores, com diferença relativa média de 38%, em todas as seções transversais analisadas, quando comparado aos resultados de TN. Nessa análise, a metodologia simplificada mostrou resultados superiores à simulação computacional, produzindo um cenário mais crítico e conservador, podendo ser considerada a favor da segurança em todo o trecho do rio estudado. A Figura 30 apresenta graficamente a variação das vazões máximas atingidas em função da distância.

Tabela 18. Comparação entre os resultados de propagação das vazões máximas (em m³/s) do Cenário 3.

Seção	MELO (2015)	TN
1	6054,46	4925,27
2	5922,83	4706,43
3	5746,17	3817,02
4	5579,41	3816,88
5	5418,57	4138,28
6	5262,67	4126,69
7	5105,84	4089,78
8	4962,20	3461,8
9	4895,90	3246,65
10	4799,06	3229,43
11	4668,46	3225,28
12	4533,88	3222,01
13	4410,12	3221,22

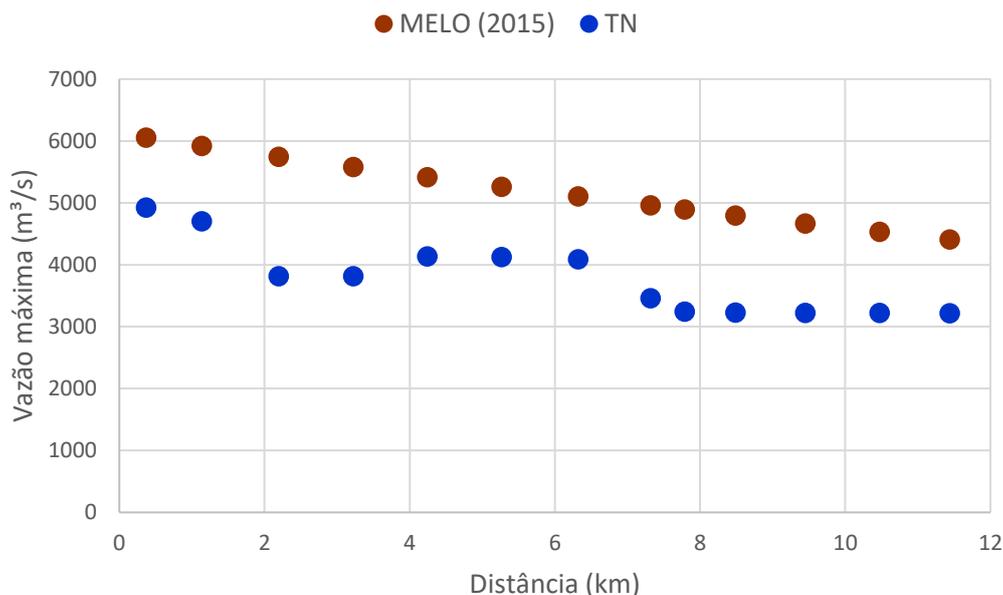


Figura 30. Propagação das vazões máximas do Cenário 3.

A Tabela 19 apresenta uma síntese dos resultados obtidos em todas as simulações. A fim de facilitar a análise, foi calculado um desvio padrão entre as 13 seções estudadas para os resultados de largura máxima na seção, profundidade e propagação das vazões máximas. Dessa forma, fica perceptível a análise de quais parâmetros resultaram valores maiores e podem ser considerados mais críticos sendo a favor da segurança. Os resultados obtidos para a análise de área de inundação estão apresentados em km². As análises devem ser feitas separando o Cenário 1, que avalia a variação dos coeficientes de rugosidade de Manning dos demais cenários.

Tabela 19. Síntese do desvio padrão dos parâmetros analisados.

	Parâmetros avaliados	Área de inundação (km ²)	Largura máxima na seção (m)	Profundidade (m)	Propagação das vazões máximas (m ³ /s)
CENÁRIO 1	0,045	3,45	280,42	3,61	436,08
	0,06	3,45	280,47	3,53	587,14
	0,11	3,63	279,38	3,83	658,78
CENÁRIOS 2 E 3	TN	3,45	280,47	3,53	587,14
	TF	3,35	288,09	2,93	568,15
	TA	3,23	254,89	3,61	225,54
	TP	2,35	144,62	3,14	676,82
	MELO (2015)	-	148,93	2,15	533,14

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

O presente trabalho de conclusão de curso desenvolve uma análise comparativa entre os resultados oriundos de simulações hidrodinâmicas e uma simulação simplificada, avaliando características da inundação proveniente da ruptura hipotética da barragem do Salto. Dessa forma, para atingir o objetivo principal desse trabalho, foram estabelecidos dois objetivos secundários apresentados no item 2.2. Nesse sentido, as conclusões abordam em um contexto geral os objetivos propostos e, por último, foram sugeridas recomendações adicionais para estudos futuros.

Ao desenvolver a propagação da onda de cheia através do *software* HEC-RAS 1D, foram realizadas duas análises: alternar o coeficiente de rugosidade de Manning a fim de investigar os impactos gerados e utilizar diferentes bases topográficas.

Diante dos resultados analisados, tem-se que, para os coeficientes de Manning testados, não houve grande variação entre as áreas de inundação, largura e profundidade máximas nas seções. Entretanto, para o coeficiente de Manning de $0,11 \text{ sm}^{-1/3}$, percebeu-se uma redução média de 8,3% na análise da propagação das vazões máximas ao longo do trecho do rio, fato esperado considerando o fator de rugosidade maior. Vale salientar que essa análise é válida para o estudo de caso realizado neste trabalho e não anula a necessidade de pesquisa referente ao comportamento rugoso de canais e áreas de inundação.

Dentro da análise realizada referente à variação das bases topográficas, percebeu-se diferenças nos resultados. Para os parâmetros de área de inundação e largura máxima na seção, as bases topográficas obtidas de forma livre apresentaram valores mais críticos, podendo ser consideradas a favor da segurança. Nesses dois critérios, a base topográfica TP apresentou os menores valores, resultado referente à sua base topográfica com maior detalhamento. Na avaliação de profundidade tem-se resultados relativamente semelhantes, em que a média com maiores valores acontece na base topográfica TF, que foi remodelada a fim de ser considerada um MDT. Para a propagação das vazões máximas, observa-se resultados próximos, então, pode-se dizer que as resoluções espaciais dos MDEs não interferiram nos resultados deste parâmetro.

Os resultados oriundos da aplicação da metodologia simplificada de Melo (2015) para os fatores avaliados de largura e profundidade máxima na seção subestimaram os valores encontrados pelo método computacional. Entretanto, o método apresentou maiores valores na propagação das vazões máximas. Dessa forma, conclui-se que a utilização do método simplificado é um interessante instrumento na realização de análises preliminares de áreas potencialmente atingidas por um rompimento, visto que necessita de poucos dados de entrada e tem rápida execução, quando comparado ao método computacional, que demanda tempo e experiência na operação do *software* HEC-RAS.

Como recomendação para estudos futuros, sugere-se replicar as comparações entre as simulações computacionais, com o uso do *software* HEC-RAS, e do método simplificado para outros estudos de caso. Além dos parâmetros abordados neste trabalho, indica-se que seja realizado a análise de outros parâmetros que podem ser explorados, como, por exemplo, análise das velocidades, tempos de chegada da onda de cheia, hidrogramas nas seções de interesse.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO – ANA (Brasil) (Org). **Manual Básico HEC-RAS 5.0.3 – Ruptura de Barragem**. Apostila 02. Brasília: Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico, Junho de 2018.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO – ANA (Brasil) (Org). **Portal SNISB - Mapa Interativo**. 2022. Disponível em: <https://portal1.snirh.gov.br/ana/apps/webappviewer/index.html?id=93e7af22c2294572b5aa554dfc048bc4>. Acesso em: 24 Set 2022.

AGUIAR, D. P. de O. **CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO ÍNDICE DE SEGURANÇA DE BARRAGENS – ISB**. 166 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Unicamp, Campinas, 2014.

AZIMI, R.; VATANKHAH, A. R.; KOUCHAKZADEH, S. Predicting peak discharge from breached embankment dams. **36th IAHR World Congress**, Hague, Holanda, 2015.

BALBI, D. A. F. **Metodologia para elaboração de Planos de Ações Emergenciais para inundações induzidas por barragens: Estudo de caso: Barragem de Peti - MG**. 353 f. Dissertação (Mestrado) – Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Belo Horizonte, 2008.

BAPTISTA, M. B.; LARA, M. M. **Hidráulica Aplicada**. Porto Alegre: Coleção ABRH, 2001. 619 p.

BARKER, B; SCHAEFER, M. **Dam Break Inundation Analysis and Downstream Hazard Classification**. Dam Safety Guidelines - Technical Note 1. Washington: MGS Engineering Consultants, 2007. Publication Number 92-55E

BATES, P. D.; DE ROO, A. P. J. A simple raster-based for floodplain inundation. **Journal of Hydrologic**, v. 236, p. 54-77, 2000.

BINNIE, G. M. (1978). **The collapse of the Dale Dyke dam in retrospect**. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 11(4), 305–324. doi:10.1144/gsl.qjeg.1978.011.04.04

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**. 222 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Minas Gerais, 2005.

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. **Presidência da República. Casa Civil**. Brasília, DF, 20 de setembro de 2010.

BRASIL. Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. **Presidência da República. Casa Civil**. Brasília, DF, 30 de setembro de 2020.

BRASIL. Resolução nº 144, de 10 de julho de 2012. **Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional de Recursos Hídricos**. [S.l.], 10 de julho de 2012.

CHAUHAN, S. S.; BOWLES, D. S.; ANDERSON, L. R. **Do current breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling?**

In: Proceedings of the annual conference of the association of state dam safety officials. Phoenix, EUA. 2004.

CHANSON, H. **The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction**. 2. ed. Burlington: Elsevier, 2004. 585 p.

CHOW, V. T. **Open Channel Hydraulics**. Estados Unidos: Mcgraw-hill Book Company, 1959. 680 p.

CNN BRASIL. **Geleira do Himalaia se solta, causa enchente e deixa até 150 mortos na Índia**. 2021. Disponível em: <https://www.cnnbrasil.com.br/internacional/geleira-do-himalaia-se-solta-e-deixa-mortos-na-india/>. Acesso em: 01 Set 2022.

COLLISCHONN, W. **Análise do rompimento hipotético da Barragem de Ernestina-RS**. 192 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, UFRGS, Porto Alegre, 1997.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, Fernando. **Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais**. Porto Alegre: Coleção ABRH, 2013. 350 p.

COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Análise do Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 2, n. 2, p.191- 206, jul - dez. 1997.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS (CBDB). **A história das barragens no Brasil, Séculos XIX, XX e XXI**: Cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens. Rio de Janeiro: Sindicato Nacional dos Editores de Livros, 2011. 533 p.

COSTA, J. **Floods from dam failures**. Denver: 1985. 59 p.

COUTINHO, M. M. **Avaliação do desempenho da modelagem hidráulica unidimensional e bidimensional na simulação de eventos de inundação em Colatina/ES**. 260 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Belo Horizonte, 2015.

CUNGE, J. A. On the subject of flood propagation computation method (Muskingum method), **Journal of Hydraulic Research**, v. 7 n. 2 p. 205-230, 1969.

DW. **Brasil tem 1 milhão vivendo perto de barragens de risco**. 2022. Disponível em: <https://www.dw.com/pt-br/brasil-tem-1-milh%C3%A3o-vivendo-perto-de-barragens-de-risco/a-61611264>. Acesso em: 01 Set 2022.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. 2003. 279 p.

FAN, F. M. *et al.* Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 19, n. 4, p.137-147, out - dez. 2014.

FARIA, F. L. F.; SILVA, M. B.; REIS, M. DE M.; AMORIM, J. C. C. Metodologia para obtenção do hidrograma para simulação de ruptura de barragens. **Revista Militar de Ciência e Tecnologia**, v. 36, n. 3, 4 dez. 2019.

FERLA, R. **Análise de aspectos hidráulicos de métodos simplificados envolvendo rompimento de barragens**. 223 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, UFRGS, Porto Alegre, 2018.

FREAD, D. L. **The NWS DAMBRK model**: Theoretical background/User documentation. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland. 123 p., 1991.

FREAD, D. L.; LEWIS, J. M. **NWS FLDWAV Model**: Theoretical description and user documentation. National Weather Service (NWS), NOAA, Office of Hidrology, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs – Maryland, 335 p., 1998.

FROEHLICH, D. C. Peak outflow from breached embankment dam. **Journal of Water Resources Planning and Management**, p. 90-97, 1995.

FROEHLICH, D. C. Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. **Journal of Hydraulic Engineering**, p. 1708-1721, 2008.

GOODELL, C. 1D? 2D? or 1D/2D? How Should I Build my Model? **The RAS Solution**, 2016. Disponível em: <https://www.kleinschmidtgroup.com/ras-post/1d-2d-or-1d-2d-how-should-i-build-my-model/>. Acesso em: 16 Ago 2022.

GUTH, P.L. *et al.* (2021). **Digital Elevation Models: Terminology and Definitions. Remote Sens.** 13, 3581. <https://doi.org/10.3390/rs13183581>.

HAGEN, V. K. **Re-evaluation of design floods and dam safety**. XIV Congress of International Commission on Large Dams, Rio de Janeiro, 1982.

Hawker, L. *et al.* **A 30 m global map of elevation with forests and buildings removed**. *Environ Res Lett* 2022, 17, 24016. <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1748-9326/ac4d4f>

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). World Register – General Synthesis. 2020. Disponível em: https://www.icold-cigb.org/GB/world_register/general_synthesis.asp. Acesso em: 08 Abr 2022.

INTERNATIONAL RIVERS. The Xe-Pian Xe-Namnoy Dam Disaster: Situation Update Two Years On. 2020. Disponível em: https://www.internationalrivers.org/wp-content/uploads/sites/86/2020/08/ir-factsheet-2_year_xe_pian_dam_collapse_1_0.pdf. Acesso em: 10 Set 2022.

IMBROGNO, D. F. **Analysis of Dam Failures and Development of a Dam Safety Evaluation Program** (Doctoral dissertation). Ohio State University, Ohio. 2014.

JANSEN, R. B. **Dams and Public Safety**: A Water Resources Technical Publication. Denver: 1983. 345 p.

JENSEN, J. R. **Sensoriamento Remoto do Ambiente- uma Perspectiva em Recursos Terrestres**. Ed. Parêntese. São Paulo. 2009

LAURIANO, A. W. **Estudo de ruptura da Barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS**. 251 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Belo Horizonte, 2009.

Li, Z.; Zhang, J. Calculation of field manning's roughness coefficient. **Agricultural Water Management**, v.49, n.2, p.153-161, 2001.

LYRA, G. B. *et al.* Coeficiente de Rugosidade de Manning para o rio Paracatu. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**. v. 14 n. 4, 2010.

MASCARENHAS, F. C. B. **Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens**. 291 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação de Engenharia, Coppe/UFRJ, UFRJ, Rio de Janeiro, 1990.

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

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA - MME (Brasil) (Org.). **Balanco Energético Nacional**. Brasília: 2021.

MONTE-MOR, R. C. de A. **Mapeamento de áreas inundáveis associadas a ruptura de barragens** – estudo de caso: barragem de ninho da Águia – MG. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG. Belo Horizonte. 2004.

NASA JPL (2020). **NASADEM Merged DEM Global 1 arc second V001** [Data set]. NASA EOSDIS Land Processes DAAC. Accessed 2022-09-19 from https://doi.org/10.5067/MEaSURES/NASADEM/NASADEM_HGT.001

OLIVEIRA, N. C. C. de. **A grande aceleração e a construção de barragens hidrelétricas no Brasil**. *Varia História* [online]. 2018, v. 34, n. 65 [Acessado 5 Abril 2022] pp. 315-346. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/0104-87752018000200003>. ISSN 1982-4343.

PIERCE, M. W. **Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams**. (Doctoral dissertation), Colorado State University, Colorado. 2008.

PEREIRA, G. M. **Projeto de Usinas Hidrelétricas: Passo a Passo**. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2015. 520 p.

ROCHA, F. F. **Retroanálise da ruptura da barragem São Francisco – Miraí, Minas Gerais, Brasil**. 200 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG. Belo Horizonte. 2015.

ROSSI, C. L. U. **Proposta de abordagem simplificada para avaliação dos efeitos oriundos da ruptura de barragens**. 214 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, UFRGS, Porto Alegre, 2020.

SALIBA, A. P. M. **Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens homogêneas de solo compactado**. 193 f. Tese (Doutorado) – Curso de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Belo Horizonte, 2009.

SCS – Soil Conservation Service. **Simplified dam-breach routing procedure**. Washington, DC. 1981.

SILVA, E. L.; SILVA, M. A. **Segurança de barragens e os riscos potenciais à saúde pública**. *Saúde em Debate*, v. 44, p. 242-261, 2020. DOI: <https://doi.org/10.1590/0103-11042020E217>.

SINGH, V. **Dam Breach Modeling Technology**. [S.l.]: [s.n.], 1996.

TEIXEIRA, E. D. *et al.* Avaliação de métodos de propagação de hidrograma proveniente de ruptura hipotética de barragens: Estudo de caso em um trecho de rio. **XXXI Seminário Nacional de Grandes Barragens (SNGB)**, 2017.

TSCHIEDEL, A. D. F. **Avaliação de fontes de incerteza em estudos de rompimentos de barragens**. 138 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, UFRGS, Porto Alegre, 2017.

TSCHIDEL, A. F.; TASSINARI, L. C. S.; FAN, F. M.; PAIVA, R. C. D. **Barragens e Rompimentos: Compilação Histórica Nacional e Internacional**. XXIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Foz do Iguaçu., 2019.

TUCCI, C. E. M. **Hidrodinâmica de rios e canais**. São Paulo: Departamento de Águas e Energia Elétrica/USP. 202p. 1980. Comunicação Técnica n.9

USACE – U. S. Army Corps of Engineers. **HEC-RAS, River Analysis System**. Hydraulic Reference Manual. Version 1. Davis: 1995.

USACE – U. S. Army Corps of Engineers. **Using HEC-RAS for Dam break studies**. Hydrologic Engineering Center. Washington: 2014. 74 p.

USACE – U. S. Army Corps of Engineers. **HEC-RAS River Analysis System**. Hydraulic Reference Manual. Version 5. Davis: 2016.

USBR - U. S. Bureau of Reclamation. **Design of Small Dams**. 3. ed. Washington: 1987. 904 p.

USBR - U. S. Bureau of Reclamation. **Policy and Procedures for Dam Safety Modification Decisionmaking**. Denver: Department of Interior, 1989. 302 p.

WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF ECOLOGY. Dam safety guidelines: Technical note 1 – **Dam break inundation analysis and downstream hazard classification**. [S.l.]. 2007.

WETMORE, J.; FREAD, D. L. **The NWS Simplified Dam-break Flood Forecasting Model**, 1983. p. 24.

WORLD COMMISSION ON DAMS (Ed.). *Dams and development: a new framework for decision-making*. London: Earthscan, 2000.

YU, S. *et al.* (2021). Study of the Sheyuegou dam breach – Experience with the post-failure investigation and back analysis. **Engineering Failure Analysis**, 125, 105441. doi:10.1016/j.engfailanal.2021.105441