UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE PRÓ-REITORIA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Leonardo de Carvalho Souza Santa Rita

Simulação computacional da propagação de cheia por diferentes rompimentos hipotéticos como subsídio para a gestão de segurança de barragens em Sergipe

São Cristóvão – SE 2021 Leonardo de Carvalho Souza Santa Rita

Simulação computacional da propagação de cheia por diferentes rompimentos hipotéticos como subsídio para a gestão de segurança de barragens em Sergipe

Dissertação apresentada ao Programa de Pósgraduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Construção civil.

Linha de pesquisa: Saneamento Ambiental e Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Ludmilson Abritta Mendes.

Coorientador: Prof. Dr. André Quintão de Almeida

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por me conceder a vida e por toda proteção e livramentos. Aos meus pais, Antonio Carlos e Raquel Maria, por não medirem esforços para nos proporcionar uma vida tranquila, equilibrada, feliz e digna. Foi com essa dedicação que pude trilhar o caminho até aqui. A minha irmã, Jamile, agradeço pelos momentos de descontração, que me ajudaram a levar as dificuldades com mais alegria e leveza. Aos primos, tios e familiares, agradeço pelo carinho, ternura e união que sempre cultivamos. Ainda que demoremos de nos encontrar, o reencontro é sempre carinhoso e divertido.

Por mais essa conquista educacional, agradeço imensamente a todos os professores que me ajudaram a atingi-la. Desde a formação básica até agora, o mestrado, vocês foram fundamentais no meu caminho do conhecimento, que não para por aqui. Não só aos professores, mas aos colegas de classe, de sufocos e de resenhas. Tanto aos da graduação quanto aos da pós-graduação. Aqui eu preciso mencionar a galera do LAMEC. Como um laboratório numa sala de canto no primeiro pavimento do PROEC permitiu nutrir amizades verdadeiras, companheirismo e bons momentos de aprendizado durante esses anos! Agradeço a todos os integrantes pela recepção e excelentes lembranças dos momentos lá vividos.

Incríveis são as conexões que fazemos "ao acaso". Sempre tive boas relações com meus professores. Com Ludmilson não foi diferente, mas ainda melhor. Agradeço pela orientação durante o mestrado, mas muito mais pelo companheirismo, paciência, conversas sérias e também as divertidas. Como você mesmo disse: amizade como essa contamos nos dedos; Deus nos presenteia na vida dessa forma. Muito bem dito. Ao André, agradeço pelos ensinamentos fundamentais no geoprocessamento e pelo exemplo de tranquilidade, leveza e descontração que devemos ter na vida.

Agradeço, por fim, à COHIDRO, em especial à Betyna e ao Paulo Henrique, e à equipe técnica da SEDURBS/SERHMA-SE, particularmente à Márcia Fernandes, ao João Carlos e ao Thiers, pela disponibilização de dados, orientações e auxílio, que foram fundamentais para o desenvolver da pesquisa.

"Se a educação sozinha não transforma a sociedade, sem ela tampouco a sociedade muda." (Paulo Freire)

RESUMO

As barragens têm sido a solução empregada para garantir segurança hídrica e desenvolvimento para as civilizações. A despeito dos benefícios, existem impactos ambientais e riscos de acidentes associados a sua utilização. A Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) estabelece diretrizes e requisitos a serem seguidos por empreendedores e órgãos fiscalizadores e, para barragens classificadas em dano potencial associado alto, obriga a elaboração do Plano de Ação de Emergência (PAE). Para tanto, cenários de rompimentos hipotéticos devem ser simulados, a fim de obter a abrangência espacial da inundação no vale de jusante. Nesse sentido, este trabalho objetivou avaliar os efeitos hidrodinâmicos nos vales de jusante devido a rompimentos hipotéticos das barragens Jacarecica I e II, no estado de Sergipe. Considerando cenários de rompimento mais provável (condições usuais) e de rompimento extremo (condições incomuns), foram elaboradas as manchas de inundação e realizado o zoneamento de risco hidrostático e hidrodinâmico. Além da comparação dos resultados obtidos utilizando o modelo hidrodinâmico HEC-RAS com os fornecidos pela Metodologia Simplificada (MS) da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico, foi realizada uma análise de sensibilidade das respostas do HEC-RAS frente a variação dos dados de entrada. Os resultados demonstraram que os rompimentos simulados por falha estrutural provocam inundações que atingem residências, áreas agrícolas, estradas e rodovia, pontes e uma indústria até chegar na cidade de Riachuelo, cerca de 18 km a jusante de Jacarecica II, com tempos mínimos de 6 a 8 horas, sendo percebidas profundidades e velocidades máximas próximas a 10 m e 5 m.s⁻¹, respectivamente. Verificou-se ainda que as barragens são seguras quanto ao galgamento de suas estruturas por eventos hidrometeorológicos extremos, ainda que eles causem inundações naturais significativas. A mancha de inundação simulada com o HEC-RAS demonstrou formato similar à elaborada pela MS, ainda que a abrangência espacial tenha sido maior com a MS. A análise de sensibilidade mostrou que os gatilhos de rompimento e as afluências aos reservatórios são os dados de entrada que provocam menor convergência nas vazões, velocidades e profundidades máximas simuladas. Como as manchas de inundação obtidas atingem tanto áreas rurais quanto urbanas com profundidades e velocidades significativas, é fundamental (e mandatório, segundo a PNSB) que sejam elaborados os PAEs das barragens estudadas o quanto antes.

Palavras-chave: ruptura de barragem; modelagem hidrodinâmica; HEC-RAS; Metodologia Simplificada da ANA; inundação; zoneamento de riscos; geoprocessamento.

ABSTRACT

Dams have been the solution used to ensure water security and development for civilizations. Despite the benefits, there are environmental impacts and risks of accidents associated with their use. The National Dam Safety Policy (PNSB) establishes guidelines and requirements to be followed by entrepreneurs and regulators, and, for dams with potential damage asociated classified as high, it requires the preparation of an Emergency Action Plan (EAP). To do so, hypothetical dam break scenarios must be simulated in order to obtain the flood's spatial coverage in the downstream valley. In this regard, this work aimed to evaluate the hydrodynamic effects in the downstream valleys due to hypothetical ruptures of the Jacarecica I and Jacarecica II dams, in the state of Sergipe. Considering scenarios of most probable rupture (usual conditions) and extreme rupture (unusual conditions), flood inundation maps were elaborated and hydrostatic and hydrodynamic risk zoning was carried out. In addition to comparing the results obtained using the HEC-RAS hydrodynamic model with those provided by the National Water and Basic Sanitation Agency's Simplified Methodology (MS), a sensitivity analysis of the HEC-RAS outputs was performed with varying input data. Results showed that the dam break scenarios cause floods that affect residential and agricultural areas, roads and highways, bridges and an industry before reaching the city of Riachuelo, about 18 km downstream of Jacarecica II, with minimum wave arrival times of 6 to 8 hours, and maximum depths and velocities close to 10 m and 5 m.s⁻¹, respectively. It was also observed that the dams resist extreme hydrometeorological events without overtopping, even though these events cause significant natural flood. The inundation map simulated with HEC-RAS showed a similar format to the one developed by MS, although the spatial coverage was wider with MS. The sensitivity analysis showed that the triggers elevations and the inflows to the reservoirs are the input data that cause less convergence in the simulated flows, velocities and maximum depths. With rural and urban areas located inside the flood inundation mpas and subjected to significant wave depths and velocities, it is essential (and mandatory, according to the PNSB) that the dams' EAPs are prepared as soon as possible.

Key-words: dam-break; hydrodynamic modelling; HEC-RAS; Simplified Dam-Break study; flood; risk zoning; geoprocessing.

Lista de Ilustrações

Figura 1.1: Localização do estado de Sergipe no Brasil e da Região Metropolitana de Aracaju	5
Figura 1.2: Bacias hidrográficas e seus rios principais	5
Figura 2.1: Principais componentes estruturais de barragens de terra	.13
Figura 2.2: Frequências de barragens de acordo com o material construtivo: a) no mundo; b) no Bra	sil.
	.13
Figura 2.3: Barragem da Aguieira, construída em 1981, em Portugal, com tipologia de concreto	em
arcos múltiplos de dupla curvatura	.15
Figura 2.4: Seção transversal típica de uma barragem de concreto gravidade	.16
Figura 2.5: Seção transversal típica de uma barragem de terra homogênea	.16
Figura 2.6: Seção transversal da Barragem de Três Marias, MG, construída em terra zoneada	.16
Figura 2.7: Seção transversal típica de uma barragem de enrocamento convencional	.17
Figura 2.8: Método de execução de barragens de contenção de rejeitos: a) alteamento a montante; e	: b)
alteamento a jusante	.17
Figura 2.9: Percentuais de causas de rupturas de barragens com altura superior a 15 metros	.19
Figura 2.10: Esquema da evolução do galgamento em barragem de terra	.20
Figura 2.11: Erosão interna regressiva em barragem de terra homogênea	.21
Figura 2.12: Erosão interna em torno de trincas existentes em barragens de terra	.21
Figura 2.13: Esquema do processo de erosão em forma de tubo (piping) na fundação de uma barrag	em
de concreto	.22
Figura 2.14: Evolução da legislação sobre segurança de barragens em alguns países	.28
Figura 2.15: Geometria usual de brecha de rompimento de barragem	.41
Figura 2.16: Evolução da geometria da brecha por galgamento em barragens de aterro	.42
Figura 2.17: Evolução da geometria da brecha por erosão interna em barragens de aterro	.42
Figura 2.18: Mapa demonstrando as profundidades atingidas devido a inundação	.57
Figura 2.19: Delimitação das zonas de risco no vale de jusante de barragens, a depender do tempo	de
chegada da frente de onda	.58
Figura 2.20: Exemplo de zoneamento de risco hidrodinâmico em área urbanizada	.58
Figura 2.21: Níveis de perigo da inundação para humanos e para edificações onde se abrigam	.59
Figura 2.22: Níveis de perigo da inundação para edificações	.59
Figura 2.23: Diferença entre MDS (digital surface model) e MDT (digital terrain model)	.61
Figura 2.24: Comparação entre manchas obtidas pela Metodologia Simplificada da ANA a) antes o	das
edições, demonstrando descontinuidades e b) após as edições manuais, corrigindo as geometrias	.73
Figura 2.25: Exemplo de terreno e geometrias inseridos em uma abordagem 1D/2D no HEC-RAS	.75

Figura 2.26: Malha computacional com tamanho superior aos detalhes inseridos pelo MDE, captan	do
variações da topografia e utilizando malhas espaçadas. Ainda, exemplo das ferramentas Breakline	s e
Refinement Region	77
Figura 2.27: Terreno original (esquerda) e terreno com simulação de batimetria do canal (direita)	78
Figura 2.28: Camada vetorial contendo diferentes usos da terra e respectivos coeficientes de Mannie	ng.
	78
Figura 3.1: Climatologia da sub-bacia do rio Jacarecica	80
Figura 3.2: Precipitações médias mensais na sub-bacia do rio Jacarecica	81
Figura 3.3: Tipos de solo presentes na sub-bacia do rio Jacarecica	82
Figura 3.4: Classes de uso da terra presentes na SBJ de acordo com o Atlas Digital de Sergipe	.83
Figura 3.5: Localização da área de estudo: barragens e suas bacias de contribuição, cidades no entor	no
e parte da hidrografia da bacia hidrográfica do rio Sergipe	84
Figura 3.6: Classes de declividades (%) existentes na sub-bacia do rio Jacarecica	84
Figura 3.7: Bacias de contribuição dos reservatórios dos perímetros irrigados Jacarecica I e II	.86
Figura 3.8: Perfil longitudinal do rio Jacarecica	87
Figura 3.9: Localização de pontos de interesse a jusante de Jacarecica I	93
Figura 3.10: Localização de pontos de interesse a jusante de Jacarecica II	94
Figura 4.1: Fluxograma da metodologia adotada neste trabalho	96
Figura 4.2: Curvas cota-área-volume do reservatório da barragem Jacarecica I1	10
Figura 4.3: Curvas cota-área-volume do reservatório da barragem Jacarecica II1	11
Figura 4.4: Comparação das curvas cota-volume para o reservatório de Jacarecica II1	15
Figura 4.5: Esquema da inserção das geometrias no HEC-RAS1	16
Figura 4.6: Curvas de descarga dos vertedores das barragens de Jacarecica I e Jacarecica II1	19
Figura 5.1: Delimitação das sub-bacias na região de estudo1	24
Figura 5.2: Mapa de classificação do uso da terra na região de estudo1	27
Figura 5.3: Comparação do detalhamento possibilitado pela classificação das imagens Planet frente	ao
mapa de uso da terra do Mapbiomas, coleção 51	28
Figura 5.4: Coeficientes de Manning espacializados de acordo com a classificação do uso da terra1	29
Figura 5.5: Polígonos de Thiessen para o cálculo da precipitação média na região de estudo1	32
Figura 5.6: Hietogramas de Huff 50%, com TR de 100 anos, para a sub-bacia Jac11	35
Figura 5.7: Hidrogramas afluentes de todas as sub-bacias, para o TR de 10.000 anos1	39
Figura 5.8: Hidrogramas de ruptura de (a) JAC1 e (b) JAC2. Cada instante de tempo representa u	ım
intervalo de 5 minutos1	40
Figura 5.9: Abrangência da inundação resultante do cenário RMP_sol1	40
Figura 5.10: Zoneamento de risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RMP_sol)1	41
Figura 5.11: Zoneamento de risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC1 (RMP_sol)1	42

Figura 5.12: Zoneamento de risco hidrostático no vale de jusante de JAC2 (RMP_sol)	.143
Figura 5.13: Zoneamento de risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC2 (RMP_sol)	.144
Figura 5.14: ZAS e ZIP de JA2 (RMP_sol)	.145
Figura 5.15: Tempo de atingimento da profundidade máxima – JAC2 (RMP_sol)	.146
Figura 5.16: Variação do nível da água nos reservatórios de (a) JAC1 e (b) JAC2	.147
Figura 5.17: Mancha de inundação no vale de jusante de JAC2 (RMP_sol e RMP_chuva)	.149
Figura 5.18: Hidrogramas de ruptura de (a) JAC1 e (b) JAC2 no cenário RE_sol	.150
Figura 5.19: Abrangência da inundação resultante do cenário RE_sol	.151
Figura 5.20: Zoneamento do risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RE_sol)	.153
Figura 5.21: Zoneamento de risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC1 (RE_sol)	.153
Figura 5.22: Zoneamento do risco hidrostático no vale de jusante de JAC2 (RE_sol)	.154
Figura 5.23: Zoneamento do risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC2 (RE_sol)	.154
Figura 5.24: Vista tridimensional da propagação da onda de cheia da ruptura da barragem Jacarec	ica I
	.155
Figura 5.25: Vista tridimensional da propagação da onda de cheia da ruptura da barragem Jacareci	ca II
	.155
Figura 5.26: ZAS e ZIP de JAC2 (RE_sol)	.156
Figura 5.27: Tempo de atingimento da profundidade máxima – JAC2 (RE_sol)	.157
Figura 5.28: Variação do nível da água nos reservatórios de (a) JAC1 e (b) JAC2	.158
Figura 5.29: Mancha de inundação no vale de jusante de JAC2 (RMP_chuva e RE_chuva)	.158
Figura 5.30: Mancha e inundação e seções transversais da Metodologia Simplificada da ANA	.160
Figura 5.31: Manchas de inundação obtidas com a MS, e com os cenários RMP_sol e RE_sol	.162
Figura 5.32: Variação da diferença percentual para a velocidade e profundidade máximas ao longo	das
seções transversais no cenário RMP_sol	.163
Figura 5.33: Variação da diferença percentual para a velocidade e profundidade máximas ao longo) das
seções transversais no cenário RE_sol	.164
Figura 5.34: Localização dos pontos onde foram extraídas as variáveis Q_{MAX} , V_{MAX} e H_{MAX}	.166
Figura 5.35: Coeficientes de variação de Q _{MÁX} , H _{MÁX} e V _{MÁX} para os cenários de variação do TR	.168
Figura 5.36: Coeficientes de variação de Q_{MAX} , H_{MAX} e V_{MAX} para os cenários de variação do NA	.170
Figura 5.37: Perfis de vazão (a) e velocidade (b) no ponto 5 do vale de jusante de Jacarecica II	.171
Figura 5.38: Coeficientes de variação de Q_{MAX} , H_{MAX} e V_{MAX} para os cenários de variação do TFA.	.173
Figura 5.39: Coeficientes de variação de Q _{MÁX} , H _{MÁX} e V _{MÁX} para os cenários de variação das bre	chas
	.175
Figura 5.40: Coeficientes de variação de Q _{MÁX} obtidos pela aplicação dos cenários, em cada ponto	nos
vales de jusante	.176

Figura 5.41: Coeficientes de variação de $H_{\mbox{\scriptsize MAX}}$ obtidos pela aplicação dos cenários, em	cada ponto nos
vales de jusante	176
Figura 5.42: Coeficientes de variação de V_{MAX} obtidos pela aplicação dos cenários, em	cada ponto nos
vales de jusante	177
Figura 5.43: Perfis transversais do terreno nos pontos (a) 4 e (b) 7	177

Lista de Tabelas

Tabela 1.1: Exemplos de instrumentos regulatórios sobre Gestão de Recursos Hídricos em Sergipe7
Tabela 2.1: Causas de ruptura de barragens a depender do tipo de material construtivo19
Tabela 2.2: Causas principais e secundárias de rompimentos de barragens em vários países20
Tabela 2.3: Exemplos de rompimentos de barragens no mundo, com suas causas e consequências24
Tabela 2.4: Critérios de classificação instituídos pela Resolução CNRH n. 143/201230
Tabela 2.5: Exemplos de Sistemas de Alerta em países europeus
Tabela 2.6: Algumas barragens existentes no estado de Sergipe e suas principais características37
Tabela 2.7: Valores usualmente considerados para a brecha em estudos de ruptura de barragens43
Tabela 2.8: Equações empíricas para obtenção da geometria da brecha em estudos de rompimento de
barragens de terra e enrocamento44
Tabela 2.9: Equações empíricas para determinação da vazão de pico do rompimento da barragem45
Tabela 2.10: Hidrogramas de ruptura na seção da barragem46
Tabela 2.11: Alguns modelos hidrodinâmicos utilizados para a propagação de ondas de cheia55
Tabela 2.12: Níveis de perigo da inundação para humanos
Tabela 2.13: Níveis de perigo da inundação para edificações
Tabela 2.14: Valores de Coeficientes de Manning (m ^{1/3} .s ⁻¹) usuais em estudos hidrológicos64
Tabela 3.1: Indicadores demográficos dos municípios inseridos na área de estudo
Tabela 3.2: Parâmetros geométricos e índices fisiográficos das bacias de contribuição estudadas87
Tabela 3.3: Divergência de dados topográficos e volumétricos encontrados após realização de
batimetria e levantamento topográfico nos reservatórios das barragens Jacarecica I e Jacarecica II91
Tabela 3.4: Informações cadastrais dos Perímetros Irrigados Jacarecica I e Jacarecica II
Tabela 4.1: Principais características das imagens dos nanossatélites Planet
Tabela 4.2: Codificação inserida nas camadas de treinamento das classificações
Tabela 4.3: Escala de concordância da classificação com base no índice Kappa100
Tabela 4.4: Associação entre as categorias de uso da terra, os códigos atribuídos na classificação e os
Coeficientes de Manning selecionados para a análise da propagação da onda de cheia101
Tabela 4.5: Associação entre as categorias de uso da terra, as coberturas do solo e os valores do CN
para os diferentes grupos hidrológicos do solo101
Tabela 4.6: Postos pluviométricos utilizados para a construção dos hietogramas nas sub-bacias102
Tabela 4.7: Parâmetros das equações IDF dos municípios considerados no estudo104
Tabela 4.8: Associação entre tipos de solo existentes nas sub-bacias e grupo hidrológico do solo106
Tabela 4.9: Parâmetros da brecha hipotética no barramento de Jacarecica I
Tabela 4.10: Cenários de formação da brecha na barragem de Jacarecica I
Tabela 4.11: Intervalos para obtenção da constante C _b 109

Tabela 4.12: Resultados dos parâmetros formadores da brecha provenientes dos modelos empíricos.
Tabela 4.13: Cenários de formação da brecha na barragem de Jacarecica II110
Tabela 4.14: Elevações (m) da superfície da água, a depender dos armazenamentos (%), para compor
as condições iniciais nos reservatórios
Tabela 4.15: Cenários avaliados para o gatilho da ruptura (TFA)
Tabela 4.16: Cenários de ruptura mais provável e extrema propostos para o estudo
Tabela 4.17: Informações dos barramentos inseridas na caixa de diálogo da conexão SA/2D Flow Area
Tabela 4.18: Detalhes das geometrias a serem inseridas em cada cenário das simulações
Tabela 4.19: Pontos nos vales de jusante onde foram computadas as vazõs, profundidades e
velocidades máximas, para a análise de sensibilidade121
Tabela 4.20: Cenários "referência" dos dados de entrada para a análise de sensibilidade121
Tabela 4.21: Dados de entrada para analisar a sensibilidade quanto às afluências probabilísticas122
Tabela 4.22: Dados de entrada para analisar a sensibilidade quanto ao armazenamento inicial
(correspondentes elevações da superfície da água) dos reservatórios
Tabela 4.23: Dados de entrada para analisar a sensibilidade quanto aos gatilhos de rompimento122
Tabela 4.24: Dados de entrada para analisar a sensibilidade quanto aos parâmetros das brechas122
Tabela 5.1: Parâmetros planialtimétricos e morfométricos das sub-bacias delimitadas125
Tabela 5.2: Resultados das classificações supervisionadas utilizando algoritmos de machine learning
Tabela 5.3: Precipitações médias mensais e acumuladas anuais nos postos da região de estudo129
Tabela 5.4: Valores-p dos testes estatísticos, considerando significância de 5%130
Tabela 5.5: Totais precipitados (mm) obtidos com as IDFs dos municípios no entorno da bacia de
contribuição de Jacarecica I de acordo com as durações dos eventos chuvosos131
Tabela 5.6: Durações dos eventos de chuva consideradas em cada sub-bacia132
Tabela 5.7: Coeficientes de Thiessen dos postos pluviométricos em cada sub-bacia133
Tabela 5.8: resultados dos fatores FRA para cada sub-bacia133
Tabela 5.9: Totais precipitados (mm) de acordo com as IDFs de cada sub-bacia134
Tabela 5.10: Lâminas máximas (mm) precipitadas em blocos de 5 minutos de acordo com a
distribuição de Huff 50% na sub-bacia Jac1135
Tabela 5.11: Máximas lâminas precipitadas em blocos de 5 minutos em cada sub-bacia considerando a
distribuição de Huff 50% 4º Quartil135
Tabela 5.12: Áreas de cada tipo de solo presente nas sub-bacias delimitadas136
Tabela 5.13: Áreas das coberturas da terra em cada sub-bacia e os respectivos CN _{MÉD} 136
Tabela 5.14: Tempos de retardo (min) considerados em cada sub-bacia137

Tabela 5.15: Vazões máximas (m ³ .s ⁻¹) obtidas com a modelagem chuva-vazão em cada sub-bacia137
Tabela 5.16: Vazões médias de longo termo (Q _{MLT} , m ³ .s ⁻¹) nas sub-bacias138
Tabela 5.17: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RMP_sol)142
Tabela 5.18: Áreas relativas ao risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC1 (RMP_sol)143
Tabela 5.19: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC2 (RMP_sol)143
Tabela 5.20: Áreas relativas ao risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC2 (RMP_sol)145
Tabela 5.21: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RMP_chuva)148
Tabela 5.22: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC2 (RMP_chuva)148
Tabela 5.23: Áreas relativas ao risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC1 (RMP_chuva)149
Tabela 5.24: Áreas relativas ao risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC2 (RMP_chuva)149
Tabela 5.25: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RE_sol)152
Tabela 5.26: Áreas relativas ao risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC1 (RE_sol)152
Tabela 5.27: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC2 (RE_sol)152
Tabela 5.28: Áreas relativas ao risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC2 (RE_sol)152
Tabela 5.29: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RE_chuva)159
Tabela 5.30: Áreas relativas ao risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC1 (RE_chuva)159
Tabela 5.31: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC2 (RE_chuva)160
Tabela 5.32: Áreas relativas ao risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC2 (RE_chuva)160
Tabela 5.33: Resultados da aplicação da MS na barragem Jacarecica II
Tabela 5.34: Resultados do HEC-RAS para o cenário RMP_sol e diferenças percentuais para a MS 163
Tabela 5.35: Resultados do HEC-RAS para o cenário RE_sol e diferenças percentuais para a MS164
Tabela 5.36: Resultados de QMÁX (m3.s-1) para os cenários de variação do TR167
Tabela 5.37: Resultados de HMÁX (m) para os cenários de variação do TR167
Tabela 5.38: Resultados de VMÁX (m.s-1) para os cenários de variação do TR167
Tabela 5.39: Resultados de QMÁX (m3.s-1) para os cenários de variação do NA169
Tabela 5.40: Resultados de HMÁX (m) para os cenários de variação do NA169
Tabela 5.41: Resultados de VMÁX (m.s-1) para os cenários de variação do NA170
Tabela 5.42: Resultados de QMÁX (m3.s-1) para os cenários de variação do TFA172
Tabela 5.43: Resultados de HMÁX (m) para os cenários de variação do TFA172
Tabela 5.44: Resultados de VMÁX (m.s-1) para os cenários de variação do TFA173
Tabela 5.45: Resultados de QMÁX (m3.s-1) para os cenários de variação das brechas174
Tabela 5.46: Resultados de HMÁX (m) para os cenários de variação das brechas174
Tabela 5.47: Resultados de VMÁX (m.s-1) para os cenários de variação das brechas175
Tabela 5.48: Exemplos de estudos de rompimento de barragens brasileiras reportados na literatura. 179

Lista de Abreviaturas e Siglas

ANA	Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico
ANCOLD	Australian National Comittee on Large Dams
BH	Bacia Hidrográfica
BUREC	Bureau of Reclamation (United States)
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CN	Curve Number
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
COHIDRO	Companhia de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Irrigação de Sergipe
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FRA	Fator de Redução de Área
HEC-HMS	Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center – River Analysis System
ICOLD	International Comission on Large Dams
IDF	Intendidade-Duração-Frequência
JAC1	Barragem Jacarecica I
JAC2	Barragem Jacarecica II
LIDAR	Light Detection and Ranging
MDE	Modelo Digital de Elevação
MS	Metodologia Simplificada da ANA
NASADEM	MDE SRTM corrigido
PAE	Plano de Ação de Emergência
PAS	Programa Águas de Sergipe
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
PSB	Plano de Segurança de Barragens
RE	Ruptura Extrema
RF	Random Forest
RMP	Ruptura Mais Provável
RN	Rede Neural
RSB	Relatório de Segurança de Barragens
SA	Sistema de Alerta
SBJ	Sub-bacia do rio Jacarecica

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Contextualização	1
1.2 Sergipe e a gestão dos recursos hídricos	4
1.3 Justificativa e Motivação	7
1.4 Objetivos	8
2 REVISÃO DA LITERATURA	10
2.1 As barragens	10
2.1.1 Evolução histórica das barragens	
2.1.2 Caracterização geral, principais componentes e classificações	
2.2 Rompimentos de barragens	18
2.2.1 Principais formas de rompimento	
2.2.2 Histórico de rompimentos	23
2.3 Legislação sobre Segurança de Barragens	24
2.3.1 Cenário Internacional	24
2.3.2 Cenário Nacional	27
2.3.3 Cenário Sergipano	34
2.4 Modelagem de Rompimento de Barragens	
2.4.1 Formação da brecha do rompimento	40
2.4.2 Determinação do hidrograma de ruptura	45
2.4.3 Propagação da onda de cheia no vale de jusante	47
2.4.4 Mapeamento da inundação e Zoneamento de risco	55
2.5 Dados de entrada em modelos de rompimento de barragens	60
2.5.1 Representação topográfica	60
2.5.2 Coeficientes de rugosidade	63
2.5.3 Cenários hidrometeorológicos	66
2.5.4 Parâmetros de formação da brecha nos barramentos	69
2.5.5 Incertezas associadas aos dados de entrada	69
2.6 Metodologia Simplificada da ANA	70
2.7 Modelo hidrodinâmico HEC-RAS	74
2.7.1 HEC-RAS (1D ou 1D/2D)	
2.7.2 HEC-RAS (2D)	77

3 ESTUDO DE CASO: SUB-BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO JACARECICA	80
3.1 Caracterização ambiental	80
3.2 Bacias de contribuição dos reservatórios Jacarecica I e Jacarecica II	86
3.3 Barragens Jacarecica I e Jacarecica II	88
3.4 Vales de jusante das barragens	92
4 MATERIAL E MÉTODO	95
4.1 Modelo digital de elevação e delimitação das sub-bacias	96
4.2 Classificação do uso da terra e determinação dos coeficientes de rugosidado	e97
4.3 Determinação dos hietogramas associados a períodos de retorno	102
4.3.1 Análise de consistência dos dados e testes estatísticos	102
4.3.2 Estudo de chuvas intensas	103
4.3.3 Distribuição temporal e espacial das chuvas	104
4.4 Transformação dos hietogramas em hidrogramas	106
4.5 Estipulação dos cenários de ruptura	108
4.5.1 Formação das brechas de ruptura	108
4.5.2 Armazenamentos iniciais dos reservatórios	110
4.5.3 Gatilhos de rompimento	111
4.5.4 Afluências probabilísticas	112
4.5.5 Cenários de ruptura mais provável e extrema	112
4.6 Geometrias, condições de contorno e configurações do modelo hidrodinâmi	co113
4.7 Mapeamento da inundação	119
4.8 Comparação com a metodologia simplificada da ANA	120
4.9 Análise de sensibilidade	120
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO	124
5.1 Delimitação e caracterização das sub-bacias	124
5.2 Classificação do uso da terra	126
5.3 Elaboração dos hietogramas associados a períodos de retorno	129
5.4 Modelagem chuva-vazão	136
5.5 Cenários de rompimento mais provável e de rompimento extremo	139
5.5.1 Rompimento mais provável, dia de sol	139
5.5.2 Rompimento mais provável, dia de chuva	147
5.5.3 Rompimento extremo em dia de sol	150
5.5.4 Rompimento extremo em dia de chuva	157

5.6 Comparação com a Metodologia Simplificada da ANA	160
5.7 Análise de Sensibilidade	
5.7.1 Variação das afluências probabilísticas	166
5.7.2 Variação dos armazenamentos iniciais	169
5.7.3 Variação dos gatilhos de rompimento	172
5.7.4 Variação dos parâmetros formadores das brechas	174
5.7.5 Análise conjunta dos dados de entrada para cada variável de saída	176
5.8 Alguns exemplos de estudos de rompimento de barragens brasileiras	179
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS F	UTUROS
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

O crescimento populacional, os efeitos das mudanças climáticas na disponibilidade hídrica e a crescente dificuldade em encontrar fontes de água em qualidade aceitável para uso humano têm pressionado o gerenciamento dos recursos hídricos a nível mundial. Para tentar atender aos múltiplos usos da água de forma satisfatória, a construção de obras de infraestrutura hídrica, como reservatórios artificiais, é uma solução tradicionalmente utilizada (ANA, 2021a).

Entre as principais finalidades da construção de barragens, citam-se: abastecimento de água para usos (humano, industrial, animal), produção de energia elétrica, regularização de vazões (atenuando os efeitos das secas), controle de cheias (amortecimento de vazões), irrigação, turismo e lazer, contenção de rejeitos, entre outros. Entretanto, nem todo barramento é projetado, construído e operado de forma adequada, inexistindo ou sendo ineficientes o monitoramento preventivo de estabilidade, os sistemas de alerta e os planos de ação para o vale de jusante em caso de rompimentos de sua estrutura (ANA, 2021a).

Apesar de rupturas ocorrerem com frequência relativamente reduzida, elas podem causar consequências desastrosas como danos a propriedades e infraestruturas, perda de vidas humanas, impactos e alterações profundas nos cenários ambiental, social e econômico. Sejam danos diretos, indiretos, tangíveis ou intangíveis, essas consequências podem ocorrer com o rompimento do barramento ou de um conjunto de barramentos consecutivos (efeito cascata) devido a ações de terremotos, vertimento além da capacidade do vertedor, infiltração e eventos de chuva extremos (USACE, 1997; FOSTER *et al.*, 2000; ATALLAH, 2002; ZHANG *et al.*, 2016).

Para suprir a necessidade de orientação e estabelecer diretrizes gerais sobre a segurança de barragens no Brasil, a Lei n. 12.334/2010 (BRASIL, 2010) foi promulgada, instituindo-se a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), que criou objetivos, fundamentos, instrumentos e competências para guiar a prevenção e a resposta a acidentes em barragens com determinadas características. A referida lei obrigou os órgãos fiscalizadores a regulamentar os artigos por ela estabelecidos por meio de resoluções e portarias, normas que a complementam, implementando melhorias nos seus instrumentos (BRASIL, 2010):

Art. 6° São instrumentos da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB):

 ${\rm I}$ – o sistema de classificação de barragens por categoria de risco e por dano potencial associado;

II – o Plano de Segurança de Barragem, incluindo o PAE;
III – o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB);
IV – o Sistema Nacional de Informações sobre o Meio Ambiente (SINIMA);
V – o Cadastro Técnico Federal de Atividades e Instrumentos de Defesa Ambiental;
VI – o Cadastro Técnico Federal de Atividades Potencialmente Poluidoras ou Utilizadoras de Recursos Ambientais;
VII – o Relatório de Segurança de Barragens;
VIII – o Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos (SNIRH);
IX – o monitoramento das barragens e dos recursos hídricos em sua área de influência;

X – os guias de boas práticas em segurança de barragens.

Para as barragens classificadas em dano potencial associado (DPA) alto, a legislação obriga os empreendedores a elaborar o Plano de Ação de Emergência (PAE), documento pertencente ao PSB que estabelece um conjunto de ações a serem executadas em caso de situação de emergência como rupturas ou falhas operacionais e que deve estar disponível no empreendimento e nas prefeituras das cidades envolvidas, sendo também enviado às autoridades competentes e aos organismos de defesa civil.

Permitindo a implementação de instrumentos previstos na legislação federal sobre gestão da segurança de barragens, como o PSB e o PAE, o desenvolvimento e a aplicação de modelos computacionais ampliam a capacidade de análise e tomada de decisão através de simulações de rompimentos hipotéticos e consequente propagação da inundação nos vales de jusante dos empreendimentos. A depender da metodologia empregada, estes modelos dividem-se em: modelos físicos, empíricos e matemáticos.

Modelos físicos utilizam a Teoria da Semelhança Mecânica entre grupos adimensionais para projetar protótipos de barragens e simular seu rompimento em escala laboratorial ou reduzida (WAHL *et al*, 2008; HELLER, 2011; ASHRAF *et al.*, 2018).

Modelos empíricos são provenientes de análises estatísticas de rompimentos relatados na literatura, sendo propostas equações de regressão entre parâmetros das barragens (altura, volume máximo reservado e comprimento da barragem, por exemplo) e variáveis de saída como vazão de ruptura, distância máxima abrangida pela inundação e vazões atingidas nas seções transversais a jusante da barragem (MACDONALD; LANGRIDGE-MONOPOLIS, 1984; FROEHLICH, 2008). Um exemplo de modelo empírico recomendado para estudos preliminares e/ou quando inexistem dados de entrada suficientes para a aplicação de modelos mais robustos é a Metodologia Simplificada de rompimento de barragem proposta pelo *United States Army Corps of Engineers* (USACE) e adaptada pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (ANA, 2014), que será discutida posteriormente.

Os modelos matemáticos são capazes de simular com maior precisão a propagação da onda de cheia proveniente do rompimento de barragens, pois utilizam soluções analíticas (equações que resultam em valores exatos da vazão e profundidade atingidas pela onda de cheia ao longo do vale de jusante), simplificadas (desconsideram algumas forças que atuam no fluido durante o escoamento) ou numéricas (utilizam métodos numéricos para obter aproximações da vazão e profundidade ao longo do domínio modelado) para resolução das equações diferenciais que regem o escoamento dos fluidos, como as Equações de Navier-Stokes e as Equações de Saint-Venant (LAROCQUE *et al.*, 2013; USBR, 2017; HORNA-MUNOZ; CONSTANTINESCU, 2020).

Entre os modelos numéricos, destacam-se os hidrodinâmicos, que consideram soluções numéricas das equações diferenciais completas, sem desprezar alguma parcela de força atuante no escoamento. Por isso, são modelos mais robustos, capazes de simular diversos cenários, inclusive considerando rompimentos de barragens em cascata, e gerar mapas de inundação a partir de entrada de dados multivariados, seja em abordagens unidimensional, bidimensional ou até tridimensional. Entretanto, assim como grande parte dos modelos, quanto mais detalhada a análise, utilizando dados multivariados e com incertezas associadas, maior o esforço computacional necessário para o solucionamento numérico proposto (MOULINEC *et al.*, 2011; TENG *et al.*, 2017; CAMPOS *et al.*, 2020).

Um modelo hidrodinâmico que se destaca nessas análises é o *Hydrologic Engineering Center – River Analysis System* (HEC-RAS), programa idealizado pelo USACE. Devido à facilidade em sua operação, à gratuidade do uso e à disponibilidade de ferramentas para diversas análises que se pretenda fazer, inclusive com integração a aplicações em sistema de informações geográficas (SIGs) e modelos hidrológicos, é um dos programas mais utilizados para simular o rompimento de barragens, não se limitando apenas a isso (USACE, 2021a)

Com a possibilidade de escolha de diversos cenários por meio da alteração dos dados de entrada (informações geográficas, condições de contorno, metodologias de cálculo hidrodinâmico, entre outros), a modelagem computacional permite estimar, por exemplo, o tempo de chegada da onda de cheia em seções de interesse e mapear a zona inundada a jusante do barramento. Essas informações são fundamentais para o planejamento das ações a serem tomadas a fim de resguardar vidas humanas e mitigar impactos ambientais, sociais e econômicos a jusante do barramento, contribuindo, consequentemente, para a melhoria da gestão da segurança de barragens e de riscos, objetivos expressos na PNSB.

Apesar de ser um requisito definido pela PNSB, nem todo barramento possui um sistema de gestão detalhado no seu PSB, com regras operacionais de dispositivos de descarga, revisões periódicas e, para os classificados em DPA alto, PAE definidos. Ressalta-se que 80% dos órgãos efetivamente fiscalizadores já regulamentaram todas as normas da legislação federal, outros ainda não regularizaram todos os artigos da PNSB e três ainda não emitiram nenhum regulamento, o que torna vagarosa e ineficiente a implementação dos instrumentos criados pela PNSB (COSTA *et al.*, 2019; ANA, 2021a). Empreendimentos que ainda não possuem a gestão da segurança implementada conforme a PNSB requisita estão presentes em vários estados brasileiros (ANA, 2021a). Um exemplo é o estado de Sergipe, que possui legislação ainda em desenvolvimento, conforme explicado em seguida.

1.2 Sergipe e a gestão dos recursos hídricos

Localizado na Região Nordeste do Brasil, Sergipe é o menor Estado em extensão territorial da Federação. Nos seus aproximados 22 mil km² de área territorial residem cerca de 2,3 milhões de habitantes, resultando em uma densidade demográfica de 94,4 habitantes/km², segunda maior da região Nordeste (IBGE, 2021a).

Com população estimada em 665 mil habitantes, Aracaju é a capital do estado e o principal centro urbano da Região Metropolitana de Aracaju, situada na região Leste do estado (Figura 1.1) e que é completada pelos municípios de Barra dos Coqueiros, Nossa Senhora do Socorro e São Cristóvão (IBGE, 2021b).

Distribuindo-se entre as Regiões Hidrográficas do São Francisco e do Atlântico Leste, Sergipe é dividido em oito Unidades Estaduais de Gestão de Recursos Hídricos: São Francisco, Japaratuba, Sapucaia, Sergipe, Vaza Barris, Caueira/Abaís, Piauí, Real (Figura 1.2). Dos rios principais destas bacias, são considerados rios estaduais o Jacarecica, o Sergipe e o Piauí. Com diversos rios, riachos, lagos, açudes, reservatórios artificiais, praias e manguezais, a hidrografia sergipana é variada, apresentando cursos hídricos perenes e outros intermitentes.

Segundo Sergipe (2019a), o setor terciário (serviços) sustenta a economia sergipana, representando 76% do PIB estadual. Principal componente deste setor, a Administração Pública (prestação de serviços à comunidade) é a maior geradora de renda em 67 dos 75 municípios do Estado, o que indica uma fragilidade da estrutura produtiva, uma vez que o papel do Estado é preponderante na manutenção e geração de renda.



Figura 1.1: Localização do estado de Sergipe no Brasil e da Região Metropolitana de Aracaju



Figura 1.2: Bacias hidrográficas e seus rios principais

O setor secundário representa 19% da economia sergipana, com a extração mineral, a indústria de transformação e a produção e distribuição de energia elétrica, água e esgoto como principais representantes da atividade industrial. Nesta categoria, destaque especial deve ser dado para o extrativismo mineral, devido à existência da maior plataforma continental de

petróleo do país, localizada no campo de Carmópolis e que responde por 44% da produção e 49% das reservas totais do mineral no Estado (BEZERRA et al., 2015; PETROBRAS, 2017).

Representando 5% de participação no PIB estadual, o setor primário conseguiu se recuperar de anos ruins, causados por crises hídricas que afetaram a produção agrícola, principalmente as culturas temporárias, carro-chefe da agricultura sergipana, como a cana-de-açúcar, o milho e a mandioca (SERGIPE, 2019a).

Essas crises hídricas têm desafiado a ainda incipiente Gestão de Recursos Hídricos (GRH) no estado. Seguindo o padrão brasileiro, a legislação sobre a gestão de recursos hídrico em Sergipe é relativamente jovem. A despeito de a Política Estadual de Recursos Hídricos (PERH), Lei Estadual nº 3.870/1997 (SERGIPE, 1997), e outras normas dela derivadas (Tabela 1.1) terem definido objetivos, diretrizes, instrumentos, e estruturado o Sistema Estadual de Gerenciamento de Recursos Hídricos, ainda se percebe uma lentidão e certa desmotivação política na implementação da GRH no estado (SOUSA SILVA, 2014).

Exemplo dessa lentidão é que apenas 3 Comitês de Bacia Hidrográfica (CBH) foram instalados no Estado: CBH dos rios Sergipe, Japaratuba e Piauí, sendo as únicas bacias hidrográficas estaduais que possuem Planos de Recursos Hídricos (SERGIPE, 2015a, 2015b, 2015c). Buscando adequar-se à legislação federal e melhorar sua gestão de recursos hídricos, Sergipe aderiu aos programas Águas de Sergipe (PAS) e Programa de Consolidação do Pacto Nacional pela Gestão das Águas (PROGESTÃO).

Formalizado no Acordo de Empréstimo 8113-BR firmado entre o Governo do Estado de Sergipe e o Banco Internacional de Reconstrução e Desenvolvimento (BIRD), o PAS objetiva fortalecer a gestão integrada de recursos hídricos e meio ambiente no estado e implementar ações para a revitalização da bacia hidrográfica do rio Sergipe, a pioneira no estado em termos de adequação à Política Nacional de Recursos Hídricos (BRASIL, 1997). Com atividades iniciadas no primeiro trimestre de 2014, o programa é gerido no estado pela Unidade Técnica de Administração do Programa Águas de Sergipe – UAPAS, vinculada à SEDURBS (SERGIPE, 2015d).

Já no âmbito do PROGESTÃO, o foco tem sido fortalecer a gestão das águas de forma integrada, descentralizada e participativa. Com a gerência da ANA, os órgãos estaduais integrantes do Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos (SINGERH) recebem apoio financeiro vinculado ao cumprimento de metas definidas pelas partes e revisadas/ampliadas anualmente. Atualmente no ciclo 2 (2017 – 2021), o PROGESTÃO em Sergipe busca implementar as metas federais e estaduais, principalmente as relacionadas às

variáveis de planejamento e de informação e suporte, como a gestão de eventos críticos e o desenvolvimento de Sistemas de Suporte à Decisão (SSD) (ANA, 2018).

Tabela 1.1: Exem	olos de	instrumentos regu	latórios sobi	re Gestão de	e Recursos	Hídricos e	em Sergipe
		0					01

Instrumento	Data de criação	Principais contribuições			
Constituição Estadual	5 de outubro de 1989	Seção III – Dos Recursos Hídricos (artigos 239 a 249)			
Lei n. 3.870	25 de setembro de 1997	 Fundo Estadual de Recursos Hídricos – FUNERH/SE Política Estadual de Recursos Hídricos Sistema Integrado de Gerenciamento de Recursos Hídricos 			
Decreto n. 18.099	26 de maio de 1999	Regulamentação do Conselho Estadual de Recursos Hídricos – CONERH/SE			
Decreto n. 19.079	5 de setembro de 2000	 Fundo Estadual de Recursos Hídricos – FUNERH/SE 			
Resolução n. 1 (CONERH/SE)	19 de abril de 2001	Critérios para a Outorga de Uso de Recursos Hídricos			
Decreto n. 20.778	21 de junho de 2002	Instituição do Comitê de Bacia Hidrográfica do Rio Sergipe – CBH-SE			
Decreto n. 23.375	09 de setembro de 2005	Instituição do Comitê de Bacia Hidrográfica do Rio Piauí – CBH-PI			
Decreto n. 24.650	30 de agosto de 2007	Instituição do Comitê de Bacia Hidrográfica do Rio Japaratuba – CBH-JP			
Resolução n. 13 (CONERH/SE)	7 de dezembro de 2011	Aprovação do Plano Estadual de Recursos Hídricos – PERH/SE			
Decreto n. 29.412	15 de agosto de 2013	Adesão de Sergipe ao PROGESTÃO (ANA)			
Resolução n. 24 (CONERH/SE)	13 de março de 2015	Regulamenta o enquadramento do rio Fundo, na bacia hidrográfica do rio Piauí			
Acordo de Cooperação n.004 – ANA	27 de abril de 2015	Adesão de Sergipe ao QUALIÁGUA (ANA)			
Resolução n. 27 (CONERH/SE)	4 de novembro de 2015	Estabelece a divisão hidrográfica de Sergipe			
Decreto n. 30.709	23 de junho de 2017	Adesão de Sergipe ao PROCOMITÊS (ANA)			
Contrato n. 65 – ANA	30 de novembro de 2017	Adesão de Sergipe ao PROGESTÃO – II (ANA)			
Resolução n.40 (CONERH/SE)	15 de julho de 2019	Aprova o enquadramento das águas superficiais e subterrâneas da Bacia Hidrográfica do rio Sergipe.			

Fonte: Adaptado de Sousa Silva (2014), Agência Peixe Vivo (2021).

1.3 Justificativa e Motivação

Em decorrência dos recentes e impactantes desastres ocorridos em barragens no Brasil (rompimento das barragens de contenção de rejeitos do Fundão, em Bento Rodrigues, em novembro de 2015, e da Mina do Feijão, em Brumadinho, em janeiro de 2019, maior acidente de trabalho no Brasil em perda de vidas humanas), a sociedade brasileira ficou em alerta para o tema de segurança de barragens. A despeito da comoção causada por esses desastres, ainda se percebe uma certa lentidão na implementação da gestão da segurança de barragens, requisito regulamentado pela PNSB mas nem sempre cumprido em sua plenitude (ANA, 2021a).

Um exemplo é o estado de Sergipe, cujas barragens construídas não possuem um sistema de gestão de segurança eficiente. Mesmo contando com o recente suporte dos programas Águas de Sergipe (SERGIPE, 2015d) e PROGESTÃO (SERGIPE, 2014), inexistem PSB, PAE ou ainda Planos de Contingência implementados, o que seria obrigatório em alguns barramentos, devido a sua classificação em dano potencial associado alto (SERGIPE, 2017a; ANA, 2021b). Grande parte dessa ineficiência passa pelo despreparo e falta de capacitação dos gestores dos empreendimentos, tendo em vista que é obrigação destes a elaboração dos instrumentos requisitados pela PNSB. Ainda, as Defesas Civis municipais e estadual necessitam atuar com mais integração, a fim de estruturar os Planos de Contingência, organizando a defesa institucional a eventos críticos como rompimentos.

Considerando que existam normativos, estudos e projetos sendo desenvolvidos atualmente para aperfeiçoar a gestão da segurança de barragens no estado (SERGIPE, 2020), este trabalho visa contribuir para a efetivação do PSB das barragens Jacarecica 1 e Jacarecica 2, localizadas na porção central do agreste do estado de Sergipe.

Por meio da modelagem computacional, pretende-se simular as áreas inundadas devidas a rompimentos hipotéticos nos barramentos, a fim de embasar a elaboração do PSB. Considerando as classificações em DPA alto (ANA, 2021b) e a proximidade dos reservatórios a áreas residenciais, trata-se de uma análise de suma importância, obrigatória segundo a PNSB.

1.4 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é simular os efeitos hidrodinâmicos nos vales de jusante das barragens Jacarecica I e Jacarecica II após rompimentos hipotéticos acontecerem em seus barramentos. Utilizando o modelo hidrodinâmico HEC-RAS, pretende-se mapear as manchas de inundação e realizar um zoneamento de risco, para subsidiar estudos hidrológicos necessários para a elaboração do PAE das barragens Jacarecica I e Jacarecica II.

Para alcançar o objetivo principal, são propostos os seguintes objetivos específicos:

- Obter a representação digital da topografia (Modelo Digital de Elevação MDE) da área de estudo, utilizando ferramentas de geoprocessamento aplicadas a dados radiométricos orbitais para correções de erros e falhas;
- Realizar a classificação do uso da terra nas bacias de contribuição e nos vales de jusante das barragens, para subsidiar a espacialização dos coeficientes de rugosidade (Coeficientes de Manning) e calcular o parâmetro *Curve Number* (CN) do método do hidrograma unitário do *Soil Conservation Service* SCS (atualmente, *Natural Resources Conservation Service* NRCS) do terreno a ser simulado;
- Determinar cenários hidrometeorológicos de afluência aos reservatórios, utilizando equações de chuvas intensas de cidades inseridas na bacia hidrográfica do rio Sergipe, (ARAGÃO et al., 2013) e transformação chuva-vazão com o modelo hidrológico Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System (HEC-HMS);
- Mapear as áreas inundadas e desenvolver um zoneamento de risco hidrodinâmico devido aos rompimentos hipotéticos considerando cenários de ruptura mais provável e extrema, utilizando o modelo hidrodinâmico HEC-RAS;
- Comparar a abrangência da inundação simulada pelo HEC-RAS e pela Metodologia Simplificada proposta pelo USACE e adaptada pela ANA;
- Realizar uma análise de sensibilidade das respostas do modelo hidrodinâmico HEC-RAS em diferentes trechos ao longo dos vales de jusante, levando em consideração cenários de rompimentos variados, a fim de determinar quais dados de entrada são mais relevantes na simulação.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 As barragens

2.1.1 Evolução histórica das barragens

Através de registros arqueológicos coletados em investigações de ruínas, de relatos históricos e de observações de estruturas em funcionamento, é possível inferir que as barragens têm servido como fonte confiável de água ao longo dos últimos 5 mil anos, tendo sido fundamentais na capacidade de armazenamento de água para o sustento de cidades e de fazendas, para a irrigação e para a produção de alimentos (CBDB, 2021a).

Segundo Jansen (1983), um dos registros mais antigos é da barragem Sadd el Kafara, localizada no Antigo Egito, aproximadamente no ano 2.650 aC., com finalidade de abastecimento. Devido à primitividade do conhecimento sobre o tema na época, não foi prevista uma estrutura de transbordo para verter volumes excessivos, que causaram o rompimento da barragem pouco tempo após sua construção. Apesar de relatos de outras estruturas mais antigas, como a barragem Jawa, na Jordânia, e barramentos no rio Kasakh, localizados na parte sul do território da antiga União Soviética, a barragem Sadd el Kafara possuiu dimensões muito mais significativas, representando o primeiro exemplar de barramentos de larga escala no mundo (MAYS, 2008).

Os romanos construíram diversas represas que permitiram o desenvolvimento de seu império e algumas, como a barragem de Proserpina, construída no século II, permanecem ainda em operação atualmente (BALBI, 2008, TENA; GALINDO, 2018). Ao longo dos anos, com a evolução das civilizações e o surgimento de variados usos para a água, o conhecimento sobre a construção e operação de barragens foi se ampliando.

Barragens de terra com seção transversal homogênea composta por materiais transportados manualmente e compactados por pisoteamento de homens ou animais foram os primeiros tipos construídos. Núcleos de argila protegidos por enrocamentos foram introduzidos com o passar do tempo para garantir a estanqueidade das barragens e, a partir do século XX, a compactação mecânica acelerou o processo de construção (MASSAD, 2010).

O desenvolvimento tecnológico trazido pelas revoluções industriais propiciou a evolução dos processos construtivos e a utilização de materiais alternativos nos projetos de barragens, que passaram a apresentar alturas e seções transversais mais expressivas, finalidades multivariadas, instrumentação de segurança, sistemas extravasores e descargas de fundo, controle operacional mecanizado, entre outros (SÓRIA, 2008).

No Brasil, a primeira barragem que se tem registro foi construída onde hoje é a área urbana da cidade de Recife, PE, em meados do século XVI. Conhecida atualmente como Açude Apipucos, aparece em um mapa holandês de 1577. Trezentos anos após, em 1877, a Grande Seca do Nordeste, com duração superior a três anos, provocou significativas mortes de animais e pessoas e migração em massa de flagelados da região. Esse evento motivou o início do planejamento e projeto de grandes barragens no Brasil, cujo primeiro exemplar com a finalidade de combater a seca, a barragem de Cedros, foi construída no Ceará, em 1906.

Desde então, empreendimentos com essa finalidade tornaram-se recorrentes, atingindo a "época de ouro" entre as décadas de 1950 e 1960. A partir da década de 1950, barragens com a finalidade de produção de energia elétrica e de abastecimento de água passaram a se tornar mais frequentes, principalmente devido ao desenvolvimento de alguns centros urbanos. Em meados da década de 1970, barragens com finalidades múltiplas como geração de energia elétrica, contenção de rejeitos, controle de cheias, abastecimento humano e irrigação foram construídas com o apoio de consultores estrangeiros e equipes brasileiras, evidenciando a diversificação do setor, necessária para o desenvolvimento econômico do país (ARAÚJO, 1982; MELLO, 2011; OLIVEIRA, 2018).

Atualmente, de acordo com a Comissão Internacional de Grandes Barragens (*International Comission on Large Dams*) ICOLD (2021a), existem no mundo cerca de 58,7 mil barragens, considerando as variadas classificações (tipo de material, tamanho, método de construção, entre outros). Mesmo sendo uma fonte reconhecida internacionalmente, o Registro Mundial de Barragens leva em consideração as informações disponíveis sobre barragens mundialmente, o que nem sempre representa a quantidade efetiva dessas estruturas construídas.

Ressalta-se que, apenas no Brasil, existem 22.167 barragens cadastradas (ANA, 2021b), o que representaria cerca de 37% da quantidade de barragens no mundo todo de acordo com a estimativa do ICOLD (2021a). Entretanto, estudos sobre catalogação das barragens no mundo são inconclusivos quanto à quantidade real desses sistemas hídricos, visto que os registros correspondem às barragens cadastradas nos bancos de dados disponíveis ao redor do globo e nem toda estrutura existente possui registro. A título de exemplo, Menescal *et al.* (2005) avaliam que existam, apenas no Brasil, cerca de 300.000 barragens de todos os tipos e tamanhos, contrariando tanto o registro nacional (ANA, 2021b) quanto o internacional (ICOLD, 2021a).

2.1.2 Caracterização geral, principais componentes e classificações

A crescente demanda por água, agravada por sua heterogênea disponibilidade natural e pelos potenciais efeitos antrópicos nas mudanças climáticas desafiam a gestão dos recursos hídricos, que já são considerados finitos em nível mundial (UNESCO, 2020). A construção de barragens, prática milenar que permitiu o desenvolvimento de cidades e civilizações, traz contribuição significativa para a mitigação das disponibilidades espacialmente heterogêneas e sujeitas a longas flutuações sazonais (ANA, 2020).

De acordo com CBDB (2021a), o termo "barragem" provém etimologicamente da palavra francesa *barrage*, que significa "travessa", "tranca de fechar porta". A Lei Federal n. 12.334/2010 (BRASIL, 2010), que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens no Brasil, define as barragens como estruturas construídas em cursos de água, temporários ou permanentes, para fins de contenção de líquidos ou em locais apropriados para a acumulação de misturas de líquidos e sólidos.

É através dessa contenção proporcionada pelas barragens que os reservatórios artificiais são viabilizados, atendendo a seus diversos fins: regularização de água para abastecimento (humano, animal, industrial), produção de energia elétrica, contenção de rejeitos, irrigação, controle de cheias, entre outros.

Ainda que a construção de barragens objetive promover beneficios como atendimento regular de água e produção de energia elétrica, diversos impactos sociais (reassentamento de povos nativos, desapropriações), ambientais (supressão de vegetação, alagamento de planícies, assoreamento nos reservatórios a montante, erosão fluvial a jusante) e políticos (planejamento operacional centralizado, sem processos democráticos de decisão sobre o uso da energia, por exemplo) usualmente acontecem com a construção dessas estruturas (ANA, 2021a; FEARNSIDE, 2015).

A estrutura de uma barragem é composta por diferentes partes, que exercem funções específicas a depender do tipo de material utilizado na construção ou da finalidade proposta para o sistema. Na Figura 2.1 estão esquematizados os principais componentes geralmente presentes nesses sistemas hídricos, exemplificando um caso de barragem de terra que pode ter a finalidade de abastecimento de água, irrigação, recreação, entre outras.

Os componentes existentes nas barragens permitem inferir a finalidade para qual o sistema foi construído. Ainda assim, existem variadas classificações para essas estruturas que, de forma geral, levam em consideração (i) o seu tamanho (pequenas: altura do barramento menor do que 15 m; e grandes: altura do maciço maior do que 15 m), (ii) material construtivo

(concreto, solo, enrocamento), (iii) tipologia estrutural (arco, contraforte, aterro homogêneo, terra zoneada) e (iv) método construtivo utilizado (a montante, a jusante) (ZHANG *et al.*, 2016; CBDB, 2021a; ICOLD, 2021a).



Figura 2.1: Principais componentes estruturais de barragens de terra.

Fonte: ANA (2016a).

De acordo com ICOLD (2021a), a maioria das barragens existentes no mundo é construída em aterro (65%), seguidas pelas barragens de concreto gravidade (14%) e as barragens de enrocamento (13%). Outros tipos de barragens são reportadas, mas em percentual reduzido, demonstrando a preponderância das barragens de aterro ao redor do mundo (Figura 2.2a). Esta situação fica ainda mais evidente ao se avaliar as barragens brasileiras (Figura 2.2b).



Figura 2.2: Frequências de barragens de acordo com o material construtivo: a) no mundo; b) no Brasil.

Fonte: Adaptado de ANA (2021a) e ICOLD (2021a).

O Relatório de Segurança de Barragens de 2020 (ANA, 2021a) detalha o tipo de material construtivo de 5.591 barragens no país (submetidas à PNSB), dentre as quais 57% são construídas em terra, 6% em concreto gravidade e 6% em terra-enrocamento. Barragens construídas em concreto em arco e com outros tipos de materiais e tipologias estruturais completam as informações disponíveis no registro da ANA.

As barragens em concreto (convencional, armado, compactado a rolo) são estruturas rígidas, em que o barramento pode ter seção transversal maciça (concreto gravidade), vazada (concreto gravidade aliviada), com forma de arco simples (curvatura em planta) ou arco duplo (curvatura em planta e em perfil) ou ser composta por contrafortes, estruturas verticais ("pilares" com seção transversal variando conforme a altura) que concentram os esforços da pressão hidrostática em uma área reduzida da fundação.

Na Figura 2.3 são demonstradas uma vista aérea da construção e esquemas em planta e em perfil do projeto da Barragem da Aguieira, construída em Portugal com tipologia de concreto em arco duplo. Um exemplo de seção transversal típica de barragens de concreto gravidade é demonstrado na Figura 2.4, com indicações de dimensões recomendadas para o pré-dimensionamento da estrutura (ELETROBRÁS, 2000).

As barragens de terra e enrocamento, exemplares bastante frequentes no Brasil (ANA, 2021a), são normalmente construídas com materiais disponíveis na região ou em locais não muito distantes, sendo realizados beneficiamentos para melhoria do desempenho natural. Com seções transversais de terra homogênea ou zoneada, ou com paramentos em enrocamento e núcleo impermeável, barragens projetadas com esses materiais construtivos são versáteis, permitindo variadas disposições e adequações às condições locais. Em regiões com ampla disponibilidade de solos uniformes, as barragens de terra homogênea (Figura 2.5) são preferidas, utilizando-se drenos no barramento e no pé do talude de jusante, a fim de evitar a erosão interna.

As barragens de terra zoneadas (Figura 2.6) são recomendadas em locais onde se dispõe de solos com diferentes qualidades, sendo construídas com auxílio do enrocamento nos paramentos, a fim de proporcionar estabilidade e proteção mecânica e hidráulica. Em regiões de solos rochosos, seções transversais compostas por blocos de pedras externamente e material mais fino (brita, solo arenoso, solo argiloso) no núcleo central caracterizam as barragens de enrocamento (Figura 2.7), cujas faces normalmente recebem cobrimento de concreto, a fim de conferir estabilidade e proteção aos paramentos (ANA, 2016b).



Figura 2.3: Barragem da Aguieira, construída em 1981, em Portugal, com tipologia de concreto em arcos múltiplos de dupla curvatura.

Fonte: CNPGB (1992).

Em barragens de contenção de rejeitos, existe ainda a classificação de acordo com o método construtivo: alteamento a montante (Figura 2.8a) ou alteamento a jusante (Figura 2.8b). A partir de uma estrutura inicial de contenção (dique de partida), os rejeitos a serem contidos são armazenados e vão passar pelo processo de decantação. Após atingida a capacidade do dique inicial, novos aterros (em cima do rejeito contido, nos alteamentos a montante, ou em cima do terreno natural, nos alteamentos a jusante) devem ser feitos para ampliar a capacidade da barragem.



Figura 2.4: Seção transversal típica de uma barragem de concreto gravidade.

Fonte: ELETROBRAS (2000).





Fonte: ELETROBRAS (2000).





Fonte: CRUZ (2004).



Figura 2.7: Seção transversal típica de uma barragem de enrocamento convencional.

Fonte: ELETROBRAS (2000).

É importante mencionar que, desde fevereiro de 2019, a Agência Nacional de Mineração (ANM) proibiu a utilização do método construtivo de alteamento a montante em todo o Brasil, estabelecendo prazos para descomissionamento de barragens existentes que utilizam esse sistema, devido aos recorrentes rompimentos de empreendimentos que foram construídos desta maneira no Brasil (ANA, 2021a).

Figura 2.8: Método de execução de barragens de contenção de rejeitos: a) alteamento a montante; e b) alteamento a jusante.



Fonte: ANA (2021a).

Adicionalmente, existem sistemas de classificação que levam em consideração critérios técnicos (altura e comprimento do barramento e tipo de fundação, por exemplo), o estado de conservação da barragem (aspectos relacionados à confiabilidade das estruturas extravasoras e adutoras e existência de percolação, recalques, deformações) e as informações presentes no Plano de Segurança do empreendimento (existência de documentação completa, relatórios de inspeções de segurança, estrutura organizacional e qualificação dos profissionais responsáveis pela gestão da segurança, entre outros). Com esses critérios, os empreendimentos são classificados de acordo com as categorias de risco e os danos potenciais associados em níveis alto, médio e baixo (BRASIL, 2010).

Quanto mais elevados o dano potencial associado e a categoria de risco, maior deve ser o controle e gerenciamento do risco de rompimento das barragens. Ainda que exista um sistema de gestão estruturado, acidentes e falhas podem acontecer, geralmente implicando em impactos significativos. Diversos boletins técnicos e compilações revelam as experiências mundiais nesses eventos, trazendo variadas análises e recomendações sobre as possíveis causas, fatores intervenientes e formas de se evitar essas tragédias (ICOLD, 1973, 1995; USBR, 1995; ANCOLD, 2003; RICO *et al.*, 2008; ZHANG *et al.*, 2016).

2.2 Rompimentos de barragens

Apesar dos relatados beneficios das barragens, rompimentos em sua estrutura são eventos geralmente catastróficos, provocando impactos sociais, econômicos e ambientais significativos. Seja pela ocorrência de fenômenos naturais intensos que solicitam a estrutura da barragem além de sua capacidade resistiva ou por erros de projeto, execução e/ou operação, as rupturas de barragens são fenômenos com baixa recorrência (FOSTER et al., 2000; RICO et al., 2008; LYU et al., 2019). Entretanto, entender como essas falhas ocorrem é imprescindível para a implementação da gestão da segurança do empreendimento.

2.2.1 Principais formas de rompimento

Fatores externos (terremotos, deslizamentos de terra dentro do reservatório, chuvas excepcionais, entre outros) e internos (infiltração, erosão interna, liquefação do solo, sabotagem, por exemplo) podem desencadear falhas nas barragens, quase sempre provocando efeitos catastróficos devido ao porte da estrutura. A forma com que a ruptura ocorre depende do tipo de barragem e de sua tipologia estrutural, verificando-se causas recorrentes de falhas a depender do tipo de estrutura, conforme resumido na Tabela 2.1 (SINGH, 1996; COLLISCHONN, 1997; SANTOS; FRANCA; ALMEIDA, 2007).

ICOLD (1973) compilou rompimentos de diferentes tipos de barragens com altura acima de 15 metros durante os anos de 1900 e 1973 (Figura 2.9), verificando que o galgamento (34%) é o principal tipo de falha, seguido por falhas na fundação (30%) e *piping* e percolação (28%). Em estudos mais recentes, a mesma instituição analisou o histórico de acidentes reportados e constatou que as principais causas de rompimento de barragens são devidas a falhas de projeto e de operação desses sistemas: problemas de fundação, capacidade inadequada de vertedouros (galgamento), ausência de controle de processos erosivos (*piping*) e de dispositivos de instrumentação de segurança na estrutura, entre outros (ICOLD, 1995; 2001).
Tipo de barragem	Forma de ruptura			
	Galgamento			
	Erosão interna			
Aterro	Escorregamento de fundação (deslizamento)			
	Liquefação			
	Erosão da fundação a jusante			
	Deterioração dos materiais			
	Falha da fundação			
Concreto gravidade	Falta de estabilidade do barramento (derrubamento)			
	Erosão da fundação a jusante			
	Atos de guerra			
	Falha dos encontros laterais do vale de fundação			
-	Saturação das fundações rochosas			
Concreto em arco	Carga excessiva devida a enchimento além do projetado			
(simples ou duplo)	Deslizamento e/ou derrubamento do barramento			
	Erosão da fundação a jusante			

Tabela 2.1: Causas de ruptura de barragens a depender do tipo de material construtivo.

Fonte: Adaptado de SINGH (1996).

Figura 2.9: Percentuais de causas de rupturas de barragens com altura superior a 15 metros.



Fonte: ICOLD (1973).

Analisando mais de 1.600 casos de rupturas de barragens no mundo, excluindo a China, Zhang, Xu e Jia (2009) perceberam que cerca de 66% dos rompimentos catalogados aconteceram em barragens de terra. Além do quantitativo em relação ao tipo de material, os autores perceberam que a maioria dos casos de ruptura ocorreu com barragens pequenas (1 a 10 hm³ de capacidade de reservação e altura do maciço inferior a 15 metros) e as causas principais e secundárias dos rompimentos analisados foram resumidas conforme a Tabela 2.2.

Causa principal	Causa secundária
Calgamanta	Capacidade insuficiente do vertedor
Gargamento	Enchente extrema, excedendo previsão de projeto
	Erosão interna do barramento
	Deslizamento do barramento
Erosão e deslizamento	Erosão interna da fundação
	Erosão ao redor do vertedor
	Qualidade insuficiente do vertedor
Má gostão	Falha na operação de volumes de espera
Ma gestao	Manutenção e operação deficitárias
	Terremotos
Desastres	Guerra e ataques terroristas
	Rompimento de barragem(s) a montante
Orativo e	Bloqueio do vertedor devido a escorregamento de margens do reservatório
Outros	Planejamento deficiente do projeto

Tabela 2.2: Causas principais e secundárias de rompimentos de barragens em vários países.

Fonte: ZHANG; XU; JIA (2009).

O galgamento normalmente acontece devido a chuvas intensas e/ou deslizamento de um grande volume de terra para dentro do reservatório, provocando o sufocamento de vertedouros e outros dispositivos de descarga e, consequentemente, transbordamento da água pelo coroamento da barragem. Em barragens de terra, o galgamento favorece o arraste de materiais que compõem o maciço, formando uma área frágil, que evolui para colapsos locais até que grande parte da seção transversal do barramento seja afetada (Figura 2.10). Nas barragens de concreto, cargas excessivas localizadas podem fazer com que as tensões atuantes se elevem e o material atinja seu limite de resistência, caracterizando a ruptura da barragem (BRASIL, 2012; JÓNATAS, 2013).





Fonte: PERINI (2009).

A erosão interna ocorre quando a água se infiltra pelo solo compactado ou pela fundação, gerando forças erosivas que puxam as partículas do solo através da percolação da água formando um tubo (*piping*) ou um canal no interior da barragem. Ela pode acontecer de forma regressiva, quando o gradiente hidráulico (i) no pé de jusante da barragem excede o valor crítico (i_{cri}) suportado pelo material, em barragens de terra homogênea (Figura 2.11) ou em torno de trincas existentes até mesmo em barragens de terra com sistema de drenagem implantado (Figura 2.12). Massad (2003) cita a ausência de filtros horizontais construídos com materiais permeáveis, a ausência de transições adequadas entre materiais granulares e a presença de fundações arenosas como fatores condicionantes para o *piping* e a formação de brechas em barragens homogêneas.





Fonte: PERINI (2009).

Figura 2.12: Erosão interna em torno de trincas existentes em barragens de terra.



Fonte: PERINI (2009).

Em barragens de concreto, a erosão interna pode acontecer na interface solo-concreto em sua fundação (Figura 2.13) ou nas ombreiras laterais, provocando instabilidades no barramento, que pode vir a deslizar ou tombar, ou ainda sofrer ruptura em blocos monolíticos.

O deslizamento ocorre quando há um desequilíbrio de forças, usualmente quando ocorre subpressão devido à água infiltrada na fundação da barragem, de forma que o barramento sofre instabilidades laterais e translada pela fundação ou pelo corpo da barragem. Atallah (2002) cita que uma forma eficaz de resolver o problema é introduzir um sistema de

drenagem (material granular) de forma a reduzir a subpressão que possa vir a ocorrer e aumentar o peso da barragem.





Fonte: TONUSSI (2017).

O derrubamento (tombamento), por sua vez, é causado por um desequilíbrio nos momentos que atuam sobre a estrutura, normalmente, das barragens de concreto. Por serem estruturas rígidas, esses tipos de barragem são mais suscetíveis a sofrer o derrubamento caso os momentos solicitantes sejam superiores aos momentos resistentes, o que pode ocorrer devido a recalques diferenciais ou instabilidades nos taludes do barramento. Ressalta-se que, nas barragens de concreto, as principais anomalias relatadas como provocadoras de rompimentos são o desenvolvimento e evolução de fissuras e surgências nos barramentos, que podem ser causadas por movimentos diferenciais ou falhas de materiais e procedimentos construtivos (ZHONG et al., 2018; ANA, 2021a).

Além de poderem comprometer a vinculação estrutural das barragens em suas fundações, terremotos também podem instabilizar as barragens através da propagação da energia sísmica ao longo do reservatório, ocasionando ondas de choque que podem solicitar o barramento além de sua capacidade resistiva, rompendo-o. Desastres podem também ocorrer devido a atos de guerra, como o lançamento de bombas em barragens, que representam alvos fáceis de serem atingidos, e ao "efeito cascata" provocado pelo rompimento de barragens a montante (BALBI, 2008; CAO *et al.*, 2014; TSCHIEDEL, 2017).

Aspectos relacionados ao projeto e operação da barragem também podem provocar seu rompimento. Apesar da existência de manuais e recomendações das melhores práticas e critérios a serem seguidos na elaboração dos projetos, na execução do empreendimento e em sua operação, como, por exemplo, o guia Diretrizes para Elaboração de Projetos de Barragens (ANA, 2016b), ainda existem casos de rompimentos relatados na literatura que ocorrem devido à má gestão da segurança nas barragens.

2.2.2 Histórico de rompimentos

Singh (1996) aponta que no século XX foram registrados no mundo cerca de 200 casos de ruptura de barragens com altura superior a 15 metros, os quais causaram a morte de mais de 8.000 pessoas e deixaram outras milhares desabrigadas. Estudos estatísticos realizados em registros catalogados de rompimentos de barragens permitem inferir alguns comportamentos usuais nesses eventos. Percebe-se que a maioria dos rompimentos acontecem em pequenas barragens, que representam a maioria dos empreendimentos construídos no mundo (ICOLD, 1973; USBR, 2015).

Devido ao pioneirismo na construção e monitoramento dessas estruturas, os Estados Unidos possuem vários registros de rompimentos. Zhang, Xu e Jia (2009) constataram que cerca de 70% dos rompimentos analisados em seu estudo ocorreram no país. Desconsiderando a China, países como Índia, Reino Unido e Austrália, entre outros, também reportam casos de rompimentos históricos. Independentemente da tipologia estrutural ou da finalidade da barragem, rompimentos em sua estrutura têm potencial de provocar impactos negativos expressivos.

No Brasil, casos recentes como o rompimento, em 2015, da barragem Fundão, localizada em Mariana/MG, e, em 2019, da Barragem I da Mina do Feijão, localizada em Brumadinho/MG, ambas construídas para a contenção de rejeitos, causaram comoção nacional e impactos ambientais severos. Estima-se que um volume aproximado de 55 milhões de metros cúbicos de lama escoaram do rompimento da barragem Fundão, impactando ecossistemas hídricos e terrestres no caminho de 650 km até a foz do rio Doce (ANA, 2016c; THOMPSON *et al.*, 2020). No caso do rompimento acontecido em Brumadinho/MG, estima-se que 12 milhões de metros cúbicos escoaram da barragem, impactando diretamente mais de 660 pessoas, provocando 259 óbitos e 11 desaparecimentos (VALE, 2021).

Não só no Brasil, mas em vários países, rompimentos aconteceram ao longo dos anos e alguns exemplos estão demonstrados na Tabela 2.3. Esses casos de rompimento e outros tantos de iminência de rompimento ilustram a falta de medidas proativas ou ainda de uma fiscalização mais severa para garantir a segurança de barragens.

A mo =		Caracter	ísticas da barr	agem	Dados do rompim	- Dofonâncio	
Ano	Local	Barragem	Estrutura	trutura Finalidade Causa		Vítimas	Kelerencia
1864	Inglaterra	Dale Dyke	Terra (núcleo de argila)	Abastecimento humano	Erosão interna	250	Harrison (1974)
1868	Japão	Iruhaike	Terra (homogênea)	Irrigação	Galgamento	1,200	Lempérière (2017)
	Estadas	Mill River	Terra (homogênea)	Controle de cheias e abastecimento	Projeto deficiente e galgamento	143	Sharpe (2004)
1874	874 Estados Unidos Saint Arco em Francis concreto		Arco em concreto	Abastecimento humano	Deslizamento de ombreira e solicitação excessiva na fundação	Mais de 420	Balbi (2008)
1954	Brasil	Pampulha	Terra (face em concreto)	Controle de cheias e abastecimento	Erosão interna	-	Balbi (2008)
1959	Espanha	Vega de Tera	Concreto (contraforte)	Abastecimento humano	Deficiência construtiva	144	Balbi (2008)
1960	Brasil	Orós	Terra	-	Galgamento	1.000	Balbi (2008)
1963	Itália	Vajanot	Arco em concreto	-	Deslizamento de ombreira e galgamento	2.600	Balbi (2008)
1976	Estados Unidos	Teton	Terra	-	Erosão interna	14	Silveira (2014)
2001	Brasil	Macacos	Aterro	Contenção de rejeitos	Rompimento de talude	5	Brasil (2005a)
2007	Brasil	São Francisco	Aterro	Contenção de rejeitos	Rompimento de talude	-	CETEM (2012)
2009	Brasil	Algodões I	Aterro	Abastecimento humano; irrigação; turismo; lazer	Rompimento de talude	9	Soares (2016)
2015	Brasil	Fundão	Aterro	Contenção de rejeitos	Liquefação	19	Carmo <i>et</i> <i>al.</i> (2017)
2019	Brasil	B1 – Mina do Feijão	Aterro	Contenção de rejeitos	Liquefação	270	Vale (2021)

Tabela 2.3: Exemplos de rompimentos de barragens no mundo, com suas causas e consequências.

Apesar de não serem tão frequentes, os acidentes com barragens provocam consequências normalmente catastróficas. Visando evitá-las, diversos países no mundo passaram a desenvolver regulamentos e normatizações, baseados nos dados de acidentes catalogados no mundo e na evolução dos processos e dos materiais empregados na construção desses empreendimentos.

2.3 Legislação sobre Segurança de Barragens

2.3.1 Cenário Internacional

De acordo com Almeida *et al.* (2003), o conceito de segurança de barragens evoluiu de forma gradual: na primeira fase, a segurança de barragens contemplava ações voltadas a garantir desempenho estrutural e operacional do barramento do reservatório, como inspeções,

monitoramento e manutenções; na segunda fase, foram incluídos estudos de perdas econômicas e vidas humanas em caso de rompimento, sendo propostos planos de emergências e sistemas de alerta; por fim, a terceira fase constitui a integração entre as fases anteriores, de forma dinâmica, contando com a participação das comunidades potencialmente atingidas pela onda de cheia e sendo propostos critérios de uso e ocupação da terra.

Ao longo dessas fases, a legislação internacional acerca da segurança de barragens se desenvolveu, em grande parte, devido a um conjunto de fatores, entre os quais se destacam: ocorrência de rompimentos de barragens em alguns países; envelhecimento das barragens existentes à época; atualização dos critérios de dimensionamento de dispositivos extravasores; base de dados hidrológicos mais bem estruturada, considerando ainda estudos de alterações climáticas; entre outros. O pioneirismo de nações como Estados Unidos, China, Portugal, Canadá e Austrália na construção dessas estruturas fez com que normativos e instruções gerais sobre a segurança de barragens surgissem primeiramente nesses países, entre os anos 1950 e 1970 (BRASIL, 2005a; BALBI, 2008).

A Comissão Internacional de Grandes Barragens (*International Comission on Large Dams* – ICOLD), fundada em 1928 e representada por comitês nacionais em cerca de 100 países, é uma referência internacional no tema de segurança de barragens. Por meio de seus boletins técnicos, relatórios e estudos estatísticos de rompimentos e boas práticas na gestão de segurança, a ICOLD compartilha experiências de sucesso e informações de grande valia para o desenvolvimento do conhecimento acerca do tema (ICOLD, 2021b). Entre as principais publicações da ICOLD, destacam-se "*Lessons from Dam Incidents*" (ICOLD, 1973), que relata os aprendizados de alguns casos de rompimento de barragens como forma de conscientização sobre a gestão de segurança nesses empreendimentos, e "*Dam Failures – Statistical Analysis*" (ICOLD, 1995), que traz análises estatísticas de rompimentos em diversos tipos de barragens, informando as principais causas das rupturas.

Apesar da existência de uma comissão internacional que trata sobre o tema, grande parte dos países possuem suas próprias legislações, regulamentações e critérios de classificação para suas barragens. Isso se justifica pela experiência acumulada das construções e dos acidentes ocorridos e pelas diferenças técnicas, culturais e ambientais existentes nos locais onde esses sistemas hídricos são construídos.

O *European Working Group*, grupo de trabalho formado em 2001 com o objetivo de avaliar o cenário da legislação sobre segurança de barragens em países europeus, destaca que diversos países possuem regulamentações avançadas e específicas sobre o tema, com processo

de atualização de informações estruturados, demonstrando a devida preocupação em garantir a seguridade de seus barramentos.

Na França, é preciso autorização do governo federal para a construção de qualquer barragem, sendo que a maioria dos empreendimentos existentes no país são de pequeno porte. A Alemanha possui uma legislação federal (*Water Resources Act*) que regula todas as barragens construídas no país e as classifica de acordo com seu tamanho, o volume de seu reservatório e o dano potencial a ser causado em caso de rompimento. Na Itália, apenas as grandes barragens (altura de barramento superior a 15 m e capacidade de reservação acima de 1 hm³) se submetem à Autoridade Nacional de Barragens (*National Dam Authority*); as barragens restantes estão sob responsabilidade das regiões administrativas do país (ICOLD EUROPEAN CLUB, 2020).

Portugal, por sua vez, possui dois regulamentos: o Regulamento para a Segurança de Barragens (*Regulations for the Safety of Dams*), que se aplica para barragens com altura superior a 15 m, capacidade de reservação acima de 0,1 hm³ e estruturas com alto dano potencial associado, e o Regulamento para Pequenas Barragens (*Regulations for Small Dams*), que abrange o projeto, construção, operação e manutenção de pequenos empreendimentos. Outros países do continente europeu possuem legislação semelhante à relatada, com exceção da Irlanda, que não possui regulamentos específicos (ICOLD EUROPEAN CLUB, 2020).

Nos Estados Unidos, eventos catastróficos por falhas em barragens na década de 1970 serviram de alerta às agências fiscalizadoras e aos empreendedores sobre a segurança de barragens. Esses eventos motivaram o desenvolvimento de guias, boletins e normativos sobre a segurança de barragens, dentre os quais se destacam: "Safety Evaluation of Existing Dams" (USBR, 1995), "Lessons from Dam Incidents, USA" (ASCE, 1975) e as publicações de manuais da Agência Federal de Gerenciamento de Emergências (Federal Emergency Management Agency – FEMA), entidade responsável pela regulação de todas as iniciativas relacionadas à segurança e à proteção de barragens no país. Em 1996, foi sancionado o Water Resources Development Act, determinando limites de financiamento para o Programa Nacional de Segurança de Barragens (National Dam Safety Program Act – NDSPA), que objetiva a redução dos riscos relacionados ao rompimento de barragens (FEMA, 2013a).

Ressalta-se ainda a preocupação dos Estados Unidos com ações de terrorismo e vandalismo, principalmente após os ataques de 11 de setembro de 2001, que motivaram a revisão e adaptação dos planos de segurança das barragens em seu território, os quais

passaram a se submeter à fiscalização e acompanhamento da *Environmental Protection Agency* (EPA) e do *Federal Bureau of Investigation* (FBI) (FEMA, 2020a).

Na Austrália, cada estado tem sua legislação, regulamentos e diretrizes próprias, que normalmente seguem as diretrizes gerais instituídas no Código de Segurança de Barragens (*Dam Safety Code*) pelo *Australian National Committee on Large Dams* (ANCOLD). Esse comitê produz boletins e relatórios que auxiliam na gestão da segurança de barragens no país, como "Assessment of the Consequences of Dam Failure" e "Guidelines on Dam Safety Management" (ANCOLD, 2003; 2012).

A legislação relacionada à segurança de barragens no Canadá surgiu de forma descentralizada. Em 1978, a província de Alberta editou o *Dam and Canal Safety Regulation*, primeiro documento a tratar sobre o assunto no país. Apesar de seminários e conferências terem ocorrido após 1978, apenas na década de 1990, com a criação da Associação Canadense de Segurança de Barragens (*Canadian Dam Safety Association* – CDSA), e a elaboração e constantes atualizações do Guia de Segurança de Barragens (*Dam Safety Guidelines*), a legislação no país se consolidou (ANDERSON; HUMDALL, 1998).

Mesmo com várias tratativas sobre o tema, o Canadá não possui um programa ou uma agência reguladora federal para guiar o gerenciamento da segurança das mais de 14 mil barragens em seu território. Cada província/território possui sua jurisdição e sua legislação específica, apesar de supervisão do governo federal sobre algumas questões relacionadas ao tema, como a aprovação da construção de barragens em águas navegáveis e em áreas de fronteira com os Estados Unidos (CDA, 2016).

Outros exemplos e informações mais detalhadas sobre a legislação internacional de segurança de barragens podem ser encontrados nos trabalhos de Bradlow *et al.* (2002), Zuffo (2005), Menescal *et al.* (2005), Franco (2008) e Balbi (2008).

2.3.2 Cenário Nacional

No Brasil, a despeito de se ter identificado a necessidade de regulamentação sobre a segurança de barragens desde a década de 1950, tendo em vista o grande impulso ocorrido na construção desses empreendimentos (CBDB, 2021b), o Comitê Brasileiro de Barragens publicou, em 1983, o primeiro documento com estrutura de regulamento sobre a segurança de barragens, intitulado Diretrizes para Inspeção e Avaliação da Segurança de Barragens em Operação (CBDB, 1983).

Com a diversificação do setor produtivo do Brasil a partir da década de 1970, várias barragens foram construídas para atender às demandas de setores como abastecimento de água, irrigação, atividade mineratória, fornecimento de energia elétrica e controle de cheias. Diversas iniciativas como congressos, simpósios, seminários, boletins técnicos surgiram no país, na tentativa de disseminar o conhecimento acerca dessas estruturas (CBDB, 2021b). Entretanto, apenas nos anos 2000 surgiram efetivos movimentos legislativos a fim de regulamentar a segurança de barragens brasileiras, como os projetos de lei n. 1.181, de 2003 (BRASIL, 2003) e n. 436, de 2007 (BRASIL, 2007), que objetivaram estabelecer normas para regulamentar o setor de segurança de barragens e obrigar a contratação de seguro contra rompimento desses sistemas hídricos, respectivamente. Percebe-se que a regulamentação brasileira ocorreu de forma tardia, comparada ao cenário internacional, conforme alguns exemplos citados na Figura 2.14.

Figura 2.14: Evolução da legislação sobre segurança de barragens em alguns países.

<u>Década de 1950</u>

Identificação da necessidade de discutir o tema de segurança de barragens a partir de regulamentação legal

Década de 1970

- Investimentos do ICOLD em programas de segurança de barragens;

- Instauração de políticas de segurança de barragens nos EUA e na Austrália (1978).

Década de 1990

Instauração de políticas de segurança de barragens: Portugal (1990) e Canadá (1995).

Década de 2000

 Projeto lei n. 1.181/2003: uma das primeiras tentativas de regulamentação do setor no Brasil
 Aprovação da PNSB (2010)

Fonte: TSCHIEDEL (2017).

Após sete anos de tramitação legislativa, o PL n. 1.181/2003 foi transformado na Lei Federal n. 12.334, de setembro de 2010 (alterada pela Lei n. 14.066/2020), que instituiu a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e criou o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). Dispondo sobre definições, objetivos, fundamentos, instrumentos e atribuição de responsabilidades sobre a gestão de segurança de barragens, a PNSB efetivou o arcabouço jurídico federal sobre o tema, obrigando os órgãos fiscalizadores a estabelecerem regulamentações em suas respectivas esferas, a fim de disciplinar as normas por ela determinadas. Ressalta-se que a aplicação da PNSB restringe-se às barragens que se enquadrem nos critérios definidos no parágrafo único de seu artigo primeiro (BRASIL, 2010):

Parágrafo único: Esta Lei aplica-se a barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais que apresentem pelo menos uma das seguintes características:

I - altura do maciço, medida do encontro do pé do talude de jusante com o nível do solo até a crista de coroamento do barramento, maior ou igual a 15 (quinze) metros;
 II - capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000m³ (três milhões de

metros cúbicos);

III - reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis;

IV - categoria de dano potencial associado médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas, conforme definido no art. 7º desta Lei;

V - categoria de risco alto, a critério do órgão fiscalizador, conforme definido no art.
 7º desta Lei.

Dentre os objetivos, destacam-se o monitoramento das ações de segurança nas barragens, o fomento à cultura de segurança de barragens e gestão de riscos e a atuação conjunta de empreendedores, fiscalizadores e órgãos de proteção e defesa civil em caso de incidentes, acidentes e desastres.

Os principais fundamentos da PNSB contemplam a promoção de mecanismos de controle e participação social e a responsabilidade legal dos empreendedores pela segurança de suas barragens, pelos danos decorrentes de seu rompimento, vazamento ou mau funcionamento e, independentemente da existência de culpa, pela reparação desses danos.

Instrumentos da gestão de segurança de barragens

A fim de atingir os objetivos e fundamentos definidos, a PNSB definiu alguns instrumentos, dentre os quais se destacam (i) o Sistema de Classificação por categoria de risco e dano potencial associado, (ii) o Plano de Segurança de Barragens (PSB), incluindo o Plano de Ação de Emergência (PAE), (iii) o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB); e (iv) o Relatório de Segurança de Barragens (RSB).

O sistema de classificação de barragens foi instituído pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), através da Resolução n. 143/2012 (CNRH, 2012a), que estabeleceu a responsabilidade dos agentes fiscalizadores em classificar as barragens de acordo com o volume armazenado, o dano potencial associado e a categoria de risco (Tabela 2.4). O dano potencial associado leva em consideração os possíveis impactos na área a jusante da barragem (perda de vidas humanas, impactos econômicos, sociais, ambientais) e a

categoria de risco avalia as características técnicas da barragem, seu estado de conservação e adequação do PSB às exigências regulamentares.

O PSB, o SNISB e o RSB foram regulamentados pela Resolução CNRH n. 144/2012 (CNRH, 2012b), alterada pelas resoluções CNRH n.178/2016 (CNRH, 2016) e CNRH n. 223/2020 (CNRH, 2020), a qual estabelece diretrizes gerais para a implementação da PNSB e seus instrumentos. De acordo com seu art 4°, o PSB deve ser elaborado pelo empreendedor, possuindo, no mínimo:

I - identificação do empreendedor;

II - dados técnicos referentes à implantação do empreendimento, inclusive, no caso de empreendimentos construídos após a promulgação da Lei nº 12.334, de 2010, do projeto como construído, bem como aqueles necessários para a operação e manutenção da barragem;

III - estrutura organizacional e qualificação técnica dos profissionais da equipe de segurança da barragem;

IV - manuais de procedimentos dos roteiros de inspeções de segurança e de monitoramento e relatórios de segurança da barragem;

V - regra operacional dos dispositivos de descarga da barragem;

VI - indicação da área do entorno das instalações e seus respectivos acessos, a serem resguardados de quaisquer usos ou ocupações permanentes, exceto aqueles indispensáveis à manutenção e à operação da barragem;

VII - Plano de Ação de Emergência (PAE), quando exigido;

VIII - relatórios das inspeções de segurança;

IX - revisões periódicas de segurança.

Classificação	Tipo de avaliação	Critérios a serem valorados
	Características Técnicas - CT	Altura, comprimento, tipo de barragem, material de construção, tipo de fundação, idade da barragem, tempo de recorrência da vazão de projeto
Categoria de	Estado de conservação - EC	Confiabilidade das estruturas extravasoras, confiabilidade das estruturas de adução, percolação, deformações e recalques, deterioração dos taludes/paramentos, eclusa
Kisco - CK	Plano de Segurança de Barragem - PSB	Documentação de projeto, estrutura organizacional e qualificação dos profissionais na equipe de segurança, manuais de procedimentos para inspeções de segurança e monitoramento, regra operacional dos dispositivos de descarga da barragem, relatórios de inspeção de segurança
Dano Potencial Associado - DPA	Volume Total d	lo reservatório, Potencial de Perdas de Vidas Humanas, Impacto Ambiental Socioeconômico

Tabela 2.4: Critérios d	e classificação	instituídos pela	a Resolução	CNRH n.	143/2012.
			,		

Fonte: Adaptado de CNRH (2012a).

Em relação ao SNISB, a Resolução CNRH n. 144/2012 determina os responsáveis diretos pelas informações ali presentes, atribuindo competências especiais para a ANA tais como organizar, implantar e gerir o SNISB, incluindo a disponibilização de acesso ao sistema pela sociedade. Para as demais agências fiscalizadoras, a resolução exige atualização do

cadastro e do sistema de classificação de barragens sob sua jurisdição no SNISB. Aos empreendedores, são exigidas atualizações das informações cadastrais relativas as suas barragens junto aos órgãos fiscalizadores, permitindo um adequado fluxo de informações.

De acordo com CNRH (2012b), o RSB deverá ser elaborado pela ANA, com informações provenientes dos órgãos fiscalizadores, constando: cadastros de barragens por eles mantidos, relações das barragens classificadas na categoria de risco alto, detalhes de acidentes e incidentes que porventura tenham ocorrido nas barragens, prestação de contas quanto aos investimentos previstos e realizados em ações de segurança de barragens, prazos para envio de informações e de validade de cada relatório anual, entre outras.

Ressalta-se que, apesar das diretrizes gerais do CNRH, as entidades fiscalizadoras possuem seus próprios regulamentos para classificar, monitorar, definir periodicidade de execução e atualização, nível de detalhamento e qualificação técnica dos responsáveis pela elaboração do PSB. Alguns exemplos destes normativos são: resolução normativa da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) n. 696, de 15 de dezembro de 2015 (ANEEL, 2015), portaria do Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) n. 70.389, de 17 de maio de 2017 (DNPM, 2017), e as resoluções da Agência Nacional de Águas (ANA) n. 132, de 22 de fevereiro de 2016 (ANA, 2016d) e n. 236, de 30 de janeiro de 2017 (ANA, 2017a).

Planos de Ação de Emergência e Sistemas de Alerta

Para as barragens classificadas em dano potencial associado alto, a PNSB determina a elaboração do PAE, documento que deve ser disponibilizado para todos os interessados, desde os empreendedores até as prefeituras de cidades envolvidas e aos organismos de defesa civil. É no PAE que são identificadas e analisadas as possíveis situações de emergência e as condições potenciais de ruptura, descritas as ações a serem executadas pelas autoridades competentes durante e após a emergência, e esquematizado o sistema de alerta para as comunidades potencialmente afetadas. Ressalta-se que o órgão fiscalizador da barragem pode exigir a elaboração do PAE sempre que considerar necessário, determinando a periodicidade de atualizações e revisões (BRASIL, 2010).

Como parte integrante da série Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens, a ANA, através do Guia de Orientação e Formulários do Plano e Ação de Emergência – PAE (ANA, 2016e), esclarece as informações gerais que o PAE deve conter: (i) informações gerais sobre a localização, os acessos e as estruturas existentes na barragem; (ii) critérios para identificação de anomalias ou de condições potenciais de ruptura, com escala de níveis de alerta correspondentes; (iii) estruturação da cadeia de decisão na gestão de emergências do empreendimento; (iv) procedimentos de notificação e sistema de alerta necessários para avisar às autoridades e à população envolvidas em caso de sinistro na barragem; e, por fim, (v) métodos e critérios para simular a cheia induzida pelo rompimento da barragem e o correspondente zoneamento de risco no vale de jusante.

Havendo uma situação de emergência, procedimentos operacionais na barragem e ações emergenciais nas regiões possivelmente atingidas devem ser executados, utilizando a comunicação entre os operadores responsáveis pela segurança da barragem e a cadeia de decisão definida no Fluxograma de Notificação.

A depender da gravidade do problema identificado, abertura de comportas ou condução do fluxo de água pelos vertedores não são suficientes, demandando o acionamento do sistema de alarme internamente e externamente à barragem: sirenes, megafones, carros de som, mensagens de texto em celulares, avisos em programas de rádio e de televisão, entre outros. O objetivo desse sistema de alerta é avisar aos operários do empreendimento e à população a jusante da barragem sobre a emergência, permitindo que se tomem ações para se resguardar vidas humanas e outros danos associados, principalmente na Zona de Autossalvamento (ZAS), região onde ações estruturadas do Sistema de Proteção e Defesa Civil não podem ser implantadas em tempo hábil e a população nela inserida deve ser capaz de prover sua própria segurança (ANA, 2016e).

Para definir as regiões possivelmente atingidas a jusante da barragem e também a ZAS, é imprescindível a realização de estudos de inundação, que envolvem simulações computacionais de eventos críticos hidrológicos e/ou de rompimento da barragem. Em barragens de pequeno porte (altura do maciço inferior a 15 m e volume reservado inferior a 3 hm³), a legislação brasileira (ANA, 2016e) permite que os estudos de inundação sejam realizados com metodologia simplificada, utilizando dados acessíveis dos reservatórios e da topografia do vale de jusante, a fim de determinar o hidrograma de ruptura e a propagação da onda de cheia ao longo do canal de jusante. Entre esses modelos, destaca-se a Metodologia Simplificada, elaborada pelo *United States Geological Service* (USGS) e adaptada pela ANA (2014) em parceria com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal (LNEC), que será explicada em mais detalhes oportunamente.

Esses estudos de inundação devem ser capazes de calcular a vazão máxima na seção da barragem e a jusante, em seções de interesse definidas de acordo com a existência de estruturas controladoras de fluxo, como estradas, pontes, diques, bueiros, e edificações, por exemplo, além do nível máximo atingido pela cheia nessas localidades. Por simplificação, é recomendada uma análise conservadora da inundação, de forma a abranger uma extensão máxima de 20 km ou até que a onda da cheia atinja um reservatório que tenha condições de amortecê-la ou ainda até a extensão em que o nível máximo atingido na simulação equivalha ao nível normalmente registrado no curso hídrico (ANA, 2016e).

Em contrapartida, para barragens de grande porte é recomendada a utilização de modelos hidrodinâmicos, capazes de simular a formação da brecha da ruptura e a propagação da onda de cheia ao longo do vale de inundação. Modelos paramétricos, entre os quais se destacam o DAMBRK (FREAD, 1988a) e o *Hydrologic Engineering Center – River Analysis System* (HEC-RAS) (USACE, 2021a), são indicados, pois permitem a definição da geometria da brecha pelo modelador, facilitando a estipulação de diversos cenários, procedimento recomendado (ANA, 2016e) para reduzir as incertezas inerentes aos estudos de rompimento.

Exemplos de PAEs e SAs são reportados em alguns estudos, na maioria dos casos motivados pelo acontecimento de acidentes que causaram diversos impactos nos vales de jusante. Projetos como o GT490/APQ-03314-11 – Sistema Inteligente Integrado com Tecnologia Web e Móvel para Gestão de Emergências (CEMIG/FAPEMIG, 2013) tentam introduzir métodos automáticos de analisar anomalias em barragens através de equipamentos de instrumentação e inspeções visuais ou estações telemétricas com uso de equipamentos avançados e inteligência artificial (SILVEIRA; OLIVEIRA, 2019), a fim de notificar estados de alerta e prevenir a ocorrência de acidentes. Treinamentos, audiências públicas e exemplos de sistemas de monitoramento e alerta para a população podem ser encontrados no caderno "Orientações para apoio à elaboração de planos de contingência municipais para barragens", elaborado pela Defesa Civil do Brasil (BRASIL, 2016).

Cestari Júnior *et al.* (2015) estudaram o comportamento das ondas de cheia geradas por vazões induzidas e vazão de ruptura hipotética da barragem da usina hidrelétrica de Três Irmãos para elaboração do PAE. Balbi (2008) realizou vasta revisão bibliográfica sobre PAEs em barragens nacionais e internacionais, desenvolvendo proposta metodológica para a elaboração de PAEs internos (para as barragens) e externos (para o vale de jusante), aplicando-a à barragem da usina hidrelétrica de Peti, em Minas Gerais. Costa *et al.* (2019) propuseram a implementação de PAEs em ciclos, numa sucessão evolutiva que vai desde seminários e treinamentos de equipes internas à estrutura da barragem até a implantação dos sistemas de alerta e as simulações externas, com a população. Com relação aos SAs, alguns exemplos de aplicação internacionais são destacados na Tabela 2.5. A nível nacional, destacam-se os sistemas de prevenção de eventos críticos do rio Paraíba do Sul e o sistema de alerta contra enchentes na bacia do rio Doce, que alerta 16 municípios da bacia, sendo operado desde 1997 (BALBI, 2008).

Quanto aos sistemas de alerta de rompimento de barragens, destaca-se as ações implementadas pela Vale após os desastres ocorridos em Mariana e Brumadinho. A empresa alterou substancialmente a sua gestão de segurança das barragens, implementando um Comitê de Riscos, que avalia o risco de rompimento de suas barragens (VALE, 2021).

País	Características do Sistema de Alerta
Áustria	700 sirenes e sistema específico para alerta de radiação
Dinamarca	1.100 sirenes que avisam 80% da população; os outros 20% são avisados pela mídia
Finlândia	1.500 sirenes cobrem as zonas urbanas. Em zonas rurais, veículos com alto falantes
Suécia	4.800 sirenes em 250 municípios com mais de 1.000 habitantes. Recomendações adicionais via televisão e rádio

Tabela 2.5: Exemplos de Sistemas de Alerta em países europeus.

Fonte: ICOLD EUROPEAN CLUB (2019), organizado pelo autor (2021).

A título de exemplo, foi desenvolvido, em parceria com a Defesa Civil de Minas Gerais, um aplicativo de celular denominado Alerta Barragens, para a simulação do rompimento de 6 barragens que possuem a cidade de Itabira, em Minas Gerais, como ponto de interesse a jusante dos barramentos. Envolvendo mais de 19 mil pessoas localizadas em 27 bairros na região central da cidade, o programa identificou a localização da pessoa e indicou, caso estivesse em uma ZAS, qual seria a rota de fuga para o ponto de encontro mais próximo (OLIVEIRA, 2019).

Um outro sistema de alerta que se destaca no cenário brasileiro é o da Usina Hidrelétrica Foz do Chapecó, que possui barramento de 48 metros de altura e potência instalada de 855 megawatts, capaz de produz energia suficiente para abastecer cinco milhões de residências. O sistema é composto por 7 sirenes instaladas no 10 quilômetros a jusante da barragem, abrangendo os municípios de Águas Claras do Chapecó e São Carlos, em Santa Catarina, e Alpestre, no Rio Grande do Sul (PIOVESAN, 2020).

2.3.3 Cenário Sergipano

Em Sergipe, o primeiro regulamento a tratar sobre a segurança de barragens foi a Resolução do Conselho Estadual de Recursos Hídricos de Sergipe (CONERH-SE) n. 17/2013, que constituiu o Grupo Técnico de Segurança de Barragens no âmbito do Estado,

posteriormente formalizado através da Portaria da Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos (SEMARH-SE), atual Secretaria de Estado de Desenvolvimento Urbano e Sustentabilidade de Sergipe (SEDURBS-SE), n. 02/2014 (CHAGAS *et al.*, 2018).

Com a Portaria SEMARH-SE n. 20/2015, de 16 de novembro de 2015, a periodicidade, qualificação da equipe técnica responsável e o conteúdo mínimo das inspeções de segurança regulares de barragens de acumulação de água foram definidos. No mesmo dia, a Portaria SEMARH-SE n. 21/2015 (SERGIPE, 2015e) foi publicada, estabelecendo a classificação das barragens de acumulação de água de domínio estadual por categoria de risco, por dano potencial associado e pelo seu volume, com base nos critérios gerais estabelecidos pela Resolução CNRH n. 143/2012.

Em 18 de dezembro de 2017, a Portaria SEMARH-SE n. 21/2015 foi alterada pela Portaria SEMARH-SE n. 57/2017 (SERGIPE, 2017b), que modificou os critérios de classificação as barragens de acumulação de água de domínio estadual. No mesmo dia, a Portaria SEMARH-SE n. 58/2017 (SERGIPE, 2017c) revogou a Portaria SEMARH-SE n. 20/2015, estabelecendo a periodicidade de atualização, a qualificação dos responsáveis técnicos, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança de Barragem (PSB) de acumulação de água, da Inspeção de Segurança Regular (ISR), da Inspeção de Segurança Especial (ISE), da Revisão Periódica de Segurança de Barragem (RPSB) e do Plano de Ação de Emergência (PAE) para os empreendimentos estaduais.

Instituído o arcabouço legal para a implementação de alguns instrumentos da PNSB no estado, Sergipe passou a constar nos registros do SNISB, ainda que de forma preliminar, com baixa completude das informações no Sistema. Todavia, nesse cenário de desenvolvimento de normativos para efetivar a gestão de segurança de barragens no estado, Sergipe vem se adequando à PNSB com o recente apoio técnico/financeiro dos programas PROGESTÃO e Águas de Sergipe.

Dentro das atividades previstas no Programa Águas de Sergipe (PAS), o Painel de Segurança de Barragens, grupo composto por consultores especializados em hidrologia, geotecnia, hidráulica e concreto, foi contratado pela SEMARH (atual SERHMA) para averiguar as condições de segurança de quatro barragens no estado: Jacarecica I, Jacarecica II, Governador João Alves Filho e Jaime Umbelino Souza. Em uma série de inspeções realizadas ao longo dos anos 2014 a 2019, foram elaborados relatórios sobre as condições de projeto, estruturais e operacionais das barragens, apontando correções e indicando ações para garantir a segurança dos empreendimentos (SERGIPE, 2019b).

No âmbito do PROGESTÃO, programa que foi iniciado em 2013 (1º ciclo), o estado tem se beneficiado pelo estabelecimento e aprofundamento de normativos que possibilitam implementar uma gestão de segurança de barragens mais atuante, adequada à PNSB. Atualmente no 2º ciclo (2017-2021), o Programa, em sua meta de cooperação federativa relativa à atuação em segurança de barragens, tem possibilitado que o órgão gestor de recursos hídricos em Sergipe (SEDURBS) organize normativos (notas técnicas, planejamentos de fiscalização anuais, entre outros) a fim de planejar e orientar ações, como a obtenção de outorgas, regularizações e classificação de barragens no SNISB e a elaboração do Planejamento Anual de Fiscalização (SERGIPE, 2020).

Quanto ao cadastro das barragens existentes no estado, a contabilização mais recente do SNISB é de 123 barragens submetidas à PNSB, algumas das quais são citadas na Tabela 2.6. Entre os empreendedores, constam entidades privadas e públicas (municipais, estaduais e federais), sendo os principais órgãos fiscalizadores a SEDURBS, a ANA e a ANEEL (ANA, 2021b). Ressalta-se que esse quantitativo está em constante mudança, tendo em vista as atualizações anuais das informações repassadas pela SEDURBS para a ANA, gestora do SNISB.

Apesar de possuir registro no SNISB e da participação do Grupo Técnico de Segurança de Barragens, vinculado ao PAS, nenhum reservatório estadual possui PSB elaborado (ANA, 2021a). Chagas *et al.* (2018) defendem que Sergipe precisa estabelecer mecanismos financeiros que viabilizem a elaboração do PSB, PAE e contratação de profissionais qualificados para as inspeções de segurança.

Neste sentido, a SEMARH-SE, através do PAS e com parceria do Banco Mundial, elaborou um convite à manifestação de interesse com vistas à seleção de empresa para serviços de consultoria para elaboração dos Planos de Segurança das Barragens dos reservatórios Jacarecica I, Jacarecica II, Governador João Alves Filho (Poção da Ribeira) e Jaime Umbelino de Souza (Poxim-Açu) (SERGIPE, 2018a).

Para tanto, conforme sugerido por ANA (2016e), se faz necessário realizar simulações de rompimentos das barragens, para determinar as áreas potencialmente atingidas e determinar o zoneamento de risco dos vales de jusante, tendo em vista que as quatro barragens mencionadas se classificam na categoria de dano potencial associado alto (ANA, 2021a).

Barragem	Município	Empreend.	Fiscaliz.	Uso principal	CRI ⁱ	DPA ⁱⁱ	Volume (hm³)	Altura (m)	Extensão (m)	Curso d'água barrado
Xingó	Canindé de São Francisco	CHESF ⁱⁱⁱ	ANEEL ^{iv}	Hidrelétrica	Baixo	Alto	3.800	91,36	1.571,4	Rio Piranhas
Sindicalista Jaime Umbelino de Souza (Poxim)	São Cristóvão	DESO ^v	SEDURBS ^{vi}	Abastecimento humano	Baixo	Alto	32,73	25,0	1.125,0	Rio Poxim-Açu
Barragem Jacarecica II	Malhador	COHIDRO ^{vii}	SEDURBS	Abastecimento humano	Médio	Alto	26,23	47,5	260,0	Rio Jacarecica
Governador Dionísio Machado	Lagarto	COHIDRO	ANA ^{viii}	Abastecimento humano	Médio	Alto	15,00	20,0	471,2	Rio Piauí
Governador João Alves Filho (Poção da Ribeira)	Campo do Brito	COHIDRO	SEDURBS	Irrigação	Médio	Alto	14,54	26,0	800,0	Rio Traíras
Barragem da Cabrita	São Cristóvão	DESO	SEDURBS	Abastecimento humano	Médio	Baixo	10,00	2,3	36,0	Rio Pitanga
Barragem Três Barras	Gracho Cardoso	DNOCS ^{ix}	SEDURBS	Agricultura	Alto	Alto	7,99	21,2	243,0	Rio Gararu
Barragem do Jabiberi	Tobias Barreto	COHIDRO	SEDURBS	Abastecimento humano	Médio	Alto	4,30	21,5	290,0	Rio Jabiberi
Barragem Jacarecica I	Itabaiana	COHIDRO	SEDURBS	Irrigação	Médio	Alto	4,05	20,0	420,0	Rio Jacarecica
Barragem São José	Poço Verde	Prefeitura	ANA	Abastecimento humano	Alto	Alto	3,48	18,4	215,5	Rio Real
Poxim I	Aracaju	DESO	SEDURBS	Abastecimento humano	Médio	Baixo	2,00	4,0	21,0	Rio Poxim
Algodoeiro	Nossa Senhora da Glória	DNOCS	SEDURBS	Dessedentação animal	Alto	Médio	1,87	15,4	348,0	Riacho Alagadiço

T 1 1 0 C 1 1	1 •	. 1 1 0 .	• • • , , , , •
Labela 7.6. Algumas	harragens existentes	no estado de Nergine e suas	nrincinals caracteristicas
1 abola 2.0. Theathas	ourragens existences	no estudo de Sergipe e suds	principuls curacionisticus

Empreend. = Empreendedor; Fiscaliz. = Órgão fiscalizador; ⁱCRI = Categoria de Risco; ⁱⁱDPA = Dano Potencial Associado; ⁱⁱⁱCHESF = Companhia Hidroelétrica do São Francisco; ^{iv}ANEEL = Agência Nacional de Energia Elétrica; ^vDESO = Companhia de Saneamento de Sergipe; ^{vi}SEDURBS = Secretaria Estadual de Desenvolvimento Urbano e Sustentabilidade; ^{vii}COHIDRO = Companhia de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Irrigação de Sergipe; ^{viii}ANA = Agência Nacional de Águas; ^{ix}DNOCS = Departamento Nacional de Obras Contra a Seca.

2.4 Modelagem de Rompimento de Barragens

Apesar de garantirem segurança hídrica e atendimento a múltiplos usos, barragens são estruturas que acumulam grande energia potencial em seus reservatórios. Além dos impactos inerentes à própria construção, quando estas estruturas se rompem normalmente os efeitos negativos são severos, seja ao meio ambiente ou à população existente no vale de jusante das barragens (PENG; ZHANG, 2012; LETURCQ, 2019). Através da modelagem desses rompimentos é possível atuar de forma preventiva, implementando instrumentos de segurança tanto nos empreendimentos quanto nas regiões a jusante inseridas nas manchas de inundação elaboradas.

Motivados pelo surgimento de metodologias e ferramentas inovadoras, pelo aprimoramento da capacidade de processamento computacional, por acidentes ocorridos, ou por imposição de legislações, os estudos de rompimento de barragens têm sido objeto de pesquisa recorrentemente (WURBS, 1985; WAHL, 1998; FROEHLICH, 2008; ZHANG *et al.*, 2016; KUMAR *et al.*, 2017).

A depender do nível de detalhamento requerido para a análise, são necessários dados em quantidade e qualidade satisfatórias, além de experiência do usuário na utilização do modelo selecionado para o estudo. Dessa forma, a escolha da metodologia ou do programa computacional a ser aplicado depende primordialmente da disponibilidade de dados, sejam eles referentes à estrutura física e aspectos operacionais da barragem em estudo ou aos parâmetros hidráulicos e topográficos do vale de jusante (MELO *et al.*, 2015).

Parâmetros da barragem, como material e tipologia construtivos, capacidade do reservatório, altura do barramento, ou ainda as regras operacionais da barragem podem ser utilizados como dados de entrada em modelos físicos (WAHL *et al*, 2008; HELLER, 2011; ASHRAF *et al.*, 2018), empíricos (MACDONALD; LANGRIDGE-MONOPOLIS, 1984; FROEHLICH, 2008; ANA, 2014) e numéricos (LAROCQUE *et al.*, 2013; USBR, 2017; HORNA-MUNOZ; CONSTANTINESCU, 2020).

Em regiões com topografia regular, em que o escoamento a jusante da barragem ocorre preferencialmente na calha do rio, simulações que consideram o escoamento ocorrendo apenas no sentido do rio (unidimensionais) são adequadas. Em contrapartida, em regiões com topografia e uso da terra diversificados, existindo planícies de inundação largas, onde não se conhece o caminho preferencial do escoamento, e que possuem áreas urbanizadas ou com obstáculos significativos, é recomendado realizar simulações bidimensionais ou ainda tridimensionais (VISEU, 2006; LAURIANO, 2009; ALVAREZ *et al.*, 2017).

Além da determinação da dimensão espacial da análise, a representação digital do terreno de forma mais precisa é recomendada pelo fato de que a onda de cheia devido ao rompimento de barragens tende a atingir profundidades elevadas, não acompanhando necessariamente o curso natural do rio, mas a topografia da região, principalmente em bacias hidrográficas com preponderância de planícies em seu relevo (BRASIL, 2005a; VIANINI NETO, 2016).

Os parâmetros hidráulicos do escoamento no vale de inundação, especialmente o coeficiente de rugosidade, também influenciam no desempenho da simulação. A calibração deste coeficiente na planície de inundação representa um dos desafios da modelagem da propagação da onda de cheia causada pela ruptura de barragens, pois inexistem registros de cheias naturais que provoquem escoamento fora do leito maior e menor do rio, dificultando o estabelecimento das condições de fluxo fora das áreas normalmente inundadas (TSCHIEDEL; PAIVA, 2018).

Para superar essa limitação, a maioria dos estudos recorre à utilização de valores tabelados do coeficiente, disponíveis na literatura, como em Chow (1959), e escolhidos de acordo com a caracterização do uso da terra, que pode ser realizada através de sensoriamento remoto ou de inspeções nos locais de interesse. Apesar disso, Rocha (2015) afirma que esse procedimento pode ocasionar instabilidades numéricas no modelo matemático utilizado na simulação, pois os coeficientes de rugosidade mencionados na literatura podem ser subestimados, tendo em vista que foram propostos para escoamentos em regime permanente.

Devido à interação entre fenômenos variados, como determinação da brecha no barramento, transporte de sedimentos, alternação de regimes de escoamento de acordo com a existência de obstáculos e topografia variada no canal de jusante, capacidade de armazenamento e/ou de escoamento através da planície de inundação, entre outros, a simulação de rompimento de barragens e respectiva propagação da onda de cheia envolve incertezas significativas (COLLISCHONN; TUCCI, 1997; BAVEN *et al.*, 2015; TSCHIEDEL; PAIVA, 2018).

A fim de permitir uma análise mais apropriada dos efeitos do rompimento de barragens, as simulações destes eventos devem considerar cenários diversos e representativos das características físicas, hidrológicas e de ocupação da terra na região de estudo, além dos diferentes parâmetros de formação da brecha. Assim, dados com diferentes quantidade e qualidade devem ser utilizados nos modelos, ampliando a capacidade investigativa da simulação quanto às consequências de um possível rompimento.

Independentemente do modelo escolhido, as etapas das simulações de rompimentos de barragens envolvem a formação da brecha no barramento, a determinação do hidrograma da ruptura, a propagação da onda de cheia ao longo do curso hídrico a jusante da barragem e a análise das áreas atingidas através da elaboração de mapas de inundação (ICOLD, 1998; WAHL, 1998; BRASIL, 2005a; CESTARI JÚNIOR *et al.*, 2015; MELO *et al.*, 2015; PEREIRA, 2019). Entender os conceitos, fundamentos, considerações e limitações de cada etapa é primordial para realizar uma análise de rompimento coerente e adequada para a região em estudo.

2.4.1 Formação da brecha do rompimento

O desenvolvimento da brecha nos barramentos compreende uma interação complexa entre processos hidráulicos, geotécnicos e estruturais, tais como a tipologia estrutural, o material utilizado na construção, a topografia do local de implantação, as características geotécnicas da fundação do barramento, a taxa de carregamento hidráulico (enchimento) da barragem e ainda as proteções superficiais existentes nos paramentos. Dependendo da forma como esses processos interagem, a brecha pode se formar rapidamente ou gradualmente, com mecanismo de ruptura relacionado ao tipo de material construtivo, que também tem influência na localização da brecha no maciço do barramento (VISEU, 2006; GEE, 2008; TSCHIEDEL, 2017).

Devido à complexa interação entre processos, a mecânica da formação das brechas ainda não é totalmente entendida, seja em barragens de concreto, de terra ou enrocamento. Mesmo com a disseminação de diversas metodologias para determinar a evolução e geometria da abertura formada no barramento, é preciso cuidado ao aplicá-las, tendo em vista que são elaboradas a partir de reduzido espaço amostral de rompimentos históricos e com considerações inerentes a cada estudo, inexistindo uma metodologia genérica, com aplicabilidade geral (MORRIS *et al.*, 2008).

Modelos empíricos, elaborados através de regressões e/ou análises estatísticas de eventos históricos (WAHL, 1998, 2004; FROEHLICH, 2008; MORRIS *et al.*, 2009a), físicos ou semifísicos, que utilizam princípios da hidráulica, da engenharia estrutural e da mecânica dos solos para estimar o desenvolvimento da brecha e a formação do hidrograma de ruptura (WAHL *et al.*, 2008; MORRIS *et al.*, 2009b; ASHRAF *et al.*, 2018; ZHONG *et al.*, 2018), e paramétricos, os quais requerem do analista a inserção de parâmetros da brecha, como a geometria e o tempo de formação (USACE, 2014; KUMAR *et al.*, 2017; HU *et al.*, 2020), são

as metodologias mais comumente aplicadas para determinar a formação da brecha em estudos de rompimento de barragens (VISEU, 2006; HASSAN *et al.*, 2019). Por permitirem maior confiabilidade na previsão do hidrograma de ruptura sem aumentar a complexidade do procedimento e sem depender de grande quantidade de dados sobre a barragem, os modelos paramétricos são bastante indicados (COLLISCHONN; TUCCI, 1997; WAHL *et al.*, 2008).

Para caracterizar a formação da brecha, os modelos requerem informações quanto a sua geometria, suas dimensões e o tempo decorrido para a abertura no barramento se desenvolver (XU; ZHANG, 2009). Com relação à geometria, a forma mais recorrente nas análises de rompimentos históricos é a trapezoidal (FROEHLICH; TUFAIL, 2004), sendo caracterizada pelos parâmetros: altura da brecha (H_b), inclinação lateral (Z), largura média (B_{ave}), e larguras na base (B_b) e na crista (B_t), esquematizados na Figura 2.15.

Figura 2.15: Geometria usual de brecha de rompimento de barragem.



Fonte: Vianini Neto (2016).

Rompimentos de barragens de gravidade (de concreto ou alvenaria de pedra), predominantemente causados por deslizamento ou derrubamento, apresentam geometria da brecha variável. Entretanto, dependendo das condições geológicas e da qualidade do material construtivo, geometrias retangulares são mais frequentes. Brechas em barragens de contrafortes normalmente localizam-se entre estes, provocando uma ruptura parcial. Em contrapartida, para as barragens de concreto em arco, o enfraquecimento da fundação rochosa sobre a qual a barragem se sustenta provoca uma ruptura no barramento geralmente considerada como total, com destruição da seção transversal completa (VISEU, 2006).

Mecanismos de ruptura hidráulicos (galgamento e erosão interna) são normalmente os causadores de rompimentos em barragens de aterro, seja com seção homogênea ou zoneada. Quando ocorre o galgamento, o escoamento sobre o coroamento forma uma zona frágil, geralmente no centro do barramento e em formato triangular (Figura 2.16). À medida que o fluxo continua a cortar em profundidade o coroamento, a brecha atinge a base do talude de jusante e, com o tempo, sua geometria retangular ou trapezoidal se completa.



Figura 2.16: Evolução da geometria da brecha por galgamento em barragens de aterro.

Fonte: Adaptado de VISEU (2006).

Rupturas por erosão interna normalmente se iniciam em cotas mais baixas no barramento, devido às elevadas pressões hidrostáticas. Canais internos são formados pelo carreamento de partículas do solo que compõem o barramento e evoluem para um único canal com o passar do tempo, resultando em brechas com formato trapezoidal ou retangular (Figura 2.17), a depender do tipo de solo que compõe a estrutura da barragem (LAURIANO, 2009).

Figura 2.17: Evolução da geometria da brecha por erosão interna em barragens de aterro.



Fonte: Adaptado de VISEU (2006).

Para barragens em aterro e enrocamento, modelos físicos foram desenvolvidos ao longo das últimas quatro décadas, tendo em vista que a maioria dos rompimentos registrados ocorreram em barragens construídas com esses materiais, além de serem os tipos de barragem mais comuns (ICOLD, 2021a). Exemplos dessa categoria são o BREACH, desenvolvido no *National Weather Service* (NWS) por Fread (1988b), o *Simplified Breach Analysis* – SIMBA (TEMPLE *et al.* 2005), o HR-BREACH (MOHAMED *et al.*, 2002), o FIREBIRD-BREACH (WANG *et al.*, 2006) e projetos como o IMPACT (Morris *et al.*, 2005) e FLOODSITE (SAMUELS, 2009), que representam avanços no estudo de rompimentos de barragens de aterro (WAHL *et al.*, 2008; WAHL, 2017).

Para barragens em concreto, considera-se que, pelas características do material, a ruptura acontece rapidamente, seja ela parcial, em blocos monolíticos (concreto gravidade ou contraforte), ou total, colapsando a seção transversal inteira (concreto em arco) (LAURIANO, 2009). Embora inexistam modelos físicos para simular a formação da brecha em barragens de concreto, análises de rompimentos históricos resultaram em faixas de valores usualmente considerados em estudos de rompimentos de barragens para descrever a formação da brecha nestas estruturas, conforme exemplificado na Tabela 2.7.

Tipo de barragem	Comprimento da brecha, B _b [m]	Declividade do talude da brecha (H), H:1V	Tempo de ruptura, t _f [h]	Referência
	(0,5 a 3,0) x H	Entre 0 e 1	0,5 a 4,0	USACE (1980)
Terra / Enrocamento	(1,0 a 5,0) x H	Entre 0 e 1	0,1 a 1,0	FERC (1988)
	(2,0 a 4,0) x H	Entre 0,25 e 1	0,1 a 1,0	ELETROBRÁS (2003)
Concreto em arco	L	Declividade do vale	< 0,1	USACE (1980)
	L	Entre 0 e a declividade do vale	< 0,1	FERC (1988)
	L	Entre 0 e a declividade do vale	< 0,1	ELETROBRÁS (2003)
Concreto gravidade	Blocos monolíticos	Vertical	0,1 a 0,5	USACE (1980)
	Usualmente < 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,3	FERC (1988)
	Usualmente < 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,3	ELETROBRÁS (2003)

Tabela 2.7: Valores usualmente considerados para a brecha em estudos de ruptura de barragens.

em que: H = altura da barragem (m); L = comprimento da crista da barragem (m). Fonte: Adaptada de GEE (2008) e Lauriano (2009).

Além das faixas de valores reportadas na literatura, equações advindas de regressões realizadas com dados de estudos estatísticos de rompimentos históricos permitem obter as dimensões e tempo de formação das brechas em rompimentos de barragens, observando as devidas considerações adotadas em cada estudo. Ressalta-se que a aplicação dos modelos empíricos como "solução genérica" para todo tipo de barragem é uma prática inadequada do ponto de vista metodológico e tem sido reportada como uma das causas de baixo desempenho dos modelos empíricos quando comparados com dados observados (MORRIS *et al.*, 2008; HASSAM *et al.*, 2019).

Entre os estudos estatísticos reportados na literatura destacam-se os trabalhos de MacDonald e Langridge-Monopolis (1984), Von Thun e Gillette (1990), Froehlich (1995; 2008) e Xu e Zhang (2009). Esses autores propuseram equações (algumas delas presentes na Tabela 2.8) que são bastante utilizadas para determinar a formação das brechas em simulações de rompimentos de barragens (USACE, 2021a).

Os modelos paramétricos dispensam a utilização de modelos físicos, normalmente complexos de se projetar e de se simular, e melhoram a precisão dos modelos empíricos. Para barragens com características físicas peculiares, como as barragens de concreto gravidade, onde rupturas ocorrem em blocos monolíticos com dimensões específicas, ou as de concreto em arco, cuja brecha abrange a seção transversal inteira, modelos paramétricos são os mais adotados (MORRIS *et al.*, 2009b).

 Tabela 2.8: Equações empíricas para obtenção da geometria da brecha em estudos de rompimento de barragens de terra e enrocamento.

Autores	Von Thun; Gillette (1990)		Froehlich (1995)	Froehlich (2008)		
Número de casos		57	63	74		
Tipos de barragens	Terra (homogênea, zoneada, núcleo impermeável) e enrocamento		Terra (homogênea, zoneada, núcleo impermeável) e enrocamento	Terra (homogênea, zoneada, núcleo impermeável) e enrocamento		
Altura das barragens	89%	< 30 m; 75% < 15 m	90% < 30 m; 76% < 15 m	93% < 30 m; 81% < 15 m		
Largura	$B_{m\acute{e}d} = 2, 5. h_w + C_b \tag{1}$		$B_{m\acute{e}d} = 0,1803.k_0.V_w^{0,32}.h_b^{0,19}$ (2)	$B_{m\acute{e}d} = 0,27.k_0.V_w^{0,32}.h_b^{0,04} (3)$		
Tempo de formação	Erosão: difícil	$t_f = 0,02.h_w + 0,25$ (4) $t_f = B_{méd}/(4.h_w)$ (7) $t_f = 0,015.h_w$ (8)	$t_f = 0,00254. V_w^{0.53}. h_b^{-0.9} $ (5)	$t_f = 63, 2. \sqrt{V_w / (g. h_b^2)}$ (6)		
	fácil	$t_f = B_{méd} / (4 h_w + 61)$ (9)	-			
Inclinação Lateral	Solos coesivos	(0,33 a 0,50)H : 1V	- Galgamento – 1 4H · 1V·	Galgamento – 1H : 1V; Erosão interna – 0,7H : 1V		
	Solos não coesivos	1H:1V	Erosão interna – 0,9H : 1V			

em que: $B_{méd}$ = largura média da brecha (m); h_w = altura da água acima da base da brecha (m); C_b = constante (depende do tamanho do reservatório). Para sua obtenção, consultar USACE (2021a); V_w = Volume armazenado no reservatório no momento da falha (m³); h_b = altura final da brecha (m); g = aceleração da gravidade (9,80665 m/s²); t_f = tempo de formação da brecha. Para os modelos propostos por Von Thun; Gillette (1990) e Froehlich (1995), a unidade utilizada é a hora (h). Para o modelo de Froehlich (2008), a unidade é o segundo (s); K_θ é a constante que ajusta os modelos propostos por Froehlich de acordo com o modo de falha considerado: em falhas por erosão interna, K_0 vale 1,0; para galgamentos, Froehlich (1995) considera K_0 valendo 1,4 enquanto que Froehlich (2008) utiliza o valor de 1,3.

Os mecanismos de ruptura usualmente admitidos nos modelos paramétricos para a simulação de rompimento de barragens de concreto são falha estrutural (ruptura monolítica) ou galgamento, quando a capacidade do vertedor é excedida, o que apenas ocorre em cheias extremas, tendo em vista as recomendações de adotar períodos de retorno altos para o dimensionamento dos dispositivos extravasores de barragens (ELETROBRÁS, 2003).

É importante mencionar a recomendação de realizar uma análise de sensibilidade quando da seleção do modelo para determinar os parâmetros formadores da brecha, devido à variabilidade que eles podem causar na estimação das consequências do rompimento das barragens. Cabe aqui o exercício de cuidadoso julgamento em engenharia na escolha e na interpretação do modelo a ser utilizado e do hidrograma de ruptura que ele gerará (FEMA, 2013b).

2.4.2 Determinação do hidrograma de ruptura

Uma vez determinada a geometria, as dimensões e o tempo de formação da brecha, é possível estimar o hidrograma de ruptura, tarefa que pode ser realizada por modelos físicos,

empíricos ou paramétricos, utilizando princípios da mecânica dos solos (erosão e transporte de sedimentos) e da hidráulica (descarga de vertedores ou vazões através de orifícios) ou equações de regressão ajustadas com eventos históricos. Algumas das equações disponíveis na literatura para o cálculo da vazão de pico do rompimento são destacadas na Tabela 2.9.

Autores	Vazão de pico		Considerações
Lou (1981) citado por Mascarenhas (1990)	$Q_p = 7,683. H_d^{1,909}$	(10)	Equação baseada em análise de 19 casos de ruptura de natureza diversa
Hagen (1982)	$Q_{p} = 1,205 (H_{d}.V)^{0,48}$	(11)	Equação baseada em observações de valores relativos a casos já ocorridos de ruptura
Saint-Venant (-) citado por USACE (1997)	$Q_p = \frac{8}{27} \cdot B_d \cdot \sqrt{g \cdot (Y_{méd}^{3/2})}$	(12)	Equação desenvolvida por Saint- Venant para o caso de remoção instantânea e total do barramento
Schoklistch (1917) citado por ICOLD (1998)	$Q_{p} = \frac{8}{27} \cdot \left(\frac{B_{d}}{B_{b}}\right)^{1/2} \cdot B_{b} \cdot \sqrt{g \cdot (Y_{méd}^{3/2})}$	(13)	Equação considerando a situação em que a ruptura ocorre em parte da crista de uma barragem
USBR (1982) citado por USBR (1987)	$Q_p = 19. H_d^{1.85}$	(14)	Equação baseada em dados coletados de vazões de pico históricas e da profundidade da lâmina de água no reservatório no momento da ruptura
Singh (1996)	$Q_p = 1,7 B_b \cdot H_b^{3/2}$	(15)	O escoamento que passa pela brecha pode ser assumido como análogo ao escoamento que passa por um vertedouro retangular de soleira espessa
Wetmore e Fread (1981) citado por French (1985)	$Q_{p} = 1.7 B_{b} \left\{ \frac{1.94 \frac{A_{s}}{B_{b}}}{T_{p} + \left[\frac{1.94 A_{s}}{(B_{b} \sqrt{H_{d}})} \right]} \right\}^{3}$	(16)	Equação considerando a formação de uma brecha retangular, desenvolvendo-se em um intervalo de tempo (t)

Tabela 2.9: Equações empíricas para determinação da vazão de pico do rompimento da barragem.

em que: Q_p : descarga máxima defluente da barragem em ruptura (m³/s); V: volume do reservatório para o NA máximo (m³); A_s : área do reservatório para o NA máximo (m²); B_d : largura da barragem (m); H_d : altura da barragem (m); B_b : largura final da brecha (m); H_b : altura final da brecha (m); $Y_{méd}$: profundidade média no reservatório no instante da ruptura (m); T_p : tempo para desenvolvimento da brecha (s); g: aceleração da gravidade (9,81 m/s²).

Fonte: Lauriano (2009).

Os hidrogramas de ruptura na seção da barragem (Tabela 2.10) podem ser do tipo triangular, com ruptura abrupta ou gradual (MASCARENHAS, 1990) ou com decaimento parabólico (LAURIANO, 2009).

Tabela 2.10: Hidrogramas de ruptura na seção da barragem.



em que: Q_p : vazão de pico defluente da ruptura da barragem (m³/s); *V*: volume do reservatório da barragem no momento da ruptura (m³); T_p : tempo de pico do hidrograma (s); T_b : tempo de base do hidrograma (s); *t*: variável independente relativa ao tempo (s); *k*: fator de ponderação, que é calibrado de tal modo que o volume do hidrograma de ruptura seja igual ao volume do reservatório (valores entre 1,5 a 5,0). Fonte: Balbi (2008) e Lauriano (2009).

Ao considerar a ruptura gradual, pressupõe-se que a vazão máxima ocorre quando a brecha atinge seu maior tamanho, ou seja, quando ela finaliza sua formação. Entretanto, segundo Chauhan *et al.* (2004), essa consideração pode não ser adequada, pois observações de falhas ocorridas em barragens reais e em modelos reduzidos apontaram que a vazão de pico acontece antes do momento em que a brecha termina de se formar. Ao considerar o colapso do barramento como um todo (ruptura abrupta), esse desencontro é mitigado, uma vez que a brecha se forma automaticamente, descarregando a vazão máxima do hidrograma.

À medida que a onda de ruptura da barragem percorre o vale de jusante, a interação com o canal e planície de inundação faz com que ela seja amortecida, resultando em hidrogramas nas seções transversais mais distantes da barragem com tempos de base maiores e vazões de pico reduzidas, fenômeno que compreende a propagação do hidrograma de ruptura.

2.4.3 Propagação da onda de cheia no vale de jusante

Aspectos conceituais do escoamento fluvial

Entre as principais leis físicas aplicadas ao movimento dos fluidos se destacam o Princípio da Conservação da Massa, o Princípio da Conservação da Energia e o Princípio da Conservação Quantidade de Movimento. Através de análises das forças atuantes em um Volume de Controle (VC), essas leis resultam em equações diferenciais parciais, que governam o movimento do fluido em abordagens tridimensionais, bidimensionais ou ainda unidimensionais.

Devido ao esforço computacional requerido para a resolução dos sistemas de equações diferenciais, a abordagem tridimensional pode ser reduzida para modelos matemáticos unidimensionais, indicados para regiões em que o escoamento acontece prioritariamente na calha do rio, praticamente inexistindo planícies de inundação, ou ainda bidimensionais, recomendados quando os efeitos de amortecimento produzidos pelas planícies de inundação são significantes e que permitem a obtenção da superfície da água e velocidade de forma espacialmente discretizada (CUNGE *et al.*, 1980; MORRIS; GALLAND, 2000; LAURIANO, 2009; TENG *et al.*, 2017).

As simulações unidimensionais e bidimensionais do escoamento de fluidos utilizam as Equações de Saint-Venant (conhecidas como Equações das Águas Rasas), que constituem um sistema de equações diferencias resultante da aplicação dos princípios da Conservação da Massa, obtendo a equação da continuidade, e da Conservação da Quantidade de Movimento, chegando na equação dinâmica, a um VC. Para a utilização das equações de Saint-Venant, hipóteses simplificadores são estabelecidas, como (COLLISCHONN, 1997; BALLESTEROS *et al.*, 2011; SILVA JÚNIOR, 2013):

- ✓ Fluido incompressível
- ✓ Perdas de carga considerando o regime permanente e uniforme, e estimadas pela declividade da linha de energia, S_f , obtida pelas fórmulas de Manning ou de Chézy;

- Escoamento gradualmente variado, com distribuição hidrostática de pressão na direção vertical (desprezo de acelerações verticais);
- ✓ Escoamento em canais com pequenas declividades e curvaturas na superfície livre; e
- ✔ Perfil de velocidade uniforme, sendo a velocidade média a representativa do perfil.

Para a abordagem unidimensional, as equações de Saint-Venant (Conservação da massa, equação 21, e Conservação da Quantidade de Movimento, equação 22) são representadas pelo sistema:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \tag{21}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x} + \underbrace{gA\frac{\partial y}{\partial x}}_{22.2} = \underbrace{gAS_0}_{22.4} - \underbrace{gAS_f}_{22.5}$$
(22)

em que A é a área da seção transversal molhada, t é a variável independente relativa ao tempo, Q é a vazão, x é variável independente relativa à direção longitudinal, q_i é a vazão lateral por unidade de comprimento (entra ou sai do trecho no intervalo de tempo considerado), g é a aceleração da gravidade, y é a espessura da lâmina líquida, S_0 é a declividade média da calha fluvial e S_f é a declividade da linha de energia, equivalente ao termo de perda de carga unitária por atrito, tradicionalmente obtida pelas fórmulas de Manning ou de Chézy (USACE, 2021b). Neste sistema, Q e y são as variáveis dependentes, xe t as independentes e os outros termos ou são funções destas quatro variáveis ou são constantes.

Na equação dinâmica (equação 22), são relacionados os termos obtidos do balanço da quantidade de movimento das forças que agem sobre o VC. É através da desconsideração de um ou mais termos nesta equação, que modelos de escoamento fluvial simplificados podem ser utilizados. Os significados dos termos destacados são:

- $22.1 \rightarrow$ termo de inércia local: aceleração da água no VC;
- 22.2 → termo de inércia advectiva: advecção (movimento médio das moléculas do fluido) de quantidade de movimento no VC;
- $22.3 \rightarrow$ termo relativo à pressão: diferença de pressão entre as faces de montante e de jusante no VC;
- $22.4 \rightarrow$ termo referente ao peso da massa de água no VC; e

22.5 → termo representativo da dissipação de energia: desaceleração provocada pelo atrito com o fundo e margens do rio.

Para a abordagem bidimensional, adiciona-se às hipóteses simplificadoras o fato de que o perfil de velocidade é bidimensional, com componente vertical bem inferior à componente horizontal. Adicionalmente, adaptações para simular a ocorrência de turbulência no escoamento podem ser consideradas. Desta forma, as equações da continuidade (equação 23) e dinâmica (equações 24 e 25) na versão 2D são obtidas:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial (yu)}{\partial x} + \frac{\partial (yv)}{\partial y} + q_l = 0$$
(23)

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + v_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f v$$
(24)

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + v_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f u$$
(25)

em que: H é a elevação (cota) da superfície da água, u e v são as velocidades nas direções x e y, respectivamente, v_t é o coeficiente de viscosidade turbulenta horizontal, c_f é o coeficiente de atrito no fundo da calha ou da planície de inundação, a depender de onde esteja sendo considerado o fluxo, e f é o coeficiente de Coriolis. Neste sistema, t, x e y são as variáveis independentes relativas ao tempo e ao deslocamento bidimensional, e as demais ou dependem destas ou são constantes.

Nas equações 24 e 25, os termos à esquerda da igualdade representam os termos de aceleração (local e advectiva) e os à direita as forças internas ou externas que atuam no fluido: peso da coluna de água; efeitos da turbulência do escoamento, que é simplificado por um gradiente de difusão, representado pelo coeficiente de viscosidade turbulenta; atrito devido à rugosidade do fundo do canal ou da planície de inundação; e efeito do movimento de rotação da Terra no escoamento do fluido, representado através do Coeficiente de Coriolis. Informações detalhadas sobre a dedução das equações de Saint-Venant podem ser encontradas em Oliveira (2005), Cestari Júnior (2013) e USACE (2021b).

Em comparação com as equações de Navier-Stokes, que descrevem o movimento tridimensional dos fluidos, as equações de Saint-Venant nas abordagens 1D ou 2D requerem menor esforço computacional, principalmente em grandes domínios (CHANG *et al.*, 2011). Sendo necessário o detalhamento da propagação da onda de cheia em interações com estruturas ou em trechos onde obstáculos na calha fluvial ou na planície de inundação fazem

surgir turbulências significativas, modelagens com abordagens tridimensionais são preferíveis (DAI et al., 2019).

Em domínios que representam vales planos, largos e geralmente uniformes, modelos bidimensionais são recomendados e resultam em simulações bastante adequadas quando comparadas com as realizadas com modelos mais robustos (3D) (HORNA-MUNOZ; CONSTANTINESCU, 2020). Idealmente, é recomendada a intercomunicação entre as abordagens, a fim de aproveitar os pontos fortes de cada uma delas, ampliando a gama das aplicações, reduzindo o tempo de processamento e, consequentemente, o custo computacional das modelagens (TENG *et al.*, 2017). Ademais, é importante mencionar que as soluções numéricas dependem de calibração de parâmetros da área de estudo sendo modelada.

Escoamento devido a rompimentos de barragens

O escoamento resultante do rompimento de barragens possui características e comportamento bastante diferente daquele que acontece nos rios devido a cheias naturais, pois envolvem fenômenos físicos e hidráulicos de difícil descrição matemática, como (COLLISCHONN; TUCCI, 1997; MORRIS, 2000; CESTARI JÚNIOR, 2013; FOX *et al.*, 2014):

- transporte de escombros e materiais sólidos, que alteram as condições morfológicas do leito do rio, ainda que se considerem desprezíveis em alguns modelos;
- ondas de frente abruptas, principalmente na região mais próxima da barragem, onde a energia potencial armazenada no reservatório é rapidamente transformada em energia cinética;
- regimes de escoamento variados (não uniforme, não permanente, supercrítico, subcrítico), a depender da predominância das forças que atuam no deslocamento da massa hídrica;
- rápido transbordamento das margens, com direções de fluxo guiadas primordialmente pela topografia da região, e
- ✔ distribuição espacial tipicamente tridimensional das grandezas hidráulicas.

Nas regiões próximas às barragens, onde acelerações verticais significativas induzem a distribuições não hidrostáticas de pressão, ou em rios com alta declividade e ocorrência frequente de meandros, as equações de Saint-Venant deixam de representar o melhor modelo matemático para determinar o escoamento fluvial (MORRIS, 2000; SINGH *et al.*, 2011).

Alternativas para a modelagem nestas regiões incluem (i) a proposição de adequações para as equações de Saint-Venant (PENG, 2012; BLADÉ, 2015; FABIANI; OTA, 2019); (ii) a utilização das equações de Navier-Stokes, completas ou utilizando a decomposição de Reynolds (*Reynolds Averaged Navier-Stokes* – RANS) considerando efeitos da viscosidade turbulenta (*Large Eddy Simulation*), através de abordagens Eulerianas (com representações espaciais através de malhas e esquemas numéricos de volumes finitos) ou Lagrangeanas, que discretizam o movimento utilizando a hidrodinâmica de partículas suavizadas (*Smoothed Particle Hydrodynamics* – SPH) (BISCARINI *et al.*, 2010; CHANG *et al.*, 2011; PARK *et al.*, 2012; RONG *et al.*, 2019; HORNA-MUNOZ; CONSTANTINESCU, 2020); (iii) os modelos físicos em escala laboratorial (LAROCQUE *et al.*, 2013; ZHONG *et al.*, 2016; 2018; CAMPOS *et al.*, 2020); ou (iv) outras abordagens como as soluções fracas das equações de Saint-Venant (CUNGE *et al.*, 1980; MASCARENHAS, 1990; BRASIL, 2005a).

Apesar das limitações nas equações de Saint-Venant, elas são o principal modelo matemático aplicado em estudos de rompimento de barragens, principalmente em regiões extensas, com baixas declividades, onde a consideração de distribuição hidrostática de pressão se aplica e não é necessário maior detalhamento da turbulência que possa ocorrer em pontos específicos no domínio. Além de combinarem esforço computacional razoável e descrição adequada da propagação da onda de cheia, os resultados obtidos com sua utilização nos estudos de rompimento demonstram acurácia satisfatória quando comparados com modelos tridimensionais que utilizam as equações de Navier-Stokes (QUECEDO *et al.*, 2005; DAI *et al.*, 2019; PILOTTI *et al.*, 2020).

Modelos de propagação da onda de cheia devido a rompimentos de barragens

O estudo da propagação da inundação devida ao rompimento de barragens é bastante referenciado na literatura, com relatos que datam do século XIX. Seja através de modelos empíricos, modelos físicos ou modelos matemáticos, existem diversas soluções propostas e testadas, com áreas em grande crescimento, principalmente nos modelos numéricos, os quais utilizam algoritmos computacionais para a resolução dos sistemas de equações diferenciais que governam o movimento dos fluidos (MELO *et al.*, 2015; TENG *et al.*, 2017).

Os modelos empíricos utilizam dados físicos das barragens em equações propostas através de estudos estatísticos para determinar variáveis como extensão da modelagem, vazão de pico no eixo da barragem e vazão máxima em determinada seção do vale de jusante, em função da distância até a barragem. Associando essas variáveis com cartas topográficas e imagens obtidas por sensoreamento remoto, utilizando ferramentas de geoprocessamento em ambiente SIG, é possível determinar, de forma preliminar, a área inundada pelo rompimento, servindo, por exemplo, como base para metodologias de classificação de barragens quanto ao dano potencial associado (ANA, 2014; MELO *et al.*, 2015; PEREIRA *et al.*, 2017)

Os modelos físicos, conhecidos também como modelos reduzidos, baseiam-se na Teoria da Semelhança Mecânica, que estabelece a equivalência de dois escoamentos através dos grupos adimensionais que os governam. Estes grupos provêm da Mecânica dos Fluidos, ao relacionar as forças atuantes no escoamento devido à inércia, viscosidade, pressão, gravidade, tensão superficial e compressibilidade (FOX et al., 2014). Caso a escala geométrica não seja a mesma, seleciona-se o grupo mais importante para que seja igualado entre o protótipo e o sistema e, para os outros parâmetros, são estabelecidos os "Efeitos de Escala", os quais, a partir de certas dimensões do modelo físico, podem ser desprezados (HELLER, 2011; KANASHIRO, 2016).

Por envolverem pesquisas experimentais, os modelos físicos dependem de planejamento, construção e execução criteriosos, necessitando de instalações especiais, normalmente com altos custos envolvidos, para atender aos requisitos de segurança e operabilidade dos testes. A aplicabilidade do uso de modelos físicos é justificada quando se deseja realizar estudos mais localizados nos trechos imediatamente a jusante da barragem, onde o escoamento é predominantemente tridimensional e bastante turbulento, a fim de validar os modelos numéricos tridimensionais propostos. Entretanto, os protótipos não conseguem representar o fluxo em extensões significativas, além de requisitarem grande quantidade de dados e serem mais complexos de serem utilizados (COLLISCHONN, 1997; MERITT *et al.*, 2003; FOX *et al.*, 2014).

Entre os modelos matemáticos, as soluções analíticas, desenvolvidas em condições simplificadas do escoamento e da representação do canal por onde a onda de ruptura se propaga, foram as primeiras tentativas de modelar o fenômeno, resultando em soluções exatas para a velocidade e a altura da água durante a propagação da onda de cheia. Destacam-se os estudos de: (i) Ritter (1892), que propôs equações analíticas para o caso de ruptura instantânea de barragem e propagação da onda de cheia em um canal infinito e horizontal, inicialmente seco e desconsiderando a rugosidade do terreno; (ii) os de Dressler (1952) e Whitham (1955), que adicionaram o efeito da rugosidade do terreno às equações analíticas das velocidades e alturas da onda ao longo do espaço e do tempo; (iii) o de Stoker (1957), que considerou o caso de a onda de cheia atingir o vale quando este está com o solo úmido; e, mais recentemente,

(iv) o de Chanson (2006), que estendeu a solução de Ritter para o caso de vale de jusante inclinado, considerando ainda os efeitos da rugosidade do terreno.

Devido à não-linearidade presente nas equações de Saint-Venant, equações diferenciais parciais de primeira ordem e com características hiperbólicas, as soluções analíticas não podem ser aplicadas sem simplificações significativas, o que descaracteriza o escoamento que ocorre em rupturas de barragens. Nestes casos, os modelos numéricos, que utilizam algoritmos computacionais para aproximar as soluções numéricas das equações governantes do movimento dos fluidos, em abordagens tri, bi ou unidimensionais, são os mais apropriados e utilizados (PENG, 2012; LAROCQUE et al., 2013; TENG *et al.*, 2017; RONG *et al.*, 2019; HORNA-MUNOZ; CONSTANTINESCU, 2020).

Alternativamente à utilização das equações completas de Saint-Venant (equações 21 a 25), desconsiderações de algumas forças que agem no escoamento fazem surgir os modelos simplificados, que podem ser do tipo hidrológico (armazenamento) ou hidráulico (Onda Cinemática, Não Inerciais ou Onda Difusa).

Nos modelos hidrológicos, apenas a equação da continuidade é considerada, desprezando totalmente o balanço da quantidade de movimento das forças atuantes no escoamento. Estes modelos relacionam apenas a vazão de entrada, o armazenamento e a vazão de saída no trecho. Exemplos desse tipo de modelo são o Muskingum, Muskingum-Cunge (nas formas linear e não linear), o Muskingum-Cunge-Todini, entre outros (CUNGE *et al.*, 1980; TUCCI, 2005; TODINI, 2007; PONTES; COLLISCHONN, 2012; 2015).

Os modelos hidráulicos consideram a equação da continuidade e fazem simplificações na equação dinâmica, para considerar ou desconsiderar seus termos de acordo com a representatividade que cada parcela tem no escoamento sendo modelado. O modelo da Onda Cinemática é melhor utilizado em rios com alta declividade, onde as forças relacionadas ao peso (termo 22.4 na equação 22) e ao atrito (termo 22.5 na equação 22) são preponderantes em relação aos termos inerciais (locais e advectivos) e de pressão (CHANSON, 2004). Comumente aplicado em modelagens do processo chuva-vazão, os modelos de onda cinemática possuem restrições na aplicação para simulação de processos que ocorrem frequentemente em rios naturais, como o remanso na entrada de reservatórios e a influência das marés em estuários (FAN *et al.*, 2014; REGGIANI *et al.*, 2014; EPA, 2018).

Quando se combinam a equação dinâmica (com a desconsideração dos termos inerciais) e a equação da continuidade em uma única equação, na qual apenas a vazão é a variável dependente, é obtido o modelo da Onda Difusa, bastante mencionado na literatura em

estudos de propagação da onda de cheias naturais, por conseguir representar bem as atenuações que ocorrem no processo natural. Outra vantagem do modelo difusivo é a utilização de espaços de tempo maiores na simulação, o que significa menor esforço computacional no processamento. Entretanto, modelos difusivos, assim como os cinemáticos, não conseguem captar bem efeitos de jusante (remanso, efeito de maré) e resultam em instabilidades na modelagem de escoamentos em regimes misto e com gradientes de velocidade altamente variáveis, por não considerarem os efeitos das acelerações locais e advectivas (CHANSON, 2004; FAN *et al.*, 2014; FASSONI-ANDRADE *et al.*, 2018).

De forma resumida, os modelos simplificados podem ser ferramentas importantes quando o objetivo da análise não requer detalhamento extensivo, o que ocorre em simulações preliminares para a classificação de risco de barragens ou em simulações de escoamento em planícies com topografia regular. Ainda, quando se necessita de resultados preliminares em tempo mais curto, modelos simplificados possibilitam obter resultados de forma mais ágil, por requisitarem menor custo computacional e serem de mais fácil implementação, necessitando de poucos parâmetros sobre o domínio modelado (HUNTER *et al.*, 2007).

Em contrapartida, quando se objetiva determinar informações mais detalhadas sobre a onda de cheia, como tempos de chegada, vazões de pico e velocidades atingidas, principalmente ao se considerar que ocorrem ondas de choque causadas por topografias irregulares e complexas, modelos hidrodinâmicos devem ser utilizados, mesmo que requeiram maiores tempos de simulação e custos computacionais (TSAI, 2003; FAN *et al.*, 2014; FASSONI-ANDRADE *et al.*, 2018).

Os modelos hidrodinâmicos realizam a solução do sistema completo das equações de Saint-Venant (em versão 1D ou 2D) ou ainda as equações de Navier-Stoker (3D). Para tanto, discretizações do domínio no tempo (algoritmos explícitos ou implícitos) e no espaço (malhas computacionais estruturadas, não estruturadas ou mistas) são realizadas por técnicas diversas, resultando em aproximações numéricas pontuais para as variáveis de interesse em cada instante de tempo. Esquemas como o Método das Características, o Método dos Elementos Finitos, o Método das Diferenças Finitas e o Método dos Volumes Finitos, sendo este o mais utilizado, são técnicas recorrentes para a solução numérica das equações de Saint-Venant (OLIVEIRA, 2005; PENG, 2012; BLADÉ, 2015; TENG *et al.*, 2017; KUMAR *et al.*, 2017)

Com o rápido desenvolvimento da capacidade de processamento computacional, permitindo, inclusive a utilização das técnicas de paralelização de processadores e computação em nuvem, diversos modelos estão sendo desenvolvidos e/ou atualizados,
implementando recursos como algoritmos mais eficientes para soluções numéricas e ferramentas de comunicação e edição com Sistemas de Informações Geográficas (SIG) de código aberto, melhorando os resultados gráficos substancialmente (TENG *et al.*, 2017).

A título de exemplo, alguns modelos hidrodinâmicos disponíveis para estudos de propagação de ondas de cheia estão demonstrados na Tabela 2.11, de acordo com a abordagem dimensional que permitem realizar.

Dimensionalidade	Modelo	Organização		
	DAMBRK	National Weather Service (NWS)		
1D	FLDWAV	National Weather Service (NWS)		
	HEC-RAS 3.1.1 e atualizações	U.S. Army Corps of Engineers (USACE)		
	SWMM 5 e atualizações	U.S. Environmental Protection Agency (EPA)		
	MIKE 11 HD / MIKE HYDRO	DHI Water & Environment		
	HEC-RAS 5.0 e atualizações	US Army Corps of Engineers (USACE)		
	RiverFlow2D	Hydronia		
20	MIKE 21	DHI Water & Environment		
2D	LISFLOOD-FP	University of Bristol		
	FESWMS 2DH 1.1 e atualizações	U.S. Geological Survey		
	TELEMAC 2D	Électricité de France		
	RiverFlow3D	Hydronia		
3D	TUFLOW FV	BMT		
	MIKE 3	DHI Water & Environment		
	TELEMAC 3D	Électricité de France		
	CFX, FLUENT	ANSYS		
	DELFT3D – D-WAVES	Deltares / Delft University of Technology		

Tabela 2.11: Alguns modelos hidrodinâmicos utilizados para a propagação de ondas de cheia.

Fonte: adaptado de Tschiedel (2017), Teng et al. (2017) e FEMA (2020b).

2.4.4 Mapeamento da inundação e Zoneamento de risco

Um dos principais produtos do estudo de rompimento de barragens é o mapeamento das áreas inundadas. Associando-se as variáveis de saída (vazões, tempos de chegada da onda de cheia, profundidades e velocidades atingidas) com o MDE, obtém-se a espacialização dos efeitos causados pela ruptura de barragens no vale de jusante. Sendo uma ferramenta visual mais atrativa e intuitiva, os mapas de inundação guiam procedimentos de gerenciamento de risco no vale de jusante da barragem, orientando políticas de uso da terra e o planejamento de ações emergenciais, como rotas de fuga e áreas de evacuação (BALBI, 2008).

FEMA (2013b) destaca que as principais informações que os mapas de inundação devem transmitir são: informações cartográficas, fontes de dados, escalas adequadas, legendas informativas e simbologias que permitam a identificação dos pontos de interesse de forma facilitada. Além disso, o procedimento padrão recomendado pela agência é a elaboração de mapas contendo as seguintes variáveis:

- ✓ Extensão percorrida pela onda de cheia em determinados intervalos de tempo (definindo polígonos isócronos), como 5, 10, 15, 30, 60 min, ou intervalos de tempo apropriados para as condições locais, para representar a chegada da onda de cheia em locais de interesse, como rodovias, estradas, pontes, infraestruturas, edificações industriais e residenciais, entre outros; e
- Polígonos representando as cotas e velocidades máximas atingidas pela onda de cheia, além da duração das submersões, principalmente em áreas urbanizadas.

Um mapa de inundação demonstrando as profundidades atingidas em um estudo de inundação realizado por Oliveira *et al.* (2012) na cidade de Montenegro, Rio Grande do Sul, é demonstrado na Figura 2.18. Além da espacialização das cotas atingidas pela inundação no terreno, informações de localização e simbologias adequadas são representadas.

Com o mapeamento das principais variáveis de saída dos modelos de propagação de ondas de cheias, é possível realizar o zoneamento de risco, ferramenta fundamental para o planejamento do uso da terra e de ações de resposta em situações emergenciais provocadas por inundações, sejam naturais (chuvas intensas) ou causadas por rompimentos de barragens.

Na definição da abrangência espacial atingida pela inundação, é importante a delimitação de três zonas (Figura 2.19):

i. <u>Zona de Autossalvamento (ZAS)</u>: região onde se considera que as autoridades competentes não conseguem organizar o enfrentamento à emergência, restando à própria população que está inserida nesta zona garantir seus meios de sobrevivência;

ii. <u>Zona de Intervenção Principal (ZIP)</u>: delimitada para determinar os locais em que o enfrentamento da emergência (aviso à população e evacuação da área) deve ser realizado pela Defesa Civil e entidades como o Corpo dos Bombeiros e serviços de saúde; e

iii. <u>Zona de Intervenção Secundária (ZIS)</u> o enfrentamento continua sendo dever da Defesa Civil, mas, como o aviso de emergência foi dado com mais antecedência, não se considera que ocorrem vítimas fatais (VISEU, 2006).





Fonte: Oliveira et al. (2012).

Ainda que se indique uma referência de tempo para a delimitação das zonas (Figura 2.19), essa delimitação deve ser adaptada para cada barragem. ANA (2016e) recomenda que a abrangência da ZAS seja a menor distância entre: 10 km ou extensão percorrida pela onda de cheia até 30 minutos da ocorrência do rompimento. Cuidado especial deve ser obtido na definição da ZAS, dado que representa uma área de grande perigo para a população nela inserida.



Figura 2.19: Delimitação das zonas de risco no vale de jusante de barragens, a depender do tempo de chegada da frente de onda.

Fonte: VISEU (2006).

Nas zonas mais distantes da barragem, os danos provocados pela inundação podem ser classificados de acordo com a área atingida e a combinação da profundidade e velocidade da onda de cheia, compondo o risco hidrodinâmico (m²/s), definido pela equação 26 (BALBI, 2008):

$$Risco Hidrodinâmico = H \times V \tag{26}$$

em que *H* representa a profundidade (m) atingida pela cheia, *V* sua velocidade de propagação (m/s). A título de exemplo, um zoneamento de risco hidrodinâmico em uma área urbanizada é demonstrado na Figura 2.20.

Figura 2.20: Exemplo de zoneamento de risco hidrodinâmico em área urbanizada.



Fonte: Ferreira et al., 2018.

As consequências da inundação para humanos e edificações podem ser estimadas, conforme os níveis de perigo apresentados na Tabela 2.12 e na Tabela 2.13, respectivamente (VISEU, 2006; CESTARI JÚNIOR, 2013). Os danos para vidas humanas são mais sentidos através da análise das profundidades de submersão (inundação estática), visto que as pessoas buscam locais elevados, como casas e edifícios, para se proteger da inundação (Figura 2.21). Para as edificações (Figura 2.22), a velocidade do escoamento é mais preponderante para analisar em que nível de perigo a estrutura se encontra (FLOODSITE, 2007).

Nível de perigo	Inundação estática (m)	Risco Hidrodinâmico (m²/s)
Reduzido	H < 1,0	H.V < 0,50
Médio	1,0 < H < 3,0	0,50 < H.V < 0,75
Importante	3,0 < H < 6,0	0,75 < H.V < 1,00
Muito importante	H > 6,0	H.V > 1,00

Tabela 2.12: Níveis de perigo da inundação para humanos.

Fonte: Adaptado de VISEU (2006).

Tabela 2.13: Níveis de perigo da inundação para edificações.

Nível de perigo	Velocidade (m/s)	Risco Hidrodinâmico (m ² /s)
Reduzido	V < 2,0	H.V < 3,0
Médio	2,0 < V < 4,0	3,0 < H.V < 5,0
Importante	4,0 < V < 5,5	5,0 < H.V < 7,0
Muito importante	V > 5,5	H.V > 7,0

Fonte: Adaptado de VISEU (2006).

Figura 2.21: Níveis de perigo da inundação para humanos e para edificações onde se abrigam.



Fonte: VISEU (2006).

Figura 2.22: Níveis de perigo da inundação para edificações.



Fonte: VISEU (2006).

Ainda que os modelos hidrodinâmicos mais atuais possuam ferramentas de geoprocessamento nativas, facilitando a exportação dos resultados da propagação hidráulica, a

precisão dos mapas resultantes das análises depende em grande parte da precisão obtida na modelagem do rompimento, que depende da qualidade dos dados de entrada utilizados na simulação.

2.5 Dados de entrada em modelos de rompimento de barragens

Ainda que avanços e melhorias nos métodos computacionais e numéricos tenham acontecido, a modelagem de ruptura de barragens é um procedimento complexo, dependente da qualidade dos dados de entrada (QI; ALTINAKAR, 2012). Em grande parte dos estudos neste tema geralmente são consideradas as seguintes variáveis de entrada: (i) representação digital da topografia da área de estudo; (ii) coeficientes de rugosidade na calha do rio e nas planícies; (iii) dados hidrometeorológicos para as condições iniciais e de contorno (montante e jusante); e (iv) estimativa dos parâmetros da brecha no barramento (ELETROBRAS, 2003; BRASIL, 2012; USACE, 2021a).

2.5.1 Representação topográfica

Seja por levantamentos topográficos convencionais, realizados por equipamentos como Teodolitos, Estação Total, ou receptores do Sistema Global de Navegação por Satélite (GNSS); ou por levantamentos aéreos, realizados por meio de técnicas como aerofotogrametria e perfilamento a laser (*Light Detection and Ranging* – LiDAR); ou ainda utilizando dados orbitais (satélites), entre outras opções, as formas de representar a superfície terrestre são variadas (VEIGA *et al.*, 2012; JENSEN, 2014).

A forma não-intrusiva (sensores passivos) de coletar os dados, que são registrados com períodos de revisitação pré-definidos; a capacidade de coletar dados de vários locais do globo e as variadas aplicações possíveis (localização planimétrica e altimétrica, medição de dados climatológicos, elaboração de mapas de uso da terra, validação de modelos hidrológicos e hidráulicos, entre outras) representam vantagem para a caracterização digital da topografia via dados orbitais. Entretanto, resoluções espaciais, espectrais, radiométricas ou temporais inadequadas para a aplicação requerida, interferências atmosféricas e dificuldades em interpretar e corrigir possíveis distorções presentes nas imagens limitam a utilização desse tipo de informação espacial em algumas aplicações (SMITH, 1997; CÂMARA et al., 2001; CHUVIECO; HUETE, 2009; JENSEN, 2014).

O sensoreamento remoto pode ser definido como a captação de dados sobre um objeto sem o contato físico com o mesmo. Utilizando instrumentos como câmeras, sensores e *lasers*, a energia eletromagnética refletida pelo objeto é captada e transformada em números digitais, que são então analisados por métodos de processamento digital de imagens. A depender do tipo do sensor que um satélite carregue consigo, as imagens por ele adquiridas referem-se a diferentes intervalos de comprimentos de onda do espectro magnético, denominadas bandas espectrais. Os intervalos da luz visível $(0,38 - 0,76 \mu m)$, do infravermelho $(0,76 \mu m - 1 mm)$ e do micro-ondas (1 mm – 100 cm) são os que possuem mais aplicações práticas (MENESES; ALMEIDA, 2012; JENSEN, 2014). Sendo assim, sensores óticos, termais e de radar, ou ainda sensores multiespectrais, são os detectores comumente presentes nos satélites.

Um dos produtos obtidos com a utilização de dados orbitais, o Modelo Digital de Elevação (MDE), termo geral para caracterizar o Modelo Digital de Superfície (MDS) e o Modelo Digital de Terreno (MDT), representa a espacialização das elevações de objetos em uma superfície em registros estruturados de linhas e colunas georreferenciadas, formando uma grade onde cada célula (*pixel*) contém um valor de elevação. Ainda que não haja uma padronização precisa quanto aos conceitos, considera-se no Brasil que a diferença entre o MDS e o MDT é que este representa as elevações do terreno, enquanto que aquele considera elevações do dossel de árvores, edifícios, pontes, ou qualquer alvo que esteja acima do terreno, conforme exemplificado na Figura 2.23 (WOLF; DEWITT, 2000; EGG, 2012).

Figura 2.23: Diferença entre MDS (digital surface model) e MDT (digital terrain model)



Fonte: POLIDORI; HAGE, 2020.

O MDE pode ser elaborado por meio de diferentes metodologias, destacando-se: (i) extração de cotas de cartas topográficas digitalizadas em curvas de nível, que são interpoladas para obter a distribuição espacial das elevações no terreno; (ii) levantamentos topográficos tradicionais (estação total, GNSS, entre outros), (iii) utilização de aeronaves de pequeno porte carregando sensores óticos (aerofotogrametria) ou ainda capazes de emitir e receber micro-ondas (LiDAR); (iv) dados orbitais de sensores de radar, que usam a técnica de

interferometria de radar de abertura sintética (InSAR); entre outras (OLIVEIRA et al., 2017; GHUFFAR, 2018; POLIDORI; HAGE, 2020).

A missão *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM) captou dados de radar durante 11 dias, em meados de fevereiro de 2000, após percorrer 176 órbitas na Terra. Utilizando a técnica InSAR, foram produzidos dados para a região do planeta situada entre os paralelos 56°S e 60°N. Inicialmente distribuídos para o mundo com resolução espacial de 90 metros, exceto para os Estados Unidos, onde foi disponibilizado um MDE com 30 m de resolução espacial, o Serviço Geológico dos Estados Unidos (USGS) disponibilizou, no fim do ano de 2015, os dados com resolução espacial de 30 metros para todo o mundo, incluindo correções de vazios existentes na versão original dos dados (USGS, 2018).

No início de 2020, um novo MDE (atualização do SRTM, versão 3) proveniente da missão SRTM foi disponibilizado pelo USGS. Avanços no processo de interpretação digital utilizando o método InSAR e a inclusão de dados provenientes de outros MDEs permitiram o melhoramento do MDE, que passou a ser chamado NASADEM (CRIPPEN et al., 2016; FRANKS et al., 2020).

Devido a sua resolução espacial, gratuidade e abrangência global (com exceção de algumas partes do globo que não foram mapeadas), o SRTM é um dos MDEs mais utilizados em diversas aplicações com escalas regionais a continentais (JARIHANI et al., 2015; CHEN *et al.*, 2018; ZHANG *et al.*, 2019; POLIDORI; HAGE, 2020). Além dele, outros MDEs se destacam, como *Advanced Space Borne Thermal Emission and Reflection Radiometer Global Digital Elevation Model* (ASTER-GDEM), *Advanced Land Observation Satellite Global Digital Surface Model World 3D* (ALOS – World 3D-30), ALOS *Phased Array type L-band Synthetic Aperture Radar* (ALOS – PALSAR), entre outros.

Em cursos hídricos ou reservatórios, informações altimétricas da calha do rio são indisponíveis ou exigem significativas considerações para serem obtidas, diretamente, através de dados orbitais, pois os sensores captam as ondas eletromagnéticas refletidas pelas substâncias presentes na água, a depender de sua composição. Assim, batimetrias através de dados orbitais são possíveis quando se dispõem de dados coletados em campo para validação dos modelos propostos (ZANI *et al.*, 2008; COLLISCHONN; CLARKE, 2016; HERNANDEZ; ARMSTRONG, 2016; LIANG *et al.*, 2017), ou quando correções de interferências atmosféricas são realizadas (HODUL *et al.*, 2018), apesar de métodos inovadores tentarem ultrapassar esta limitação, ainda que com grandes incertezas envolvidas (PAN *et al.*, 2016; LI et al., 2019).

O uso de interpoladores locais (*Inverse Distance Weighting* – IDW, polinômio local, vizinho natural, entre outros) e globais (funções polinomiais que usam os pontos disponíveis para realizar a interpolação), que utilizam o princípio da autocorrelação espacial (pontos mais próximos entre si são mais similares do que os mais distantes), ou ainda da interpolação geoestatística utilizada pela Krigagem, são opções simplificadoras para obter a batimetria (BATISTA *et al.*, 2017) quando levantamentos tradicionais e precisos, utilizando equipamentos sonares acoplados a pequenas embarcações, por exemplo, inexistem na região de estudo.

2.5.2 Coeficientes de rugosidade

A rugosidade do canal de jusante e da planície de inundação influencia na propagação da onde de cheia: quanto mais obstruções e meandros presente nos canais, ou ainda quanto mais densa for a vegetação adjacentes ao rio, maior será o efeito de amortecimento do hidrograma de ruptura. Tendo em vista que, normalmente, a onda de cheia extravasa para fora da calha do rio, é fundamental determinar não só os coeficientes de rugosidade do canal, mas também os da planície de inundação.

A forma mais correta de utilizar os coeficientes de rugosidade em estudos de propagação de ondas de cheia é através da sua calibração para a região estudada (USACE, 2021c), realizada utilizando medições de vazões em campo ou utilizando registros fluviométricos históricos. Entretanto, o que muitas vezes impede essa calibração de ser realizada é a inviabilidade de inspeções locais e a inexistência de registros históricos (PAIVA et al., 2011; MTAMBA et al., 2015; BOULOMYTIS et al., 2017).

Ainda que existam registros históricos fluviométricos na calha dos rios, o mesmo não acontece para a planície de inundação, tendo em vista que o escoamento naturalmente se restringe à calha do rio. Sendo assim, a calibração deste parâmetro na planície de inundação se torna bastante dificultada (COLLISCHONN, 1997), ainda que métodos alternativos tenham sido propostos em alguns estudos (MTAMBA et al., 2015; PRIOR et al., 2021).

A alternativa normalmente utilizada na grande maioria dos estudos de rompimento de barragens é determinar as categorias de cobertura da terra na planície de inundação e associálas a valores tabelados de coeficientes de rugosidade reportados na literatura (CHOW, 1959; PORTO, 2006; USACE, 2021a), como os sugeridos na Tabela 2.14, ainda que tenham sido propostos para caracterizar perdas de energia em escoamentos em regime permanente (VISEU, 2006).

Local de		Coeficientes de Manning (n)			
escoamento	Descrição da superfície e do entorno	Mínimo	Médio	Máximo	
Canais	Pedras, cascalho, vegetação (diversas situações)	0,020	0,025	0,030	
construídos	Asfalto (diversas situações)	0,013	0,016	0,016	
	Limpo, pouco sinuoso e sem grandes obstruções	0,025	0,030	0,033	
	Igual ao anterior, com algumas pedras	0,030	0,035	0,040	
-	Limpo, sinuoso, com bancos de areia	0,033	0,040	0,045	
Rios naturais	Igual ao anterior, com obstruções, zonas inefetivas	0,045	0,050	0,060	
-	Trechos sinuosos, vagarosos, com obstruções e muitas zonas inefetivas	0,050	0,070	0,080	
	Trechos sinuosos com muitos obstáculos, vegetação e bancos de areia	0,070	0,100	0,150	
- Zonas de inundação - -	Apenas gramíneas, pastagens, solo exposto	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 espaçadas	0,030	0,040	0,050	
	Vegetação não fechada, 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, mata fechada	0,110	0,150	0,200	

Tabela 2.14: Valores de Coeficientes de Manning (m^{1/3}.s⁻¹) usuais em estudos hidrológicos

Fonte: USACE (2021b); Tschiedel (2017).

Dos valores reportados, é possível perceber que pequenas alterações nas condições morfológicas do rio e de sua zona de inundação fazem com que os limites dos intervalos possuam grande amplitude, o que traz alguma incerteza para as simulações hidrodinâmicas do escoamento proveniente do rompimento de barragens.

A adoção de valores recomendados na literatura depende de conhecimento sobre a cobertura do solo e das condições de escoamento no rio e em suas margens. Quando não se dispõem de mapas do uso da terra de uma região ou quando eles existem, porém com discretização espacial inadequada para o estudo que se deseja realizar, técnicas de sensoreamento remoto, aliadas a geoprocessamento e interpretação digital de imagens permitem realizar uma classificação, supervisionada ou não, da cobertura do solo.

Basicamente, o processo de classificação de imagens objetiva associar os *pixels* da imagem a um número de classes que representam objetos no mundo real, baseando-se nos

valores digitais registrados no *pixel* após a conversão dos níveis de reflectância captados pelos sensores (MENESES; ALMEIDA, 2012; JENSEN, 2014).

Algoritmos convencionais de classificação (ISODATA, k-médias, máxima verossimilhança, distância mínima, entre outros) utilizam critérios estatísticos (distância euclidiana, desvio-padrão, soma de distâncias ao quadrado, entre outros) para avaliar em qual classe os números digitais dos *pixels* mais se aproximam (MENESES; ALMEIDA, 2012; FERNANDES et al., 2017). Não obstante, com o advento de algoritmos classificadores baseados em aprendizado de máquina (*Random Forest* – RF, *Support Vector Machines* – SVM, *Artificial Neural Networks* – ANN, *Convolutional Neural Networks* – CNN, entre outros), que realizam o processamento digital da imagem sem informações detalhadas dos dados (classificadores não-paramétricos), em aplicações de sensoreamento remoto, a acurácia das classificações tende a ser melhorada (MAXWELL *et al.*, 2018; ABDI, 2020).

A popularização de Veículos Aéreos Não Tripulados (VANTs), equipados com câmeras e sensores capazes de gerar produtos de alta qualidade para uma variedade de aplicações, contribuiu bastante para a evolução do sensoreamento remoto. Entretanto, devido a restrições financeiras ou técnicas para realizar estes levantamentos, imagens de satélite fornecem alternativas gratuitas e com cobertura significativa (SAMPSON *et al.*, 2012). Entre os dados orbitais mais recomendados para a classificação do uso da terra, destacam-se as imagens captadas por sensores multiespectrais, como os presentes nos satélites LANDSAT, Sentinel-2, RapidEye, MODIS, QuickBird, IKONOS, entre outros (QUEIROZ et al., 2017; RADOCAJ et al, 2020; SICRE et al., 2020).

Com o recente desenvolvimento dos chamados nanossatélites, equipamentos que possuem massa total variando entre 1 a 10 kg, construídos normalmente em formato de cubos com 10 cm de aresta (por isso denominados "CubeSat") e proporcionando um baixo custo de desenvolvimento/lançamento, houve uma popularização do acesso a dados orbitais. Com isso, foram formadas verdadeiras constelações desses satélites, que possuem alta resolução espacial (largura de *pixel* de 3 a 5 m) e temporal (imagens diárias) (NAGEL et al., 2020).

Todavia, por serem construídos com sensores baratos e leves, as resoluções espectral e radiométrica são reduzidas, limitando a aplicação das imagens capturadas para determinadas aplicações. Ainda assim, os CubeSat se mostram uma alternativa promissora, principalmente no monitoramento de processos dinâmicos que necessitam de alta resolução espacial e temporal, como desastres naturais, oceanografia ou ainda o acompanhamento de mudanças no uso e cobertura da terra (COOLEY et al., 2017; NAGEL et al., 2020).

Ainda que possibilite gerar produtos com aplicações em diversas áreas, a interpretação de imagens de satélite é um processo sujeito a erros e imprecisões. Recomenda-se que a classificação dos usos da terra resultante da aplicação de algoritmos classificadores convencionais seja verificada com mapas elaborados através de visitas em campo ou que utilizaram uma imagem de referência com melhor resolução espacial. A avaliação do desempenho da classificação pode ser feita através de índices como o *Kappa* e Exatidão Global, obtidos após analisar a matriz de erro (matriz de confusão) entre a classificação proposta e o mapa ou imagem de referência (MENESES e ALMEIDA, 2012; JENSEN, 2014; CONGALTON; GREEN, 2019).

Além de permitir inferir os Coeficientes de Manning, a classificação do uso da terra também possibilita, por exemplo, a determinação do Número de Curva (*Curve Number* – CN), parâmetro importante para determinar a parcela de retenção potencial máxima no solo na transformação da chuva em vazão proposta pelo então chamado *Soil Conservation Service* (SCS), hoje denominado *Natural Resources Conservation Service* (NRCS) (USDA, 2004a). Como o CN depende, além de outros fatores, da cobertura existente no solo, a sua determinação é de fundamental importância para a utilização do Método do SCS-CN.

2.5.3 Cenários hidrometeorológicos

Em estudos de rompimento de barragem, os dados de entrada nos modelos hidrodinâmicos consideram informações como hidrogramas, cotagramas, níveis e/ou volumes atingidos nos reservatórios, entre outros (USACE, 2021a; TSCHIEDEL; PAIVA, 2018). Os hidrogramas são os dados mais utilizados, apesar de nem sempre se dispor de estações fluviométricas para o registro das séries temporais de vazões afluentes aos reservatórios. Nestes casos, processos de regionalização de vazões (TUCCI, 2002; SARHADI; MODARRES, 2011) ou modelagem da transformação chuva-vazão (PIMAN; BABEL, 2013; ZHANG *et al.*, 2015) são metodologias bastante aplicadas.

Os estudos de chuvas intensas podem resultar em equações que relacionam a intensidade a duração e a frequência (equações IDF) dos eventos de chuva. Sendo possível determinar as precipitações associadas a diferentes períodos de retorno para a bacia em estudo, atinge-se o objetivo de se prever eventos extremos que possam vir a acontecer na região para onde a equação IDF foi proposta ou para outras nas proximidades com comportamento hidrológico semelhante (DAMÉ *et al.*, 2008; CECILIO, 2009; ARAGÃO *et al.*, 2013). Em regiões onde não existem equações IDF elaboradas, ajustes de distribuições

teóricas de probabilidade são realizados com dados observados, para que seja possível extrapolar o comportamento estatístico da variável hidrológica e se determinar quantis de precipitação para períodos de retorno diversos.

As equações IDF fornecem a precipitação pontual associada às proximidades do posto pluviográfico ou pluviométrico em que os registros foram computados. Entretanto, principalmente em grandes bacias, o fenômeno varia tanto no tempo quanto no espaço, e, como não se sabe de antemão como se dão essas distribuições, é comum adotar relações empíricas que representem as condições mais críticas possíveis, tanto para a variação temporal quanto espacial (GIRNIUS, 2016; ABREU *et al.*, 2017).

Chuvas que apresentam picos de intensidade mais próximos do fim do evento originam escoamentos superficiais maiores do que as que consideram o pico da intensidade ocorrendo no início do evento, pois a precipitação efetiva será semelhante ao total precipitado (a capacidade de infiltração do solo já foi atingida). Assim, por exemplo, hietogramas elaborados com o Método de Huff (HUFF, 1967) 4º quartil resultam em escoamentos superficiais mais críticos do que a discretização temporal realizada pelo Método dos Blocos Alternados, que considera o pico da intensidade pluviométrica acontecendo na metade da duração do evento chuvoso (TUCCI, 2004; WATT; MARSALEK, 2013).

Quanto à discretização espacial dos eventos, normalmente se considera que, para bacias hidrográficas de até 25 km², a precipitação pontual é representativa da bacia como um todo. Para áreas maiores, é preciso considerar um Fator de Redução de Área (FRA), usualmente obtido através do tratamento estatístico dos dados das estações observadas na região, para considerar que um volume total menor, representativo daquela chuva pontual, é precipitado sobre a área da bacia inteira (ASCE, 1992; GIRNIUS, 2016).

De acordo com o Manual de hidrologia básica do DNIT (BRASIL, 2005b), é preciso utilizar a equação 27 para determinar o FRA, considerando durações de chuvas, D (h), de até 5 minutos e áreas superficiais, A (km²), de até 5.000 km², a fim de definir a chuva de projeto.

$$FRA = \frac{35 \cdot \log(0, 7 \cdot D + 1)}{35 \cdot \log(0, 7 \cdot D + 1) + \log^2(A/5)}$$
(27)

Entre as formas de se determinar a precipitação média em uma bacia hidrográfica com base nos registros pontuais de postos pluviométricos nela distribuídos, são utilizados métodos determinísticos (Média Simples, Polígono de Thiessen, Ponderação pelo Inverso da Distância, etc.), baseados em médias simples ou ponderadas, ou ainda regressões, entre as precipitações registradas nas estações; e métodos geoestatísticos (Krigagem, ou Regressão Gaussiana, e variações), que se baseiam na correlação espacial dos dados (LY et al., 2013).

Método de Thiessen (1911), que realiza uma média ponderada dos registros pontuais baseando-se nas áreas de influência dos postos na bacia, é bastante utilizado. Apesar de considerar a não uniformidade espacial da chuva, o método desconsidera a influência que o relevo da bacia pode provocar nas chuvas, sendo, portanto, indicado para terrenos levemente acidentados (TUCCI, 2004; MESELHE et al., 2009; HOHMANN et al., 2021).

Com os hietogramas de projeto, transformações chuva-vazão podem ser utilizadas para determinar os hidrogramas. Possuindo diversas formas de classificação (tipos de variáveis, formulação utilizada, tipo de discretização considerada, entre outras), variados modelos chuva-vazão têm sido desenvolvido ao longo dos anos, como o *Soil Moisture Accounting Procedure* – SMAP (LOPES et al., 1981), Modelo de Grandes Bacias – MGB-IPH (ALVES et al., 2020), o *Storm Water Management Model* – SWMM (EPA, 2015), o *Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System* – HEC-HMS (USACE, 2021e), o *Topography Based Hydrological Model* – TOPMODEL (BEVEN; KIRBY, 1979), entre outros (TUCCI, 2005; CALDEIRA et al., 2018).

Uma metodologia para a determinação das vazões a partir dos registros de chuva bastante utilizada na literatura especializada é o método do hidrograma unitário do SCS. Considerando as condições antecedentes de umidade do solo, a sua cobertura e o grupo hidrológico, avaliadas através do parâmetro CN, o método calcula a precipitação efetiva, desconsiderando as perdas e a infiltração de água no solo. Com a função de transferência do hidrograma unitário sintético, calculado com os intervalos de duração das chuvas unitárias, o tempo de resposta e a área da bacia, é obtido o hidrograma referente à precipitação informada (USDA, 2004a; CUNHA et al., 2015).

De acordo com FEMA (2013b) e ANA (2016e), cenários prováveis e extremos de ruptura devem ser considerados em estudos de rompimento de barragem. Os cenários devem ser elaborados com variáveis e parâmetros de entrada nos modelos hidrológicos/hidráulicos considerando rompimentos "em dia de sol", quando mecanismos estruturais (erosões, escorregamentos, tombamentos, etc.) provocam a ruptura, e "em dia chuvoso", quando a ruptura ocorre devido a mecanismos hidráulicos (galgamento).

Rupturas prováveis usualmente consideram afluências aos reservatórios associadas a períodos de retorno na ordem de 100 anos para dias de sol e da ordem de 5.000 anos para dias de chuva. Já os cenários extremos simulam o agravamento de todos os parâmetros de

formação da brecha de ruptura (dimensões e tempo de formação) e consideram as afluências aos reservatórios sendo causadas por eventos hidrológicos com períodos de retorno da ordem de 500 anos para dias de sol e 10.000 anos para dias de chuva ANA (2016e).

2.5.4 Parâmetros de formação da brecha nos barramentos

Entre os dados de entrada para estudos de rompimento de barragens, os parâmetros de formação da brecha talvez sejam os que possuem maiores incertezas associadas (MORRIS *et al.*, 2008). Devido à complexa interação entre processos (estruturais, sedimentológicos, cargas de ações externas, desenvolvimento de choques hidráulicos, entre outros), a mecânica da formação das brechas ainda não é totalmente entendida, seja em barragens de concreto, de terra ou enrocamento.

Para determinar os dados de entrada relacionados à brecha em estudos de rompimento de barragens (comprimento, altura, profundidade, tempo de formação, entre outros), normalmente são utilizadas metodologias determinísticas: utilização de equações empíricas (provenientes de estudos estatísticos de rompimentos históricos) ou adoção de valores de acordo com intervalos recomendados, que variam de acordo com o tipo de material construtivo da barragem (MACDONALD; LANGRIDGE-MONOPOLIS, 1984; XU e ZHANG, 2009; KHOSRAVI *et al.*, 2019).

Por envolverem escolha determinística de valores, baseando-se em relatos de acidentes históricos, é recomendado analisar a sensibilidade das escolhas no modelo de rompimento proposto, a fim de reduzir as incertezas em sua determinação (SINGH; SNORRASON, 1984; COLLISCHONN; TUCCI, 1997; TSCHIEDEL; PAIVA, 2018). Abordagens mais robustas envolvem a utilização de métodos estocásticos para a escolha mais segura dos parâmetros a serem utilizados (FROEHLICH, 2008), fornecendo inclusive mapas de inundação baseados em probabilidades e incertezas dos parâmetros de entrada (AHMADISHARAF *et al.*, 2016; TSAI *et al.*, 2019).

2.5.5 Incertezas associadas aos dados de entrada

Normalmente realizados com insuficiente quantidade e qualidade de dados, os estudos de rompimento de barragem envolvem incertezas significativas, que são inerentes às suposições feitas e limitações das soluções empregadas nos modelos computacionais. A análise de sensibilidade das respostas do modelo devido à variação dos dados de entrada é uma etapa fundamental para a tomada de decisão e o eficaz planejamento e gerenciamento do risco nos vales de jusante de barragens. Para tentar mitigar o impacto das incertezas inerentes

aos dados de entrada em estudos de rompimento, a proposição de cenários de rompimento que variem os dados é uma postura bastante recomendada (COLLISCHONN; TUCCI, 1997; LAURIANO, 2009; TENG *et al.* 2017; TSCHIEDEL; PAIVA, 2018).

O desempenho de modelos hidrodinâmicos em estudos de inundações pode ser avaliado através da comparação de seus resultados com registros históricos, seja através de medições de vazões em postos fluviométricos, de marcas de inundação registradas em alguma localidade, ou até mesmo através de imagens de satélite (COUTINHO, 2015; VIANINI NETO, 2016).

Para estudos de rompimento de barragem, entretanto, é difícil obter informações que permitam a comparação direta dos mapas de inundação, por exemplo. Essa dificuldade normalmente é mitigada através da estipulação de diversos cenários de rompimento, utilizando dados de entrada variados, e da análise de sensibilidade das respostas dos modelos para avaliar como os dados de entrada interferem na modelagem (COLLISCHONN; TUCCI, 1997).

2.6 Metodologia Simplificada da ANA

Não obstante a existência de uma variedade de modelos hidrodinâmicos para efetuar a propagação da onda de cheia proveniente do rompimento de barragens, a utilização de modelos empíricos em estudos de rompimento de barragens se torna uma alternativa quando inexistem dados suficientes para alimentar modelos mais robustos, o que é uma realidade no contexto brasileiro (ANA, 2014; PEREIRA et al., 2017; FERLA, 2018; PETRY et al., 2018; ROSSI, 2020; FERNANDES et al., 2021).

Um exemplo de modelagem empírica é a Metodologia Simplificada adotada pela ANA (2014) para a classificação das barragens quanto ao dano potencial associado (DPA). Essa metodologia foi inicialmente desenvolvida pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE), que realizou uma análise estatística em uma base de dados de 145 rompimentos reais para determinar expressões empíricas que determinam os limites da área comprometida por uma possível ruptura de barragem (ANA, 2014).

Desenvolvida exclusivamente para efeitos de classificação quanto ao DPA, a metodologia utiliza informações disponíveis sobre a localização das barragens, dos cursos de água e da altimetria para, recorrendo a fórmulas empíricas, determinar a extensão da área inundada, a vazão de pico no eixo do barramento e a propagação desta vazão ao longo do canal de jusante. Sendo assim, ela apresenta algumas premissas, como:

Apenas efeitos a jusante da barragem são avaliados, considerando que não é possível implementar nenhuma ação emergencial, como a evacuação de pessoas, na área atingida;
 A vazão de pico no eixo da barragem é obtida através de equações empíricas propostas

na literatura técnica, considerando-se que o reservatório está completamente cheio;

✓ A extensão do vale de jusante que é afetado e a propagação da vazão de pico calculada no eixo do barramento ao longo do canal de jusante são obtidas com base no volume máximo armazenado e na distância para a barragem;

 ✓ É preciso realizar ajustes e adaptações a depender da qualidade dos dados utilizados, notadamente a representação topográfica do terreno e os dados georreferenciados;

Com o apoio do Banco Mundial e do Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal (LNEC), a ANA realizou modificações no método, alterando algumas premissas e adicionando processos automatizados, desenvolvidos em linguagem de programação *Python*, para que o processo de geração das manchas de inundação devida à ruptura de barragens se tornasse uniforme e ágil (MELO et al., 2015; ANA, 2017b; PETRY et al., 2018).

De forma resumida, a metodologia segue os seguintes passos (ANA, 2014; 2017b):

1. <u>Cálculo da extensão da modelagem</u>

Ainda que existam tabelas com distâncias recomendadas de acordo com as capacidades de armazenamento, foi desenvolvida uma expressão que permite calcular a distância máxima da modelagem, desde que ela seja superior a 6,7 km e inferior a 100,4 km. Considerando reservatórios com até 1.000 hm³ de capacidade, utiliza-se uma equação empírica (equação 28) para determinar a extensão total, $D_{máx}$ (km), a jusante do reservatório, a ser utilizada pela metodologia para prever a área inundada pelo hipotético rompimento.

 $D_{max} = 8,870 \cdot 10^{-8} V_{max}^3 - 2,602 \cdot 10^{-4} V_{max}^2 + 2,648 \cdot 10^{-1} V_{max} + 6,737$ (28) em que V_{max} (hm³) é o volume máximo armazenado pelo reservatório da barragem.

Destaca-se que, caso a capacidade do reservatório da barragem seja superior a 1.000 hm³, deve-se considerar $D_{m\dot{a}x} = 100$ km. Ademais, é preciso verificar a existência de regiões como povoados, estradas vicinais e rodovias, indústrias, Unidades de Conservação Ambiental, entre outras, que estejam localizadas nas proximidades da extensão limite calculada e adequá-la caso necessário.

2. <u>Traçado do rio a jusante da barragem</u>

Utilizando imagens de satélite, Modelos Digitais de Elevação (recomenda-se utilizar o SRTM, com resolução espacial de 30 m) e a extensão da modelagem, é feita a vetorização do

traçado do rio que funciona como canal de jusante da barragem utilizando ferramentas de geoprocessamento. Com o traçado preliminar, suavizá-lo para retirar curvas acentuadas.

3. Localização das seções transversais e cálculo de curva-chave

A metodologia considera a existência de 21 seções transversais ao longo do canal de jusante. Logo, para determinar o espaçamento entre elas e, assim, sua localização, é preciso dividir a distância máxima calculada por 20. Com as seções transversais localizadas, utiliza-se o MDE para extrair as cotas dos pontos que constituem cada seção transversal, valores estes que servirão para determinar a vazão que as seções podem transportar a depender do nível de água (curva-chave).

4. Cálculo da vazão de ruptura no eixo da barragem

Considerando que a barragem está em sua capacidade máxima, utiliza-se a equação 29 para determinar a vazão de pico, em que Q_p é a vazão de pico (m³/s), V_w é o volume de água (m³) acima da base da brecha e H_w é a altura (m) da lâmina de água acima da brecha. Para prever a pior situação possível, considera-se que a brecha ocorre na base da barragem (H_w = altura máxima da barragem, da base até a crista) e que o reservatório está completamente cheio ($V_w = V_{máx}$).

$$Q_p = 0.607 \cdot V_w^{0.295} \cdot H_w^{1.24} \tag{29}$$

5. <u>Cálculo da vazão máxima em seções transversais no canal de jusante</u>

A vazão que se propaga ao longo do canal de jusante é amortecida devido à dissipação da energia do escoamento, causada por obstruções inerentes à geometria longitudinal e transversal do rio, pela interação com regiões de armazenamento no leito do rio e nas suas margens e pela rugosidade tanto do canal quanto da planície de inundação.

Sendo assim, para barragens com capacidade de armazenamento de até 6,2 hm³ foi estabelecida uma equação empírica (equação 30) que relaciona a vazão transportada em determinada seção, Q_x (m³/s), distante em x metros do eixo da barragem, com a vazão de ruptura Q_p (m³/s). Para tanto, são utilizados coeficientes *a* (equação 31) e *b* (equação 32) que dependem de $V_{máx}$ (hm³):

$$Q_x = Q_p \cdot a \cdot e^{b \cdot x} \tag{30}$$

$$a = 0,002 \cdot \ln(V_{max}) + 0,9626$$
 (31)

$$b = -0,20047 \left(V_{max} + 25000 \right)^{-0,5979} \tag{32}$$

Para o caso de barragens com capacidade de armazenamento superior a 6,2 hm³, utiliza-se a equação 33:

$$Q_x = Q_p \cdot 10^{-0.01243 \cdot x}$$
(33)

6. Determinação da superfície máxima de inundação

Com as vazões de pico em cada seção transversal e as curvas-chave obtidas anteriormente, são calculados os níveis máximos atingidos em cada seção, os quais servirão para a delimitação da superfície máxima de inundação, obtida unindo as cotas máximas atingidas em cada seção transversal e interpolações utilizando o MDE, e, por fim, determinar a mancha de inundação. Ressalta-se que ajustes manuais na geometria das manchas ou ainda das seções transversais são geralmente necessárias, para adequar descontinuidades que geralmente ocorrem devido à imprecisão do MDE utilizado, conforme exemplo demonstrado na Figura 2.24.

Figura 2.24: Comparação entre manchas obtidas pela Metodologia Simplificada da ANA a) antes das edições, demonstrando descontinuidades e b) após as edições manuais, corrigindo as geometrias



Fonte: Adaptado de ANA (2017b).

Finalizada a edição e ajustes na mancha, ela pode auxiliar no processo de classificação da barragem quanto ao DPA e também servir como base para investigações preliminares de estudos mais completos de rompimento de barragens. Essa prática, além de permitir maior versatilidade quanto aos requisitos de dados de entrada nas simulações, é recomendada pela ANA (2016e) para estudos de rompimentos de barragens de pequeno porte.

Em contrapartida, os resultados obtidos por modelos empíricos são simplificados, carecem de precisão e sua utilização é recomendada em situações de inexistência de recursos suficientes para realizar as simulações com modelos hidrodinâmicos, que fornecem resultados mais precisos e permitem análises mais diversificadas (ANA, 2016e). Um exemplo de modelo hidrodinâmico muito utilizado em estudos de rompimento de barragem é o HEC-RAS, cujas principais características estão descritas na próxima seção.

2.7 Modelo hidrodinâmico HEC-RAS

A utilização de metodologias simplificadas não é permitida quando se precisa elaborar os Planos de Ação de Emergência, documentos que devem, obrigatoriamente, compor os Planos de Segurança de barragens classificadas como DPA alto no Brasil (BRASIL, 2010). Nestes casos, é fundamental a utilização de modelos hidrodinâmicos, pois eles fornecem informações detalhadas do escoamento proveniente da ruptura de barragens.

Entre os modelos hidrodinâmicos existentes, O HEC-RAS se destaca pela gratuidade do uso, pela interface de geoprocessamento acoplada (RAS Mapper), pela variedade de análises que permite realizar e pela interoperabilidade com outros programas, sendo uma ferramenta bastante utilizada na modelagem de rompimento de barragens (KUMAR *et al.*, 2017; KHOSRAVI *et al.*, 2019).

Capaz de simular escoamentos em regimes permanentes (HICKS; PEACOCK, 2005), não permanentes e mistos, com um ou vários trechos de rio, em regiões de estuários ou não, seja em uma dimensão, em duas dimensões ou até em modelos acoplados 1D-2D (YOCHUM et al., 2008; VOZINAKI *et al.*, 2017; LEITÃO, 2018; SILVA et al., 2020; PILOTTI et al., 2020), além de realizar o transporte de sedimentos (MERITT *et al.*, 2003; RAHMAN; CHAKRABARTY, 2020) e análise de qualidade da água (FAN *et al.*, 2012), o programa possibilita várias aplicações.

Ademais, com uma interface intuitiva, a manipulação de dados e a exportação de resultados, em planilhas e gráficos são bastante facilitadas (USACE, 2021a). Ferramentas de geoprocessamento nativamente embutidas no programa auxiliam na geração dos mapas de inundação (YANG *et al.*, 2006; SARHADI *et al.*, 2012; MONTE *et al.*, 2016), resultado fundamental nos estudos de rompimento.

O HEC-RAS permite simular escoamentos fluviais através das equações completas de Saint-Venant (considerando ainda os efeitos de viscosidade turbulenta e de Coriolis) ou através do modelo de Onda Difusa (USACE, 2021b). Apesar de resultar em simulações mais estáveis e rápidas, este modelo possui aplicabilidade reduzida, devido às simplificações que são feitas na equação dinâmica.

Em escoamentos rasos e controlados pela gravidade, sem influência de marés ou existência de ressaltos hidráulicos, o modelo difusivo pode ser aplicado adequadamente (FAN *et al.*, 2014; MOYA QUIROGA *et al.*, 2016; TSCHIEDEL; PAIVA, 2018). Em contrapartida, as equações completas de Saint-Venant (denominadas *Shallow Water Equations* na interface do programa) são recomendadas quando o escoamento apresenta características como: ondas

de cheia dinâmicas, com variações espaciais e temporais do perfil de velocidade no escoamento; contrações e expansões abruptas, que ocorrem ao contornar obstáculos naturais e artificiais; regiões onde o escoamento encontra-se sob influência das marés; e o regime de escoamento misto, que acontece em ressaltos hidráulicos, por exemplo (USACE, 2021c).

Na escolha da abordagem dimensional (1D ou 2D) a ser utilizada, características como (i) ambientes em baías e estuários, (ii) bacias hidrográficas com rede bastante ramificada de rios ou em rios com significativa ocorrência de meandros, (iii) vales de inundação bem largos e planos, onde o escoamento fora da calha do rio não segue uma direção bem determinada e (iv) aplicações em que se necessita de detalhamento adequado do escoamento através de obstáculos como edificações, pontes, entre outros, justificam o uso da modelagem 2D. Por outro lado, em vales com declividades significativas no terreno, praticamente inexistindo planícies de inundação, é mais justificada a escolha pela abordagem 1D (USACE, 2021c).

2.7.1 HEC-RAS (1D ou 1D/2D)

Na abordagem unidimensional (1D) ou acoplada (1D/2D) do HEC-RAS são inseridas as geometrias (rios, margens, seções transversais, áreas de fluxo 2D, reservatórios, etc.), as quais são associadas ao terreno, inserindo Modelos Digitais de Elevação (MDEs), conforme exemplo demonstrado na Figura 2.25.



Figura 2.25: Exemplo de terreno e geometrias inseridos em uma abordagem 1D/2D no HEC-RAS.

Fonte: USACE, 2021c.

Em cada seção transversal, são definidos parâmetros como: número da respectiva seção; coordenadas geográficas e elevações de cada ponto contido na seção; coeficientes de rugosidade (Manning) e de contração/expansão, necessários para avaliar as perdas de carga no

escoamento; e descrição geométrica de quaisquer estruturas hidráulicas (pontes, contenções laterais, reservatórios, barragens, etc.) presentes nas seções.

O traçado das seções deve ser feito de forma que sempre esteja perpendicular ao eixo do rio e com espaçamento adequado para captar contrações e expansões (no canal e na planície de inundação) e variações na declividade do canal e nos coeficientes de rugosidade (canal e planície). Caso o espaçamento adotado seja muito grande, difusões numéricas (derivadas com respeito ao espaço sendo medidas em distâncias grandes) e instabilidades, devido ao desatendimento da Condição de Courant, podem acontecer. Em resumo, caso isso aconteça, significa dizer que o espaçamento das seções é maior do que a distância que a onda de cheia consegue percorrer no intervalo de tempo computacional utilizado (USACE, 2021b).

Instabilidades numéricas, como vazões de pico superestimadas, também podem acontecer caso o espaçamento entre as seções seja pequeno, pois as derivadas com relação ao espaço são aferidas em curtas distâncias. Para compensar esse efeito, intervalos de tempo computacionais devem ser também reduzidos (geralmente alguns segundos), o que influencia negativamente no tempo total da simulação e no esforço computacional para a resolução numérica das equações de Saint-Venant (equações 21 e 22).

A Condição de Courant (equação 34) representa um equilíbrio entre estabilidade numérica e acurácia, na medida em que possibilita um contrapeso entre passo de tempo computacional e distanciamento da seção transversal. Conforme mencionado, caso ela não seja atendida, a simulação pode incorrer em instabilidades.

$$C = \frac{V_w \cdot \Delta T}{\Delta X} \le 1 \tag{34}$$

em que: C é o número de Courant, V_w é a velocidade da onda (m/s); ΔT é o passo de tempo computacional (s); ΔX é o espaçamento entre as seções transversais (m). USACE (2021b) recomenda que sejam utilizados em estudos de rompimento de barragem intervalos de tempo computacionais na faixa de 1 a 60 segundos. Assim, cabe ao usuário realizar testes para determinar o valor a ser utilizado.

Com as condições iniciais (vazões e/ou lâminas nas seções transversais, níveis de reservatórios, entre outras), as condições de contorno de montante (geralmente hidrogramas de afluência ou curvas-chave) e de jusante (curvas-chave, hidrogramas, declividade da calha do rio) e a definição dos coeficientes de rugosidade de Manning da calha do rio e da planície de inundação em cada seção transversal, o programa utiliza um esquema implícito de

diferenças finitas (transformação das equações diferenciais em diferenças algébricas) para aproximar a solução numérica das equações de Saint-Venant.

2.7.2 HEC-RAS (2D)

A abordagem bidimensional é caracterizada pela presença de uma área de fluxo 2D na qual o usuário determina o espaçamento de uma malha computacional (estruturada, não estruturada ou mista), cujas faces (máximo de 8 lados) que a compõem funcionam como seções transversais (em analogia à abordagem 1D) onde as estimativas das variáveis de interesse serão realizadas a cada instante de tempo computacional.

Através da funcionalidade *sub-grid bathymetry*, o MDE que caracteriza o terreno pode possuir resolução espacial superior (*pixels* menores, resultando em topografias mais detalhadas) à resolução da malha computacional, o que permite ao usuário utilizar instantes de tempo computacionais maiores e o modelo ainda conseguir representar os detalhes do terreno presentes no MDE, conforme demonstrado na Figura 2.26. Nesta figura são apresentadas também as ferramentas *breakline* e *refinement regions*, que realizam o alinhamento da malha ao redor de linhas e polígonos, permitindo maior detalhamento do escoamento nestas regiões.

Figura 2.26: Malha computacional com tamanho superior aos detalhes inseridos pelo MDE, captando variações da topografia e utilizando malhas espaçadas. Ainda, exemplo das ferramentas *Breaklines* e *Refinement Region*.



Fonte: USACE (2021c)

Quanto às modificações no terreno inserido, o módulo de geoprocessamento do programa, o *RAS Mapper* (USACE, 2021d), evoluiu bastante nos últimos anos. Inserindo geometrias unidimensionais (linha de centro do rio, margens e seções transversais), é possível criar um novo terreno após a interpolação das cotas entre seções transversais consecutivas e/ou a definição de um canal piloto (*Pilot Channel*) em cada seção transversal, simulando o efeito de uma batimetria, ainda que de forma simplificada (Figura 2.27).



Figura 2.27: Terreno original (esquerda) e terreno com simulação de batimetria do canal (direita).

Fonte: USACE (2021c).

A comunicabilidade com outros programas SIG é facilitada no *RAS Mapper*, sendo permitido ao usuário importar (e exportar) camadas vetoriais ou matriciais, facilitando a inserção das geometrias e estruturas a serem modeladas. Em especial, a inserção de uma camada com a classificação do uso da terra e os Coeficientes de Manning associados no terreno da área de estudo facilita o estabelecimento das condições de contorno na área de fluxo 2D, conforme ilustrado na Figura 2.28, onde é demonstrada a inserção da camada vetorial que descreve os usos da terra e, portanto, as rugosidades do terreno.

DataTableEditor				×		100	100			
elected Area Edit	s			1 A 1	14 I T					- 17
a 💼 🕂	× 12 .00 Par	ameter: All Para	meters	 In the second sec	6 - J			to a second		11
ID	Name	ManningsN	Percent		1.7	-176				1
0	NoData	0.035	0		all's pro-		AL- 12			1
43	Mixed Forest	0.12	0		The state	14	30			
41	Deciduous Forest	0.1	0						11	
21	Developed, Ope	0.035	0							-
42	Evergreen Forest	0.15	0	A CONTRACT	XUY	100	2		ALC:	
11	Open Water	0.035	100				-	- and	Contraction of the second	and a
52	Shrub/Scrub	0.05	0					110		
81	Pasture/Hay	0.045	0							
71	Grassland/Herba	0.04	0		Section 1					
82	Cultivated Crops	0.05	0	C. C. C.						
22	Developed, Low	0.08	20				<		-	-
95	Emergent Herbac	0.045	75			⊫ s	45			
90	Woody Wetlands	0.07	50						2003	
23	Developed, Medi	0.12	40					ALC: N		
24	Developed, High	0.15	60					23.42	. Links	
31	Barren Land Roc	0.03	0				- 14			
1	Main Channel	0.025	100						-	

Figura 2.28: Camada vetorial contendo diferentes usos da terra e respectivos coeficientes de Manning.

Fonte: USACE (2021c)

Com as variadas implementações no terreno e estabelecimento das condições de contorno e iniciais, o programa usa um esquema implícito de volumes finitos para discretizar

as derivadas parciais com relação ao tempo e ao espaço, permitindo grande robustez ao HEC-RAS na simulação de escoamentos bidimensionais (USACE, 2021c).

Ainda assim, instabilidades podem aparecer quando comparações entre o volume que atravessa as faces das células e a diferença entre os volumes inicial e final na mesma fronteira revelam discrepâncias além dos limites tolerados, que podem ser alterados pelo usuário para compensar regiões com topografias acentuadas, por exemplo, nas quais o escoamento apresenta velocidades altas e o balanço hídrico pode ser descompensado (USACE, 2021b).

A abordagem bidimensional no HEC-RAS pode ser utilizada considerando as equações completas de Saint-Venant 2D (referenciadas como *Shallow Water Equations* na interface do programa) ou sua simplificação, o Modelo Difusivo 2D (*Difusion Wave*). As equações completas permitem a consideração de coeficientes para simular a turbulência, permitindo análises mais precisas do que o modelo difusivo, que desconsidera os termos inerciais locais (variação da velocidade no tempo) e advectivos (variação da velocidade no espaço).

Apesar de várias aplicações permitidas pelo modelo bidimensional, ainda não é possível realizar análises de qualidade da água considerando a variação bidimensional das variáveis estudadas (USACE, 2021c). Entretanto, por permitir simulações mais completas e robustas, apesar de poder incorrer em maiores tempos de processamento, os modelos bidimensionais são bastante utilizados (KUMAR *et al.*, 2017; TENG *et al.*, 2017; HORNA-MUNOZ; CONSTANTINESCU, 2020).

Ressalta-se que o HEC-RAS é um programa computacional em constante desenvolvimento. O USACE frequentemente libera versões atualizadas do programa, que trazem novas funcionalidades e aprimoram a capacidade do programa nas mais diversas aplicações.

3 ESTUDO DE CASO: SUB-BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO JACARECICA

3.1 Caracterização ambiental

A sub-bacia do rio Jacarecica (SBJ) é uma das principais inseridas na bacia hidrográfica do rio Sergipe, a mais relevante em termos socioeconômicos e ambientais e a pioneira na implantação de instrumentos de gestão de recursos hídricos no estado de Sergipe (SERGIPE, 2015a).

De acordo com o Atlas Digital de Sergipe (SERGIPE, 2012), a SBJ apresenta três zonas climáticas (Figura 3.1): agreste (257,48 km²), semiárido (0,44 km²) e litoral úmido (248,65 km²). A precipitação média varia de 900 mm a 1.500 mm anuais, sendo o litoral úmido a zona que possui as maiores médias anuais de precipitação. De fato, utilizando a grade de dados meteorológicos coletados entre os anos de 1980 a 2013, elaborada por Xavier *et al.* (2016), a precipitação média anual na SBJ foi calculada em 1.062,28 mm, correspondendo ao intervalo fornecido pelas isoietas do Atlas Digital.



Figura 3.1: Climatologia da sub-bacia do rio Jacarecica

Ainda de acordo com os dados de Xavier et al. (2016), a precipitação média mensal é aproximadamente 90 mm, sendo o período chuvoso compreendido pelos meses de abril a agosto e o seco pelos de setembro a março, conforme demonstrado na Figura 3.2.



Figura 3.2: Precipitações médias mensais na sub-bacia do rio Jacarecica

Considerando a classificação climática realizada por Azevedo e Sousa (2020), utilizando o método de Thornthwaite e Mather (1955), a SBJ possui três tipos climáticos: subúmido seco (C1), subúmido (C2) e semiárido (D1), com predominância para o subúmido seco. Com relação à evapotranspiração potencial média (ETP) a classificação resultou num clima megatérmico, com ETP variando de 1.158 a 1.436 mm anuais. A temperatura média relatada foi de 24,4 °C, com amplitude térmica de 10 °C. Por fim, o balanço hídrico realizado pelos autores revelou uma precipitação média de 198 mm no mês de junho (mais chuvoso) e um deficit médio de 90 mm entre os meses de dezembro e janeiro, os mais secos.

Os tipos de solo presentes na SBJ estão demonstrados na Figura 3.3. São percebidas cinco classes de solos, com predominância do Luviossolo (302,24 km²), do Planossolo (114,74 km²) e do Neossolo (84,80 km²). O restante da área superficial da SBJ é representado pelo Argissolo (2,60 km²), Chernossolo (0,70 km²) e Vertissolo (0,44 km²). Em síntese, são solos com certa degradação, com baixa permeabilidade e constituídos por minerais e compostos orgânicos (ROCHA; ALMEIDA, 2020a).

O Projeto de Mapeamento Anual do Uso e Cobertura da Terra no Brasil (MapBiomas), utiliza imagens do satélite LANDSAT (com 30 m de resolução espacial) para classificar, por meio de algoritmos de aprendizado de máquina (classificador Random Forest) e computação em nuvem (Google Earth Engine), as coberturas da terra em todo o país ao longo dos anos (SOUZA et al., 2020). De acordo com o Mapbiomas coleção 5 (2019), o uso da terra na SBJ (Figura 3.4) é composto por longas faixas de solo exposto e pastagens, complementadas por cultivos agrícolas diversos, algumas áreas urbanas e pequena faixa de vegetação nativa (Mata Atlântica), principalmente nas proximidades do Parque Nacional Serra de Itabaiana (SERGIPE, 2015a; 2019c; d).





Caracterizado como uma Unidade de Conservação com proteção integral (BRASIL, 2005c), o Parque apresenta o domínio dos biomas Mata Atlântica e Caatinga, abrangendo uma área de 7.990,64 ha, onde atividades de educação, pesquisa e conservação ambiental são realizadas (BRASIL, 2016).

Ainda que o Parque Nacional Serra de Itabaiana seja a única Unidade de Conservação existente na SBJ, as Áreas de Preservação Permanente (APPs) constam de nascentes de rios, faixas marginais em cursos d'água e áreas no entorno de reservatórios artificiais (SERGIPE, 2015a). Como os rios da sub-bacia possuem largura amostral variando entre 1,9 m a 24,2 m, as faixas marginais possuem larguras de 30 m a 50 m, ocupando uma área de 10,5% da área total da SBJ. Quanto às nascentes dos rios, exitem 614 na SBJ e a área correspondente a suas APPs (50 m de raio) representa cerca de 1% da área total da bacia. Ainda, foram observados 8 trechos de rios barrados com reservatórios, o que perfaz um total de 2,85 km² (0,55 % da área total da SBJ) de entornos de reservatórios preservados (ROCHA; ALMEIDA, 2020b).



Figura 3.4: Classes de uso da terra presentes na SBJ de acordo com o Atlas Digital de Sergipe

Observando a Figura 3.5, percebe-se que as maiores elevações na SBJ encontram-se justamente na Serra de Itabaiana, ponto culminante da SBJ, com 657 m de altitude. Um prolongamento de elevações no sentido Norte é percebido, caracterizando a presença das Serras Residuais na sub-bacia. Entretanto, o relevo na maioria da SBJ apresenta baixas altitudes, em torno dos 250 m.

A despeito da existência da Serra de Itabaiana, o relevo na SBJ apresenta características de tabuleiros costeiros, com terreno aplainado devido ao trabalho erosivo das águas e intempéries características do clima semiárido, elevando-se gradualmente de leste para oeste. Os vales são rasos, largos, de fundos planos e limitados por encostas de fraco declive na maior parte da SBJ, conforme demonstrado no mapa de declividades da SBJ, Figura 3.6, elaborado com os intervalos de declividade propostos por Ramalho Filho e Beek (1995) (SERGIPE, 2019c; d; ROCHA; ALMEIDA, 2020a).





Figura 3.6: Classes de declividades (%) existentes na sub-bacia do rio Jacarecica



O principal rio da SBJ é o Jacarecica, que possui extensão de 67,6 km, sendo seus principais afluentes o Riacho Acude Macela e o rio Dangra. De acordo com Rocha e Almeida (2020b), a partir da confluência com o riacho Acude Macela, o rio Jacarecica possui largura média entre 10 m e 50 m. Na região a montante da referida confluência, os rios são estreitos, com larguras amostrais inferiores a 10 m.

Com relevo predominantemente uniforme, a exceção de alguns pontos mais elevados nas serras residuais, a morfometria e a fisiografia da SBJ se tornam fatores importantes na caracterização do seu comportamento hidrológico, principalmente quanto às enchentes. De forma geral, a planialtimetria da SBJ revela uma bacia com um pico de altitude, localizado no cume da Serra de Itabaiana, e um rio principal extenso e não muito declivoso. Quanto à morfometria, a SBJ possui baixa suscetibilidade a enchentes, pois possui formato mais alongado do que circular. Uma análise mais detalhada da caracterização morfométrica da SBJ pode ser encontrada em Rocha e Almeida (2020a).

Alguns indicadores demográficos das cidades inseridas ou circunscritas na SBJ estão demonstrados na Tabela 3.1. Por se tratar de uma região predominantemente rural, as cidades são espaçadas, inexistindo o fenômeno da conurbação, por exemplo. À exceção de Campo do Brito e Ribeirópolis, as densidades demográficas dos municípios inseridos ou circunscritos na SBJ (Tabela 3.1) são superiores à média estadual, 94,4 hab/km² (IBGE, 2021a). Quanto às taxas de urbanização, a comparação com o percentual médio estadual, 73,5% (IBGE, 2010), revela que apenas Itabaiana e Riachuelo possuem índices superiores. De forma geral, as cidades são pequenas em termos populacionais e se sustentam através de atividades como o comércio, agricultura e turismo (SERGIPE, 2015a).

Cidades	População ⁱ (hab.)	Densidade demográfica ⁱⁱ (hab./km²)	Urbanização ⁱⁱ (%)
Areia Branca	18.542	114,93	48,6
Campo do Brito	18.109	83,03	49,7
Itabaiana	95.427	258,30	77,9
Malhador	12.618	119,30	46,7
Moita Bonita	11.335	114,81	41,8
Riachuelo	10.213	118,51	84,0
Ribeirópolis	18.652	66,42	69,5

Tabela 3.1: Indicadores demográficos dos municípios inseridos na área de estudo.

ⁱEstimada para o ano de 2019 (IBGE, 2019); ⁱⁱDe acordo com o censo IBGE 2010 (IBGE, 2010). Fonte: adaptado de IBGE (2010; 2019).

Para mais informações sobre a SBJ, consultar Sergipe (2015a; 2019c; 2019d).

3.2 Bacias de contribuição dos reservatórios Jacarecica I e Jacarecica II

Os perímetros irrigados Jacarecica I e Jacarecica II estão localizadas no povoado Jacarecica, na zona rural do município de Itabaiana, e no povoado Palmeira, na zona rural do município de Malhador, respectivamente, na porção central do agreste do estado de Sergipe. Seus reservatórios (Figura 3.7) são formados por barramentos no rio Jacarecica, principal afluente do rio Sergipe pela sua margem direita (SERGIPE, 2019c; d).



Figura 3.7: Bacias de contribuição dos reservatórios dos perímetros irrigados Jacarecica I e II.

Localizado a 6 km das cidades de Itabaiana e Malhador, a 10 km da cidade de Areia Branca e a 65 km do da capital estado, Aracaju, o perímetro irrigado Jacarecica I abrange uma área líquida irrigável de 252 hectares, beneficiando 630 agricultores familiares (COHIDRO, 2019a). A jusante da barragem Jacarecica I, percorrendo um trecho de cerca de 12 km do rio Jacarecica, está localizado o barramento do perímetro irrigado Jacarecica II. Abastecendo os municípios de Malhador, Areia Branca e Riachuelo, o perímetro beneficia cerca de 3 mil pessoas em uma área líquida irrigável de 820 ha (COHIDRO, 2019b).

Utilizando o MDE NASADEM e a hidrografia do Atlas Digital, foi obtido o perfil longitudinal do rio Jacarecica (Figura 5.43). É possível perceber algumas variações altimétricas importantes, principalmente no trecho entre os reservatórios, no reservatório de Jacarecica II (formato estreito e longo) e nas proximidades do exutório da SBJ. Observa-se, entretanto, que no reservatório de Jacarecica I (formato curto e largo), a altitude registrada no MDE foi constante.



No estudo hidrológico realizado por Sergipe (2019c; d), foram obtidos alguns dos parâmetros geométricos e fisiográficos das bacias de contribuição dos reservatórios Jacarecica I e Jacarecica II, demonstrados na Tabela 3.2.

_	Perímetro Irrigado			
Parâmetros geométricos e índices fisiográficos	Jacarecica I	Jacarecica II		
Área de drenagem, A_d (km ²)	208,76	350,13		
Perímetro, P (km)	70,28	100,83		
Comprimento do curso d'água principal, L_p (km)	32,16	50,70		
Densidade de drenagem, D_d^{-1} (km ⁻¹)	1,43	1,50		
Cota na nascente, $H_{\theta}(\mathbf{m})$	241,08	241,08		
Cota na foz $^{2}H_{f}(\mathbf{m})$	148,07	70,39		
Índice de compacidade (K_c ³)	1,36	1,51		
Índice de conformação (F_c ⁴)	0,8928	0,5815		
Declividade, S ⁵ (m/m)	0,0029	0,0035		
Tempo de concentração, t_c^6 (h)	9	12		

Tabela 3.2: Parâmetros geométricos e índices fisiográficos das bacias de contribuição estudadas

¹ $D_d = L_t / A_d$; ²Considerada a cota de soleira do vertedouro (Fonte: SERGIPE, 2018b). ³ $K_c = 0.28 P / \sqrt{A_d}$; ⁴ $F_c = A_d / L_a^2$; ⁵ $S = (H_0 - H_f) / L_p$; ⁶Obtido através da equação de Kirpich (1940): $t_c = 0.0663 L_p^{0.77} / S^{-0.385}$. Fonte: Adaptado de SERGIPE, 2019c; d.

Com relação à densidade de drenagem, percebe-se que a diferença entre as bacias não é tão significativa. Porém, devido às elevações do Parque Nacional Serra de Itabaiana, que ocasionam o surgimento de vários tributários ao rio Jacarecica, a densidade de drenagem na bacia de contribuição de Jacarecica II é superior. Ressalta-se que, além do relevo, a ocorrência de solos expostos e pouco permeáveis facilitam o surgimento de cursos hídricos, o que aumenta a densidade de drenagem de uma bacia (TUCCI, 2004).

Os índices de compacidade (K_c) e de conformação (F_c) são índices muito utilizados para determinar a forma das bacias hidrográficas, parâmetro que influencia no comportamento hidrológico da bacia, principalmente quanto ao escoamento superficial e ao planejamento de respostas a enchentes, e que pode ser obtido através de levantamentos topográficos ou através de dados provenientes de sensoriamento remoto (OLIVEIRA *et al.*, 2010). Observando a Tabela 3.2, percebe-se que a bacia de contribuição de Jacarecica I possui tendência mediana a enchentes (K_c e F_c mais próximos da unidade), fato não verificado para a bacia de Jacarecica II (K_c e F_c mais distantes da unidade) (TUCCI, 2004).

3.3 Barragens Jacarecica I e Jacarecica II

De acordo com o projeto executivo, a barragem do Perímetro Irrigado Jacarecica I possui capacidade de reservação de 4,7 hm³ e maciço, construído em concreto convencional (gravidade) e alvenaria de pedra, com altura de 20,0 m, extensão de 420,0 m e largura do coroamento de 2,0 m, estando este assentado na cota de 152,00 m.

Localizado no corpo da barragem, seu vertedor possui 65,0 m de largura, com paramento de montante vertical e soleira livre com perfil *Creager* assentada na cota 148,00 m, seguida de canal revestido em concreto com inclinação 1,0V:0,9H e extensão de 18,0 m. Nos limites do vertedor, foi adicionada uma mureta de proteção, com altura de 1,0 m, o que faz a cota do coroamento, para fins de proteção quanto ao galgamento e de cálculo da borda livre, ser considerada como 153,00m.

Após a construção da barragem, em 1987, a área inundada para servir como reservatório foi de 115 hectares, sendo que a bacia de contribuição da barragem possui área de 221 km². Além da irrigação, a água represada também é utilizada para a dessedentação animal, a recreação e a regularização (SERGIPE, 2012; SANTOS, 2018a; ANA, 2020).

As informações do projeto da barragem do Perímetro Irrigado Jacarecica II constam que o empreendimento foi construído entre os anos de 1994 e 2000, possuindo um barramento de terra zoneada com enrocamento e núcleo impermeável, altura efetiva de 47,5 m, comprimento de 260 m, coroamento com largura de 7,0 m, assentado na cota de 74,5 m e taludes revestidos por *rip-rap* (montante) e grama (jusante).

Construído na ombreira esquerda, após um canal de aproximação composto por enrocamento com aproximadamente 50,0 m de comprimento, localiza-se o vertedouro de superfície convencional em perfil do tipo *Creager* revestido em concreto armado com canal de 144,60 m de comprimento e largura útil de 30,0 m, estando sua soleira assentada na cota de 68,0 m (SERGIPE, 2015d; SANTOS, 2018b).

Abrangendo uma área de drenagem de 329 km², dos quais 221 km² estão inseridos na bacia de contribuição da barragem Jacarecica I e 21 km² na do Açude Macela, o reservatório possui capacidade de 30,4 hm³. O projeto da barragem objetivou o atendimento a múltiplos usos como a irrigação, o abastecimento humano e a piscicultura, garantindo segurança hídrica para as cidades de Areia Branca, Malhador, Riachuelo e adjacências (CEHOP, 1998; SERGIPE, 2015d; COHIDRO, 2019b, ANA, 2020).

Após a construção das barragens, algumas visitas técnicas foram realizadas a fim de averiguar suas condições operacionais. Em 2001, três especialistas nos temas Hidrologia, Hidráulica e Geotecnia visitaram as barragens, emitindo pareceres sobre problemas pontuais encontrados, como falta de manutenção. No ano de 2005, uma equipe multidisciplinar e multi-institucional considerou que as anomalias existentes e parâmetros como dimensão da barragem, volume reservado, tipo de fundação e tipologia estrutural permitiram classificar o potencial de risco das barragens Jacarecica I e Jacarecica II como de baixo potencial de risco (SERGIPE, 2015d).

Nos anos de 2014, 2017, 2018 e 2019, as inspeções e visitas técnicas passaram a ser realizadas pelo Painel de Segurança de Barragens, grupo contratado pela Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe – SEMARH-SE (atual Secretaria de Desenvolvimento Urbano e Sustentabilidade de Sergipe – SEDURBS-SE), através do Acordo de Empréstimo 8113-BR firmado entre o Estado de Sergipe e o Banco Mundial. O Painel atua nas barragens inseridas no Componente 2 – Águas e Irrigação do Programa Águas de Sergipe, dentre as quais Jacarecica I e Jacarecica II estão incluídas, com o objetivo de realizar o diagnóstico físico das barragens e apresentar soluções para problemas identificados (SERGIPE, 2015d).

A primeira destas visitas, no ano de 2014, serviu como norteadora das ações de curto, médio e longo prazo a serem executadas nos reservatórios inspecionados a fim de garantir melhor operação e preservar a segurança dos empreendimentos. Entre as ações, destacam-se: (i) a atualização dos estudos hidrológicos, realizados na década de 1980, com metodologias ultrapassadas; (ii) realização de treinamentos em hidrologia e estabelecimento de critérios e metodologias a serem utilizados em estudos hidrológicos futuros; (iii) levantamento batimétrico dos reservatórios; (iv) instalação da comporta de segurança e de descarga de fundo, itens previstos no projeto mas que não foram implementados; e (v) tratamento de fissuras, análises da agressividade da água e instalação de instrumentação geotécnica no barramento, entre outras medidas (SERGIPE, 2015d).

O esvaziamento do reservatório da barragem Jacarecica I, provocado pela estiagem que aconteceu no verão de 2017, permitiu a realização de obras de manutenção na barragem, como a implantação da comporta de segurança e o descarte ecológico dos sedimentos acumulados no reservatório (SERGIPE, 2017d; A8SE, 2019). Em Jacarecica II, intervenções realizadas incluem a inspeção em galeria, componente utilizado para desvio do rio Jacarecica durante a construção da barragem e posteriormente servindo de abrigo para as tubulações da adução para irrigação, e reparo de equipamentos (portas e válvulas), vazamentos e infiltrações existentes no local (SERGIPE, 2018c).

Devido à inexistência de informações topográficas acuradas e abrangentes referentes às barragens Jacarecica I, Jacarecica II e Governador João Alves Filho (Poção Ribeira) e seus reservatórios, foi realizado (SERGIPE, 2018b), entre os meses de junho e julho de 2017, um levantamento planialtimétrico, incluindo a batimetria, nestas barragens. Foram materializadas RNs em cada empreendimento, através do rasteio de estações pertencentes à Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo do Sistema GPS (RBMC), localizadas em Itabaiana e Aracaju. Com essas RNs, marcos geodésicos foram instalados ao longo dos reservatórios, utilizando receptores GNSS – RTK (*Global Navigation Satellite System – Real Time Kinematic*), e Estação-Total, possibilitando o georreferenciamento planialtimétrico dos reservatórios e o cadastramento das barragens objetos do estudo.

Para complementar o levantamento topográfico, foram realizadas batimetrias nos três reservatórios, utilizando ecobatímetro hidrográfico, receptor *Differential Global Positioning System* (DGPS) e embarcação alugada. Apesar da existência de obstáculos na superfície e nas margens dos reservatórios, como vegetação, redes de pesca e cabos, perfis batimétricos espaçados em 20 m em todos os reservatórios foram gerados.

Ademais, com o objetivo de atingir a cota máxima *maximorum*, georreferenciamentos com o GNSS-Rtk foram realizados. Executados os serviços, foi constatada uma divergência de dados entre os levantamentos e batimetrias realizadas e os dados de projeto das barragens, conforme demonstrado na Tabela 3.3. Por ter sido um estudo mais atual, foram considerados os resultados obtidos por Sergipe (2018b) para caracterizar as barragens neste trabalho.
Do viêru otvo s	Dados do	o projeto ⁱ	Dados ajustados ⁱⁱ		
Farametros	Jacarecica I	Jacarecica II	Jacarecica I	Jacarecica II	
Cota do coroamento (m)	152,00	74,50	152,07	76,89	
Cota do coroamento no vertedor $(m)^{iii}$	153,00	-	153,07	-	
Cota da soleira do vertedor (m)	148,00	68,00	148,07	70,39	
Volume morto (hm ³)	0,47	2,22	0,14	1,54	
Capacidade do reservatório (hm ³)	4,70	30,40	4,05	26,23	

Tabela 3.3: Divergência de dados topográficos e volumétricos encontrados após realização	o de
batimetria e levantamento topográfico nos reservatórios das barragens Jacarecica I e Jacarec	ica II.

ⁱFonte: SERGIPE (2015d); SANTOS (2018a; b); ⁱⁱFonte: SERGIPE (2018b); ⁱⁱⁱPara fins de segurança ao galgamento e borda livre, deve ser considerada a existência de uma mureta de proteção, com altura de 1,00 m, nos limites do vertedor.

Apesar de o Painel de Segurança de Barragens (SERGIPE, 2015d) classificar as barragens como de baixo risco quanto à possibilidade de galgamento, os empreendimentos possuem categoria de risco médio e dano potencial associado alto, o que obriga a COHIDRO a providenciar o estudo de rompimento das barragens, a fim de embasar os Planos de Ação de Emergência. Por fim, as principais informações referentes às barragens dos Perímetros irrigados Jacarecica I e Jacarecica II estão organizadas na Tabela 3.4.

É oportuno mencionar que, sendo empreendimentos pertencentes à COHIDRO e fiscalizados pela SEDURBS-SE, é de responsabilidade da COHIDRO implementar ações para garantir a segurança nas barragens e à SEDURBS-SE compete a classificação da barragem por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume, baseando-se nos critérios norteadores estabelecidos pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos, através da Resolução n. 143/2012 (CNRH, 2012a).

Informações e	Barı	Doforôncio	
parâmetros	Jacarecica I	Jacarecica II	- Kelerencia
Município pertencente	Itabaiana-SE	Malhador-SE	Sergipe (2019c;d)
Coordenadas Geográficas ⁱ	679394.24m, 8819430.69m	687638.80m, 8814624.65m	Sergipe (2019c;d)
Área de contribuição (km ²)	221	329	Sergipe (2015d)
Finalidades do reservatório	Irrigação e regularização de vazão	Irrigação, abastecimento humano e piscicultura	Sergipe (2015d)
Material Construtivo	Concreto e alvenaria de pedra	Terra zoneada com núcleo impermeável	Sergipe (2015d)
Capacidade do reservatório (hm ³)	4,05	26,23	Sergipe (2018b)
Volume morto (hm ³)	0,14	1,54	Sergipe (2018b)
Vazão regularizada ⁱⁱ (m ³ /s)	0,11	0,78	Sergipe (2019c;d)
Altura efetiva (m)	20,0	47,5	Sergipe (2015d)
Extensão (m)	420,0	260,0	Sergipe (2015d)
Cota do coroamento (m)	153,07 ⁱⁱⁱ	76,89	Sergipe (2018b)
Tipo de vertedouro	Perfil Creager, inclinação 0,9V:1,0H	Perfil Creager; inclinação 1,0V:4,0H	Sergipe (2015d)
Dimensões do vertedouro (m)	Largura: 65; rápido (canal): 18	Largura: 30; rápido (canal): 144,6	Sergipe (2015d)
Cota da soleira do vertedouro (m)	148,07	70,39	Sergipe (2018b)
Empresa projetista	TECNOSOLO	CONTÉCNICA	Sergipe (2015d)
Empresa Construtora	ODEBRECHET S.A.	ODEBRECHET S.A.	Sergipe (2015d)
Período de execução	1985 - 1987	1994 - 2000	Sergipe (2015d)

Tabela 3.4: Informações cadastrais dos Perímetros Irrigados Jacarecica I e Jacarecica II.

ⁱDatum: SIRGAS2000; Projeção Horizontal: UTM Zona 24S; Meridiano Central: 39° W; ⁱⁱConsiderando 100% de garantia; ⁱⁱⁱConsiderando a mureta de proteção, com altura de 1,0 m.

3.4 Vales de jusante das barragens

Através dos dados do projeto das barragens, referenciados em Sergipe (2015d), do conhecimento sobre a área de estudo, das imagens de satélites na plataforma *Goolge Earth Pro* (GOOGLE EARTH PRO, 2015), da base de dados vetoriais do Atlas Digital sobre Recursos Hídricos de Sergipe (SERGIPE, 2012) e do estudo hidrológico realizado pela Consultoria TECHNE-ENGEVIX (SERGIPE, 2019c; d) foram identificados pontos de interesse nos vales de jusante das barragens estudadas.

Para Jacarecica I, o vale de jusante (Figura 3.9) caracteriza-se por ser uma região rural, com alguns pontos isolados de edificações residenciais ("Casas") e travessias ("Ponte1" e "Ponte2") para acessos rurais, inexistindo tabuleiro ou infraestrutura características de uma ponte rodoviária. Para fins de classificação do uso da terra no vale de jusante de Jacarecica I, é possível perceber que o rio Jacarecica atravessa regiões de pastagens e de matas nativas, recebendo alguns tributários, sendo o principal o Riacho Acude Macela, até encontrar o reservatório da barragem de Jacarecica II.





Fonte: Adaptado de Google Earth Pro (2015).

O vale de jusante da barragem Jacarecica II (Figura 3.10) caracteriza-se pela predominância de áreas rurais, apesar da existência em maior quantidade de edificações residenciais ("casas"). No caminho do rio Jacarecica, existe o encontro com uma travessia rural ("Ponte3") e uma ponte ("Ponte4 – SE-245"), esta realmente possuindo seção transversal correspondente a uma ponte rodoviária, com tabuleiro, infraestrutura e pavimento asfaltado.

Mais adiante, o rio recebe e contribuição do rio Dangra, seu principal afluente a jusante da barragem de Jacarecica II. Nas proximidades da confluência entre o rio Jacarecica e o rio Sergipe, localizam-se a indústria têxtil Sergipe Industrial e a Igreja Santo Antônio. Após a confluência entre os rios, o curso hídrico encontra mais duas vezes a rodovia SE-245,

atravessando duas pontes rodoviárias ("Ponte5 – SE-245" e "Ponte6 – SE-245"), até atingir a zona urbana do município de Riachuelo, cujas informações demográficas encontram-se descritas na Tabela 3.1. Já no trecho urbano de Riachuelo, o rio recebe a contribuição do Riacho Flor do Mucuri, último curso hídrico considerado no estudo, que teve como ponto final um trecho localizado a, aproximadamente, 3,5 km da "Ponte6 – SE-245".



Figura 3.10: Localização de pontos de interesse a jusante de Jacarecica II

Fonte: Adaptado de Google Earth Pro (2015).

4 MATERIAL E MÉTODO

Neste trabalho foi realizado o estudo dos efeitos hidrodinâmicos do rompimento das barragens Jacarecica I e Jacarecica II. Considerando as recomendações da ANA (ANA, 2016e), foram estipulados cenários de ruptura mais provável e de ruptura extrema objetivando determinar a abrangência da inundação causada pelo rompimento em cascata das barragens e elaborar mapas de risco para os vales de jusante.

As manchas de inundação simuladas com o modelo hidrodinâmico HEC-RAS foram então comparadas com a mancha proveniente do rompimento de Jacarecica II, simulada utilizando a Metodologia Simplificada da ANA (FERNANDES et al., 2021). Além da comparação com a Metodologia Simplificada, foi realizada uma análise de sensibilidade dos resultados obtidos com o HEC-RAS utilizando dados de entrada variados.

Para atingir esses resultados, foi necessária a realização de procedimentos anteriores como, por exemplo:

- Utilização de um MDE para representar a topografia e delimitar as sub-bacias na região de estudo;
- Classificação do uso da terra nas sub-bacias para determinar os coeficientes de Manning associados às coberturas identificadas e, com o auxílio da pedologia nas sub-bacias, calcular o parâmetro CN do método do hidrograma unitário do SCS-CN;
- Estudo estatístico de séries temporais de variáveis hidrológicas para determinar a aplicabilidade de curvas Intensidade-Duração-Frequência (IDF) na composição de hietogramas associados a períodos de retorno recomendados para estudos de rompimento de barragem (ANA, 2016e);
- ✓ Transformar a chuva representada pelos hietogramas calculados em hidrogramas afluentes aos reservatórios das barragens, utilizando o processo de transformação chuva-vazão do hidrograma unitário (método SCS-CN);
- ✔ Obtenção de dados cadastrais das barragens, definição das configurações do modelo hidrodinâmico e estipulação dos cenários de rompimento, variando os dados de entrada.

De maneira sintética, estes procedimentos estão esquematizados na Figura 4.1, onde estão interligados os dados de entrada considerados e as análises realizadas com as saídas do modelo.



Figura 4.1: Fluxograma da metodologia adotada neste trabalho

4.1 Modelo digital de elevação e delimitação das sub-bacias

A representação digital da topografia da região de estudo foi determinada utilizando dados orbitais da missão *Shuttle Radar Topografic Mission* (SRTM), cujas imagens capturadas foram recentemente reprocessadas, compondo o produto "NASADEM", e disponibilizadas no sítio eletrônico da *National Aeronautics and Space Administration* – NASA (NASA-JPL, 2021a;b). Esse MDE possui precisão altimétrica melhorada, com erro vertical abaixo dos 10 m (ZHANG et al., 2019; UUEMAA et al., 2020; CARRERA-HERNÁNDEZ, 2021), e preenchimento de dados de elevação ausentes com o auxílio de cotas captadas pelo satélite *Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer* (ASTER) *Global Digital Elevation Model* (GDEM). A resolução espacial, entretanto, continuou em 30 m em toda a região imageada do globo terrestre (FRANKS et al., 2020).

Após a projeção para o Sistema de Referência de Coordenada (SRC) SIRGAS 2000, projeção UTM Zona 24S (EPSG: 31984), o MDE NASADEM foi então inserido no programa *Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System –* HEC-HMS (USACE, 2021e), através do qual foram aplicadas ferramentas de geoprocessamento (remoção de vazios/depressões e determinar as direções de drenagem e a acumulação de fluxo) para criar um MDE corrigido, adequado para modelagem hidrológica (JARIHANI et al., 2015).

A fim de representar os exutórios das sub-bacias a serem delimitadas, foram inseridos pontos de controle nos vertedores das barragens Jacarecica I e Jacarecica II e na foz do rio Jacarecica, na confluência deste com o rio Sergipe. Após o processamento e ajustes manuais para a junção das sub-bacias criadas finalizou-se o processo de delimitação das sub-bacias.

Com as sub-bacias delimitadas, utilizou-se a camada vetorial da hidrografia da região de estudo, disponibilizada no Atlas Digital de Sergipe (SERGIPE, 2012), e o MDE NASADEM para determinar parâmetros planialtimétricos e morfométricos. Seguindo os preceitos de estudos como os de Horton (1945), Christofoletti (1969), Villela e Mattos (1975) e Collischonn e Dornelles (2015), as variáveis calculadas foram:

- ✓ <u>Planialtimétricos</u>: área (*A*); perímetro (*P*); comprimento axial da bacia (*C_A*), obtido considerando a distância entre a foz e o ponto extremo que divide o perímetro ao meio; maior largura da bacia (*L*), obtida considerando a maior extensão transversal ao comprimento axial; comprimento do canal principal (*C_{CP}*), aferido considerando a extensão do rio principal, incluindo suas curvas; comprimento do talvergue (*C_T*), obtido considerando a distância entre a nascente e a foz do rio principal; número de segmentos de drenagem (*N_D*); comprimento de drenagem (*C_D*); altitudes máxima e mínima da bacia (*H_{MÁX}*, *H_{MÍN}) e do canal principal* (*H_{MÁX-CP}*, *H_{MÍN-CP}*); declividade média da bacia (*S_{MÉD}*), obtida extraindo as declividades do MDE, e a declividade do canal principal (*S_{CP}* = (*H_{MÁX-CP} − H_{MÍN-CP})/<i>C_{CP}*).
- ✓ <u>Morfométricos</u>: densidade de drenagem ($D_D = C_D/A$); coeficiente de manutenção ($C_M = 1/D_D$); densidade hidrográfica ($D_H = N_D/A$); coeficiente de compacidade ($K_c = 0.28 \cdot P/\sqrt{A}$); fator de forma ($F_F = A/C_A^2$); índice de circularidade ($I_C = 4\pi \cdot A/P^2$); sinuosidade do canal principal ($S_{in} = C_{CP}/C_T$) e tempos de concentração: Kirpich ($t_c = 21.88 \cdot A^{0.41}/S_{CP}^{0.17}$) e US Corps of Engineers ($t_c = 11.46 \cdot C_{CP}^{0.76}/S_{CP}^{0.19}$), em que t_c é dado em minutos, a área *A* em km², o comprimento C_{CP} em km e a declividade S_{CP} em m/m.

4.2 Classificação do uso da terra e determinação dos coeficientes de rugosidade

Com o objetivo de obter uma classificação do uso da terra mais detalhada na região de estudo, foram utilizadas oito imagens da constelação de nanossatélites da empresa Planet

(PLANET, 2021), que possuem características gerais demonstradas na Tabela 4.1. Em virtude das vantagens proporcionadas pelas resoluções espacial e temporal, as imagens Planet podem servir para diversos tipos de estudos, incluindo o monitoramento de eventos dinâmicos como alterações do uso e cobertura da terra, derramamentos oceânicos e inundações (COOLEY et al., 2017; NAGEL et al., 2019).

Atributo	Descrição
Produto	Planet Scope Analytic Ortho Scene
Data e captura	10 de outubro de 2020
Resolução espectral	4 bandas: 1-azul; 2-verde; 3-vermelho; 4-infravermelho-próximo
Resolução espacial	3 m
Resolução radiométrica	Analytic Surface Reflectance (SR): 16-bit
Resolução temporal	diária
DATUM	WGS84
Projeção horizontal	UTM
Acurácia de posicionamento	RMSE < 10 m
Correções atmosféricas	Reflectância de topo de atmosfera; reflectância de superfície
Correções radiométricas	Coeficientes de calibração: valores radiométricos absolutos

Tabela 4.1: Principais características das imagens dos nanossatélites Planet

Fonte: Planet (2021), tabela 2-E.

Após a obtenção das imagens, elas foram analisadas visualmente, com o auxílio de mapas base do Google, hospedados em servidores da internet (*Web Map Services* – WMS), para determinar as características dos *pixels* que correspondem às classes de uso da terra existentes na região e atribuir as regras de treinamento da classificação. Optou-se por realizar uma classificação supervisionada das imagens, tendo em vista que ela possibilita um maior controle pelo analista sobre o processo de classificação, ainda que seja sujeita a maior subjetividade (MENESES; ALMEIDA, 2012; JENSEN, 2014).

Em todas as oito imagens obtidas para a região de estudo, foi realizada a inspeção visual e foram inseridos em torno de 400 pontos para cada categoria de uso da terra percebida, de forma a compor as camadas vetoriais que serviram de treinamento para as classificações. Essa amostragem de pontos foi feita de forma aleatória, buscando-se espalhar os pontos de forma mais abrangente possível por toda a extensão das imagens, sendo a quantidade de pontos definida após tentativas sucessivas de classificação e verificação do desempenho.

Após testes de classificação com 12 categorias, que resultaram em desempenhos insatisfatórios (baixos índices de desempenho), algumas categorias foram unidas de acordo

com a semelhança das características dos *pixels*. Sendo assim, a codificação inserida no atributo ID das camadas vetoriais seguiu as regras da Tabela 4.2.

Categorias de uso da terra	Código inserido no campo ID
Associação de caatinga/cultivos agrícolas	1
Caatinga arbustiva arbórea	2
Corpos d'água	3
Floresta estacional/mata ciliar	4
Pastagem (campos)	5
Sede municipal/povoados/distritos	6
Rodovia (asfalto)	7
Estrada de terra/solo exposto	8

Tabela 4.2: Codificação inserida nas camadas de treinamento das classificações

Com as camadas de treinamento definidas, foram utilizados três algoritmos de aprendizado de máquina: *Random Forest* (RF), *Support Vector Machine* (SVM) e Rede Neural (RN), aplicados em um *script* do *software* R desenvolvido por Abdi (2020). Por serem classificadores não paramétricos, que não fazem suposição quanto à distribuição estatística dos dados, eles são preferíveis para aplicações de imagens mutiespectrais (BELGIU; DRAGUT, 2016). Informações detalhadas sobre os algoritmos RF, SVM e RN podem ser obtidas em Breiman (2001), Mountrakis et al. (2011), Maxwell et al., (2018) e Abdi (2020).

Os resultados da aplicação desse *script* foram: (i) arquivos matriciais (*rasters*) de cada algoritmo classificador; (ii) as matrizes de confusão, matrizes que representam nas colunas as categorias de referência (realidade), nas linhas as categorias da classificação e em cada célula a quantidade de observações que foram classificadas na categoria; e (iii) os índices de desempenho Acurácia Global (equação 35) e Kappa de Cohen (equação 36).

A Acurácia Global mede a razão entre as observações corretamente classificadas (diagonal principal na matriz de confusão) e o total de observações (total de elementos da matriz de confusão). Já o índice Kappa de Cohen afere a proporção de concordância da classificação após a concordância casual é desconsiderada (COHEN, 1960; CONGALTON; GREEN, 2019).

$$AG = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^{r} X_{ii}$$
(35)

$$k = \frac{N \cdot \sum_{i=1}^{r} X_{ii} - \sum_{i=1}^{r} (X_{i+} \cdot X_{+i})}{N^2 - \sum_{i=1}^{r} (X_{i+} \cdot X_{+i})}$$
(36)

em que: AG = Acurácia Global ($0 \le AG \le 1$); N = número total de observações na matriz de confusão; r = número de linhas da matriz (8); X_{ii} = número de observações na linha i e coluna i; k = índice Kappa (-1 $\le k \le 1$); X_{i+} = total da linha i; e X_{+i} = total da coluna i.

Esses índices foram calculados automaticamente pelo *software* R após a separação dos pontos em 70% para o treinamento e 30% para a validação, utilizando a validação cruzada com 10 subconjuntos (*k-folds*). Considerando os valores referência do Kappa de Cohen (Tabela 4.3), é possível avaliar a concordância da classificação, indicando seu desempenho. Cada imagem foi classificada três vezes utilizando a mesma camada de treinamento. A classificação que obteve melhores índices AG e k foi escolhida para compor a região abrangida pela imagem.

Valor do Kappa	Concordância
$k \leq 0$	Péssima
$0 \le k \le 0,2$	Ruim
$0,2 < k \le 0,4$	Razoável
$0,4 < k \le 0,6$	Boa
$0,6 < k \le 0,8$	Muito boa
0,8 < k < 1,0	Excelente

Tabela 4.3: Escala de concordância da classificação com base no índice Kappa

Fonte: Congalton e Green (2019).

As categorias definidas na Tabela 4.2 foram então relacionadas com coberturas de superfícies reportadas na literatura para determinar o Coeficiente de Rugosidade de Manning, parâmetro fundamental para caracterizar o escoamento nos vales de jusante. Após consulta em tabelas presentes em Chow (1959) e em valores usualmente considerados em estudos de inundação (Tabela 2.14), foram identificadas coberturas que se associam com a classificação realizada, tendo como auxílio imagens de satélite para esclarecimento das condições de obstaculização de fluxo presentes tanto na calha dos rios quanto nas planícies.

Utilizando o QGIS, os *rasters* foram convertidos em vetores, os quais foram dissolvidos, codificados para a inserção dos coeficientes de Manning a depender do código ID de cada feição e mesclados, produzindo-se a camada vetorial que abrange toda a área de

estudo. Desta forma, os valores adotados estão demonstrados na Tabela 4.4, juntamente com a associação das coberturas classificadas.

Tabela 4.4: Associação entre as categorias de uso da terra, os códigos atribuídos na classificação e os Coeficientes de Manning selecionados para a análise da propagação da onda de cheia

Categorias de uso da terra	Código ID	Coeficientes de Manning
Associação de caatinga/cultivos agrícolas	1	0,040
Caatinga arbustiva arbórea	2	0,030
Corpos d'água (trechos sinuosos, com bancos de areia)	3	0,045
Floresta estacional/mata ciliar (vegetação fechada)	4	0,150
Pastagem (gramíneas/campos)	5	0,030
Sede municipal/povoados/distritos	6	0,016
Rodovia (asfalto)	7	0,016
Estrada de terra/solo exposto	8	0,025

Por fim, a caracterização do uso da terra serviu também como base para a determinação do Número de Curva (parâmetro CN do método SCS-CN). Analisando as tabelas fornecidas em USDA (2004b), foram feitas associações entre as categorias de uso da terra classificadas e as coberturas do solo, resultando nos valores demonstrados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Associação entre as categorias de uso da terra, as coberturas do solo e os valores do CN
para os diferentes grupos hidrológicos do solo

Categorias de uso da terra	Coberturas (associação com	Grupos hidrológicos			
	tabelas CN)	A	B	С	D
Associação de caatinga/cultivos agrícola	Cultivos: linha reta, boas ^{as} condições	63	75	83	87
Caatinga arbustiva arbórea	Campos: boas condições	30	58	71	78
Corpos d'água	Água	100	100	100	100
Floresta estacional/mata ciliar	Floresta: boas condições	25	55	70	77
Pastagem (gramíneas/campos)	Pastagem: médias condições	49	69	79	84
Sede municipal/povoados/distritos	Uso residencial: até 1.500 m ² de lote impermeável (30%)	57	72	81	86
Rodovia (asfalto)	Pavimentos (guias e drenagem)	98	98	98	98
Estrada de terra/solo exposto	Estradas de terra	72	82	87	89

4.3 Determinação dos hietogramas associados a períodos de retorno

4.3.1 Análise de consistência dos dados e testes estatísticos

Utilizando dados disponibilizados na plataforma *Hidroweb* da ANA (2021c), foram obtidas séries temporais de precipitações mensais e precipitações diárias nos postos pluviométricos detalhados na Tabela 4.6 e com localização nos entornos das respectivas cidades demonstradas na Figura 3.7.

Código Nome do posto Responsável Período de dados Lat / Long Altitude (m) -10,75 / -37,50 01037008 **SUDENE** 1593 - 2000180 Campo do Brito 01037014 Frei Paulo 1913 - 1984-10,55 / -37,53 DNOCS 272 -10,67 / -37,30 01037030 Malhador 1963 - 1984224 **SUDENE** 01037044 DNOS 1963 – 1999 -10,53 / -37,43 350 Ribeirópolis

Tabela 4.6: Postos pluviométricos utilizados para a construção dos hietogramas nas sub-bacias

Após a obtenção dos dados, procedeu-se à análise de consistência, prática recomendada pela ANA (2011) quando da utilização de dados hidrológicos. Como foram observadas algumas lacunas nas séries temporais de precipitações totais mensais, utilizou-se o método da regressão linear (TUCCI, 2004) para o preenchimento das falhas, tendo em vista a proximidade dos postos e a similaridade das condições hidrometeorológicas (AZEVEDO; SOUSA, 2020). Por possuir maior completude de dados, o posto pluviométrico de Santa Rosa de Lima foi utilizado como referência para a determinação das regressões lineares simples.

Com as lacunas preenchidas, obteve-se as médias históricas mensais e identificou-se o ano hidrológico (ano que começa nos meses mais chuvosos e termina no último mês mais seco). Em seguida, foram organizadas, em cada posto, as séries temporais: (i) precipitações acumuladas anuais, (ii) precipitações acumuladas no trimestre mais seco, (iii) precipitações acumuladas no trimestre mais úmido, e (iv) precipitações máximas diárias anuais.

Essas séries temporais foram então submetidas a testes estatísticos não paramétricos para avaliar existência de tendência, por meio do teste proposto por Mann (1945) e reformulado por Kendall (1975) e de estacionariedade, utilizando o teste de Spearman (1904) nas variáveis hidrológicas. A verificação da existência de tendências em variáveis hidrológicas é de fundamental importância para várias aplicações na hidrologia, como o gerenciamento de recursos hídricos, a operação de sistemas interligados e também no dimensionamento de estruturas (ELETROBRÁS, 2003; NAGHETTINI; PINTO, 2007; DETZEL et al., 2016; SILVA et al., 2019; BARBOSA et al., 2021)

O teste de tendência avalia se os valores da série temporal tendem a crescer ou decrescer, monotonicamente, ao longo do tempo (hipótese alternativa) ou se eles se mantêm em equilíbrio (hipótese nula). Já o teste de estacionariedade avalia se as observações nas séries temporais, excluídas as variações aleatórias, não variam com a cronologia de suas ocorrências (hipótese nula) ou se existe variação estatisticamente significante ao longo do tempo (hipótese alternativa). Utilizando os pacotes "pspearman" (SAVICKY, 2015) e "trend" (POHLERT, 2020), os testes estatísticos foram realizados no *software* R, considerando o nível de significância de 5%.

4.3.2 Estudo de chuvas intensas

Analisando as séries temporais de precipitações diárias máximas anuais, percebeu-se que elas apresentam a estacionariedade. Sendo assim, por já existirem equações Intensidade-Duração-Frequência (IDF) desenvolvidas para os municípios na região de estudo (ARAGÃO et al., 2013), optou-se por utilizá-las para a determinação dos cenários de afluência probabilísticos aos reservatórios, conforme recomendado por ANA (2016e). As equações IDF, que possuem forma geral demonstrada na equação 37, fornecem as intensidades de precipitação, *i* (mm/h) associadas a durações do evento chuvoso, t_D (min), e períodos de retorno, T_R (anos) variados, sendo *k*, *a*, *B* e *c* os parâmetros de ajuste.

$$i = \frac{k \cdot T_r^a}{(t_d + B)^c} \tag{37}$$

Na Tabela 4.7 estão demonstrados os parâmetros das equações IDF dos municípios considerados para a determinação dos hietogramas associados a períodos de retorno. Os municípios de Nossa Senhora das Dores, Siriri, Santa Rosa de Lima e Riachuelo foram considerados para a elaboração dos hietogramas nas sub-bacias que são afluentes aos trechos de rio que estão a jusante de Jacarecica II. Todos esses hietogramas foram transformados em hidrogramas através da modelagem chuva-vazão, que será discutida em seguida.

Para determinar as lâminas utilizadas para compor os hietogramas, foram utilizados os seguintes procedimentos:

- ✓ Considerou-se a discretização temporal de 5 min (∆t = 5 min), pois, de acordo com ASCE (1992) e Meselhe et al. (2009), quanto menores os intervalos de tempo, mais detalhadas serão os hietogramas gerados;
- ✔ Foram testadas diferentes durações totais dos eventos de chuva: o dobro, o triplo e o quádruplo dos tempos de concentração, T_c (obtidos pela equação 39), com o objetivo de

avaliar a influência da duração da chuva nos hietogramas gerados. Ressalta-se que, em aplicações de mapeamento de inundação e dimensionamento de infraestruturas de proteção, normalmente se consideram eventos de chuva com durações variando de 12h a 24 h, podendo, inclusive, exceder este valor (ASCE, 1992; WATT; MARSALEK, 2013). Após verificações dos hietogramas formados, recorreu-se à recomendação do Painel de Segurança de Barragens (SERGIPE, 2015d) de adotar a duração das chuvas como o quádruplo do tempo de concentração calculado nas sub-bacias ($T_D = 4.T_c$).

- ✓ Sendo assim, Considerando *j* o instante de tempo (variando de 1 até $T_D/\Delta t$), as durações das chuvas consideradas em cada passo foi de: $t_{d,j} = t_{d,(j-1)} + \Delta t$, sendo a primeira duração igual a 5 minutos. Ou seja, incrementalmente, de 5 em 5 minutos, foram inseridas as durações $t_{d,j}$ na equação 37 para o cálculo das intensidades pluviométricas, i_j , respectivas;
- ✓ Foram considerados períodos de retorno de 100, 500, 1.000 e 10.000 anos para compor os cenários de afluência, conforme recomendação de ANA (2016e).
- ✓ Com as intensidades i_j , foram calculadas as precipitações acumuladas em cada intervalo: $P_{AC,j} = i_j \times t_{d,j}$;
- ✓ Por fim, para obter as lâminas incrementais, a precipitação acumulada, $P_{AD,j}$ foi desacumulada: $P_{INC,j} = P_{AC,j} P_{AC,j-1}$.

Município	k	a	В	С
Malhador	960,7	0,164	10,52	0,753
Ribeirópolis	1080,5	0,061	10,52	0,753
Campo do Brito	868,3	0,204	10,52	0,753
Frei Paulo	795,3	0,135	10,52	0,753
Nossa Senhora das Dores	838,7	0,161	10,52	0,753
Siriri	1004,3	0,161	10,52	0,753
Santa Rosa de Lima	1022,9	0,088	10,52	0,753
Riachuelo	944,2	0,110	10,52	0,753

Tabela 4.7: Parâmetros das equações IDF dos municípios considerados no estudo

Fonte: Aragão et al. (2013)

4.3.3 Distribuição temporal e espacial das chuvas

Obtidas as lâminas precipitadas em cada intervalo de tempo de 5 min, utilizou-se a distribuição temporal de Huff (1967) para compor os hietogramas. Optou-se por esse modelo de discretização devido a sua larga utilização em estudos de chuvas intensas e também por

permitir avaliar o efeito de diferentes momentos em que o pico da precipitação ocorre ao longo da duração do evento.

Foram feitos testes com todos os quartis da distribuição de 50% de probabilidade de Huff, utilizando os percentuais de precipitação acumulada de acordo com os percentuais acumulados de duração da chuva obtidos em Huff (1990), para verificar qual fornecia as condições mais desfavoráveis em termos de precipitação.

A principal diferença de um quartil para outro é a definição do momento em que o pico da precipitação ocorre, e isso influencia na capacidade de resposta da bacia hidrográfica em termos de vazão superficial: chuvas com picos nos primeiros momentos do evento, geralmente resultam em menores escoamentos superficiais diretos (ESD), pois o solo recebe a maior intensidade de chuva quando possui alta capacidade drenante. Em contrapartida, maiores ESD são percebidos quando a precipitação atinge seu máximo próximo do fim do evento chuvoso, pois o solo já encontra-se saturado ao receber o pico da chuva (TUCCI, 2004). Observando os hietogramas formados, optou-se por considerar a distribuição temporal de Huff 4º Quartil, pois foi a que gerou precipitações mais intensas.

Por serem sub-bacias com áreas superiores a 25 km², a distribuição espacial das chuvas se faz necessária (ASCE, 1992). A transformação da lâmina precipitada obtida pelas equações IDF (precipitação pontual) na precipitação média na bacia hidrográfica é feita através do Fator de Redução de Área (FRA). Em estudos conduzidos por BRASIL (2005b), foram elaboradas equações para o cálculo do FRA, em vez de consulta a valores tabelados e gráficos. Sendo assim, a equação 38 foi utilizada neste trabalho para determinar o FRA, considerando D a duração do evento chuvoso (horas) e A a área da bacia hidrográfica (km²):

$$FRA = \frac{35\log(0,7D+1)}{35\log(0,7D+1) + \log^2(A/5)}$$
(38)

Devido a sua simplicidade e aplicação facilitada em ambiente GIS, foram calculados os polígonos de Thiessen (1911) para determinar a área de influência de cada posto utilizado na determinação dos hietogramas em cada sub-bacia. Utilizando o QGIS, foi executada a ferramenta Diagramas de Voronoi, que computa a área de influência de pontos (representando as estações pluviométricas) sobre polígonos (representando as áreas das sub-bacias delimitadas).

Com as discretizações temporal e espacial definidas, os hietogramas com períodos de retorno associados foram elaborados. A etapa seguinte envolveu a transformação destes hietogramas em hidrogramas, utilizando o método do hidrograma unitário do SCS-CN.

4.4 Transformação dos hietogramas em hidrogramas

Nesta etapa, foi utilizado o programa HEC-HMS para modelar os processos envolvidos na transformação da chuva total uniformemente distribuída em escoamento superficial, procedimento conhecido como modelagem chuva-vazão. Recorreu-se ao modelo do NRCS-CN (USDA, 2004a) por ser uma metodologia simples, largamente utilizada e, por requisitar de quantidade reduzida de parâmetros, adequada para a aplicação em bacias hidrográficas não monitoradas, como é o caso da região de estudo (CUNHA et al., 2015).

Por simplificação e falta de dados precisos sobre os canais dos rios, foi utilizada a modelagem concentrada em cada sub-bacia delimitada, considerando os módulos de precipitação (hietogramas informados), infiltração (método do NRCS-CN) e transformação chuva efetiva – escoamento superficial (hidrograma unitário do NRCS). Apesar da falta de dados para modelar os rios, a rede de drenagem foi computada através das ferramentas de geoprocessamento inseridas no HEC-HMS, gerando um MDE adequado para a modelagem hidrológica (item 4.1).

No módulo de infiltração, foi inserido o parâmetro CN_{MEDIO} de cada sub-bacia (que já considera as parcelas impermeabilizadas de cobertura da terra). O parâmetro foi calculado através da ponderação dos valores de referência do CN (Tabela 4.5) com relação ao percentual que cada uso da terra e cada tipo de solo possui na área da sub-bacia.

Por exemplo, na Tabela 4.5 são demonstrados os valores referência dos CN para 8 categorias de uso da terra e 4 grupos hidrológicos de solos. Utilizando a camada vetorial dos tipos de solo presente no Atlas Digital de Sergipe (SERGIPE, 2012), determinou-se a área abrangida pelos tipos de solo em todas as sub-bacias. Considerando a classificação proposta por Sartori (2005), definiu-se a associação entre os tipos de solo existentes e os grupos hidrológicos correspondentes (Tabela 4.8). Com essas áreas, o CN_{MÉDIO} foi calculado.

l abela 4.8: Associação	entre tipos de solo es	xistentes has sub-bacias	e grupo hidrologico do solo

Tipo de solo	Luvioss. PVA	Neoss. Aluv.	Planossolo	Argiss. PVA	Chernossolo	Vertissolo	Gleissolo
Grupo hidrológico	В	С	D	D	D	D	D

Luvioss. PVA = Luviossolos Podzólico Vermelho Amarelo; Neoss. Aluv. = Neossolos Aluviais; Argiss. PVA = Argissolo Podzólico Vermelho Amarelo.

Determinado o CN_{MED} nas sub-bacias, utilizou-se a camada vetorial da hidrografia, presente no Atlas Digital de Sergipe, e o MDE NASADEM para determinar a extensão dos rios principais e as cotas de nascente e de foz. Com essas informações, foi possível determinar

os tempos de concentração, considerando a recomendação de Silveira (2005) de utilizar a equação empírica desenvolvida pelo USACE (equação 39) para o cálculo do tempo de concentração (em horas) das sub-bacias, em que L é o comprimento (km) do rio principal da bacia e S é a declividade (m/m) da bacia, medida pela razão entre o desnível desde a nascente até a foz do rio principal e seu comprimento L:

$$T_c = 0.191 \cdot L^{0.76} \cdot S^{-0.19} \tag{39}$$

No módulo de transformação chuva-vazão, utilizou-se o modelo do hidrograma unitário do NRCS. O único parâmetro necessário foi o tempo de retardo (T_r) , que foi calculado conforme a equação 40, sendo T_c o tempo de concentração (equação 39):

$$T_r = 0.6 \cdot T_c \tag{40}$$

A modelagem da precipitação foi realizada com os hietogramas calculados conforme a seção 4.3, sendo apenas inseridas as respectivas séries temporais de precipitação incremental no componente de série temporal do programa.

Por fim, no componente de especificações de controle, foi selecionada a mesma discretização temporal presente nos hietogramas (5 minutos) e determinou-se as durações das simulações, de maneira que fossem entre 1,5 e 2,0 vezes a duração do evento chuvoso, para dar tempo de o hidrograma resultante nos exutórios atingir o pico e completar a recessão.

Para simular o escoamento básico nos hidrogramas, foi utilizada a regionalização da vazão média de longo termo (Q_{MLT}) do posto fluviométrico de Santa Rosa de Lima (código Hidroweb: 50080000). De acordo com CPRM (2014), a Q_{MLT} do posto vale 4,06 m³.s⁻¹ e sua área de drenagem é de 2.072,19 km². Sendo assim, a vazão de longo termo unitária ($Q_{MLT,un}$) é de 0,001959 m³.s⁻¹.km⁻². Portanto, considerando as áreas de cada sub-bacia, foram estipuladas vazões médias de longo termo regionalizadas.

Optou-se por utilizar a Q_{MLT} (e não a vazão de 95% de permanência, $Q_{95\%}$, por exemplo) pois a $Q_{95\%}$ está associada a condições de seca, enquanto que a Q_{MLT} se associa a vazões que ocorrem em condições hidrológicas mais favoráveis. Isso resulta em escoamentos básicos maiores, comparados aos que seriam gerados utilizando a $Q_{95\%}$, o que reflete em condições de afluência mais significativas. Ainda assim, as vazões que compõem o escoamento básico foram bem menores do que as vazões que resultaram das transformações da chuva em vazão ou ainda do rompimento dos barramentos.

4.5 Estipulação dos cenários de ruptura

De acordo com ANA (2016e), devem ser considerados diferentes cenários de ruptura, envolvendo a variação dos dados de entrada das simulações, a fim de tentar amenizar as suas incertezas. Foram então estipuladas as variações nos seguintes dados de entrada: (i) parâmetros de formação das brechas; (ii) armazenamento inicial dos reservatórios; (iii) gatilhos para a abertura das brechas; e (iv) vazões afluentes aos reservatórios.

4.5.1 Formação das brechas de ruptura

Para a barragem Jacarecica I (concreto gravidade), foi considerada uma brecha causada por falha monolítica e desenvolvida no vertedor, com as dimensões detalhadas na Tabela 4.9, em que B_s é a largura da base inferior da brecha, H_b é a altura da brecha, Z é a componente horizontal da inclinação das paredes laterais da seção trapezoidal suposta para a brecha, t_f é o tempo de formação da brecha e a progressão refere-se à lei que determina a evolução da brecha no tempo.

Tabela 4.9: Parâmetros da brecha hipotética no barramento de Jacarecica I.

B _s (m)	$H_{b}(m)$	Z	$\mathbf{t}_{\mathrm{f}}\left(\mathbf{h}\right)$	progressão
30,0	10,0	0	0,20	senoidal

Na progressão senoidal, a brecha se forma mais lenta e termina de forma mais rápida do que a progressão linear, que admite taxa constante de abertura da brecha ao longo do tempo. Estes valores foram definidos de forma hipotética, respeitando a geometria do vertedor da barragem e as dimensões relatadas na literatura para rompimentos de barragens de concreto gravidade (WAHL, 1998; ATALLAH, 2002; GEE, 2008).

Considerando esses valores como o cenário "referência", foram propostos Fatores de Ajuste ("FAs") de 0,8; 1,0; 1,2 aplicados nos parâmetros largura (B_s), altura (H_b) e tempo de formação (t_f), conforme organizado na Tabela 4.10. Os FAs foram propostos para obter a variação referente à variável de entrada "parâmetros da brecha" para a análise de sensibilidade, sendo os valores destacados em negrito e em itálico os escolhidos para compor o cenário "referência", ou seja, são os valores referentes às brechas que foram utilizados quando da composição dos cenários de variação das outras variáveis de entrada.

Tabela 4.10: Cenários de formação da brecha na barragem de Jacarecica I.

			•	
FA	B _s (m)	$H_{b}(m)$	t _f (h)	progressão
0,8	24	8	0,25	senoidal
1,0	30	10	0,20	senoidal
1,2	36	12	0,17	senoidal

A aplicação dos FAs nos parâmetros das brechas funcionou da seguinte maneira: para B_s , H_b e Z, realizou-se a multiplicação pelos FAs. Para o tempo de formação, t_f , foi feita a divisão pelos FAs. Desta maneira, brechas com menores dimensões e com maiores tempos de formação (comparados ao cenário "referência") refletem rupturas menos impactantes, enquanto que brechas com maiores dimensões e menores tempos de formação simulam rupturas com maior potencial devastador nos vales de jusante.

Ademais, desconsidera-se o significado físico que a aplicação dos fatores exerce na relação entre os parâmetros: a linearização da variação entre os parâmetros com a aplicação destes fatores pode não acontecer na realidade (possa ser que aplicando o FA de 0,6 na largura média, B_s, não signifique que a brecha formada possua 60% da altura de referência, H_b, por exemplo).

Para a formação da brecha da barragem Jacarecica II (barragem de terra, falha por erosão interna), foram avaliadas as equações empíricas presentes no HEC-RAS, Tabela 2.8, para determinar o cenário "referência". Os parâmetros largura média ($B_{méd}$), tempo de formação (t_f) e componente horizontal das paredes laterais (Z) da seção trapezoidal assumida foram obtidos após a aplicação das equações dos três modelos. A altura da brecha (H_b) foi considerada também de 10 m.

Na equação proposta por Von Thun e Gillette (1990), a constante C_b foi obtida de acordo com os intervalos presentes na Tabela 4.11, considerando que Jacarecica II possui capacidade de 26,23 hm³ (Tabela 3.4). Foi considerada que a altura da água acima da base da brecha equivale à altura da brecha e a componente horizontal da parede lateral da brecha (Z) a 0,40. Ademais, no cômputo do tempo de formação da brecha utilizou-se a equação 7.

1 3	
Capacidade do reservatório, m ³	C _b (m)
$V < 1,23.10^{6}$	6,1
$1,23.10^6 < V < 6,17.10^6$	18,3
$6,17.10^6 < V < 1,23.10^7$	42,7
$V > 1,23.10^7$	54,9

Tabela 4.11: Intervalos para obtenção da constante C_b .

Fonte: USACE (2021a).

Para as equações propostas por Froehlich (1995; 2008), foi considerado o modo de falha galgamento, o que guiou a escolha da constante K_0 . O volume do reservatório na falha foi considerado como sendo a capacidade máxima do reservatório, para contemplar o cenário mais desfavorável. Observando os resultados obtidos pelas equações empíricas (Tabela 4.12), considerou-se os parâmetros resultantes do modelo empírico de Froehlich (2008) como o

cenário "referência", por se tratar de um estudo mais recente, que utilizou mais casos de rompimento de barragem para a proposição da equação empírica. Os "FAs" (0,8 e 1,2) foram aplicados no cenário "referencia", resultando então nos valores informados na Tabela 4.13.

_	Equação		B _{méd} (n	n) -	t _f (h) H _i	(m)	Ζ	_
V	/on Thun; Gillette (19	90)	79,9		2,	0 1	0,0	0,40	-
	Froehlich (1995)		92,5		2,	7 1	0,0	1,40	
	Froehlich (2008)		91,0		2,	9 1	0,0	1,00	
Tabela 4.13: Cenários de formação da brecha na barragem de Jacarecica II.									ica II.
	Equação	Bm	_{iéd} (m)	t _f (ł	1)	H _b (m)	Z	progr	essão
Froehli	ch (2008) - FA (0,8)	7	72,8	3,6	5	8,0	0,80	seno	oidal
Froehl	ich (2008) - FA (1,0)	9	91,0	2,9)	10,0	1,00	seno	oidal
Froehli	ch (2008) - FA (1,2)	1	09,2	2,4	1	12,0	1,20	seno	oidal

Tabela 4.12: Resultados dos parâmetros formadores da brecha provenientes dos modelos empíricos.

4.5.2 Armazenamentos iniciais dos reservatórios

Foram considerados armazenamentos iniciais em 50%, 75% e 100% da capacidade total das barragens (4,05 hm³ para Jacarecica I e 26,03 hm³ para Jacarecica II), sendo o armazenamento de 100% considerado o cenário "referência". Considerando as curvas cotaárea-volume dos reservatórios (figuras 4.2 e 4.3), foram então obtidas as elevações do nível de água que representam estes armazenamentos, conforme demonstrado na Tabela 4.14.

Tabela 4.14: Elevações (m) da superfície da água, a depender dos armazenamentos (%), para compor as condições iniciais nos reservatórios

Decementárie —	Armazenamentos (%)							
Reservatorio	50	75	100					
Jacarecica I	145,30	146,80	148,07					
Jacarecica II	63,11	67,22	70,39					

Figura 4.2: Curvas cota-área-volume do reservatório da barragem Jacarecica I.





Figura 4.3: Curvas cota-área-volume do reservatório da barragem Jacarecica II.

Fonte: Sergipe (2018b).

4.5.3 Gatilhos de rompimento

Foram considerados gatilhos de rompimento ("*Trigger Failure At*" – TFA) iniciando quando a superfície da água nos reservatórios atinge diferentes elevações, que dependem do modo de falha no barramento. Para que a barragem seja galgada, é preciso que o nível de água no reservatório atinja ou supere a cota de coroamento da barragem. Em contrapartida, o modo de ruptura por erosão interna ou por falha monolítica está relacionado às propriedades resistivas dos materiais constituintes do barramento. Com um grande volume armazenado, os materiais podem não resistir aos esforços hidráulicos, ocasionando o rompimento por falha estrutural.

Determinar gatilhos de ruptura vinculados ao atingimento de elevações do nível da água inferiores à cota do coroamento reflete cenários favoráveis à segurança das barragens, pois ainda seria permitido armazenamento superior (até a cota do coroamento) ao que existia no momento falha simulada.

Analisando as informações referentes à estrutura das barragens (Tabela 3.3), verificase que as soleiras dos vertedores de Jacarecica I e Jacarecica II estão assentadas, respectivamente, nas cotas de 148,07 m e 70,39 m. Além disso, que as alturas dos vertedores são de 5,0 m e 6,5 m, respectivamente. Para garantir que os vertedores entrem em operação (vertedores de superfície livre, sem comportas para controlar o vertimento), foram consideradas elevações do nível da água acima das cotas de suas soleiras para serem os gatilhos de rompimento (TFA).

Assim, dividiu-se as alturas dos vertedores em 3, obtendo-se o espaçamento entre as elevações consideradas para o início dos rompimentos (Tabela 4.15). Os valores em negrito e

em itálico representam o cenário "referência", escolhidos para representar o rompimento em pior condição: elevações que garantem a operação dos vertedores, mas sem atingir a capacidade máxima das barragens (desconsiderando, a favor da segurança, o armazenamento até atingir a cota de coroamento).

Reservatório	<i>TFA-1</i> (m)	TFA-2 (m)	TFA-3 (m)*
Jacarecica I	149,74	151,41	153,22
Jacarecica II	72,56	74,43	77,04

Tabela 4.15: Cenários avaliados para o gatilho da ruptura (TFA).

*Nestes cenários, para simular o galgamento das barragens, uma lâmina de 15 cm foi adicionada acima das cotas de coroamento, conforme recomendação da ANA (2016e).

4.5.4 Afluências probabilísticas

As afluências aos reservatórios foram determinadas por meio da transformação chuvavazão utilizando o método do SCS-CN inserido no HEC-HMS. Para tanto, cada sub-bacia foi carregada separadamente, constituindo modelos concentrados. Os parâmetros necessários foram o CN_{MED} e o tempo de retardo (equação 40), e os dados de entrada foram os hietogramas distribuídos temporalmente por Huff 4° quartil e espacialmente pela aplicação dos coeficientes do FRA e de Thiessen.

Períodos de retorno de 100, 1.000 e 10.000 anos foram considerados para a composição dos hidrogramas probabilísticos de afluência para a análise de sensibilidade, sendo o de 10.000 anos o cenário "referência", por representar a pior condição de afluência.

4.5.5 Cenários de ruptura mais provável e extrema

Com o objetivo de elaborar os mapas de inundação e o zoneamento de risco foram considerados os cenários de ruptura mais provável e o de ruptura extrema para ambas as barragens, conforme recomendado por ANA (2016e). A ruptura mais provável envolve a simulação de cenários que considerem falhas nas barragens em condições usuais de operação e de afluência. Por sua vez, a ruptura extrema deve envolver os piores cenários: agravamento dos parâmetros das brechas e simulações de eventos hidrometeorológicos extremos.

Em ambas as condições de ruptura, devem ser consideradas falhas em "dias de sol" e "dias de chuva". Nos dias de sol, considera-se que a vazão afluente corresponde à vazão média de longo período ou vazões associadas a eventos chuvosos com períodos de retorno (TR) em torno de 100 a 500 anos, e que mecanismos estruturais (falha monolítica/erosão interna) provocam a ruptura. Nos dias de chuva, em contrapartida, as vazões afluentes possuem TRs entre 5.000 a 10.000 anos e as falhas ocorrem por mecanismos hidráulicos (galgamento) (ANA, 2016e).

Considerando que o nível máximo normal dos reservatórios é a cota da soleira de seus vertedores, que o galgamento ocorre quando a elevação da superfície de água no reservatório atinge a cota de coroamento acrescida de uma folga de 15 cm e que os parâmetros das brechas estão descritos nas tabelas Tabela 4.10 (Jacarecica I) e Tabela 4.13 (Jacarecica II), foram utilizados os cenários presentes na Tabela 4.16. Para as rupturas máximas prováveis, foram considerados armazenamentos iniciais inferiores à capacidade máxima normal dos reservatórios, representando condições usuais de operação. Já para as rupturas extremas, considerou-se o armazenamento inicial equivalente às capacidades máximas.

	Arm.		Jacarecica I				Jacarecica II					
Cenários	TR (anos)	s) $\frac{\text{inic}^1}{(\%)}$	Cotas ² (m)	B (m)	H (m)	Z	$t_{f}(h)$	Cotas ² (m)	B (m)	H (m)	Z	$t_{f}(h)$
Ruptura mais pro	vável											
Dia de sol	100	50	149,74	20	10	0	0.20	72,56	01	10	1.0	2.0
Dia de chuva	5.000	75	153,22	30	10 0	0,20	77,04	91	10	1,0	2,9	
Ruptura extrema												
Dia de sol	500	100	149,74	26	10	0	0.17	72,56	100.2	10	1.2	2.4
Dia de chuva	10.000	100	153,22	50	12 0		0,17	77,04	- 109,2	12	1,2	∠,4

Tabela 4.16: Cenários de ruptura mais provável e extrema propostos para o estudo.

¹Arm. inic = Armazenamento inicial nos reservatórios (Tabela 4.14); ²Elevação da superfície da água no reservatório quando ocorre o rompimento (gatilhos – TFAs).

Utilizando o MDE NASADEM, os coeficientes de Manning espacializados e as equações completas de Saint-Venant, incluindo considerações do Efeito Coriolis e do escoamento turbulento, os cenários de ruptura mais provável e extrema foram simulados. Os resultados (vazões, velocidades e profundidades máximas em pontos de interesse) das simulações com estes cenários foram verificados ao longo dos vales de inundação, a fim de comparar com os resultados obtidos com a aplicação da Metodologia Simplificada da ANA (FERNANDES et al., 2021) na barragem Jacarecica II e determinar o zoneamento de risco nos vales de jusante das barragens.

4.6 Geometrias, condições de contorno e configurações do modelo hidrodinâmico

Após a obtenção dos dados de entrada, as simulações de rompimento foram realizadas no HEC-RAS, versão 6.0 (USACE, 2021a). Para tanto, foram realizadas as seguintes etapas:

Inserção do arquivo de projeção do sistema de coordenadas e de imagem de satélite

No sítio eletrônico da EPSG.io (https://epsg.io/31984), foi obtido o arquivo contendo o Sistema de Coordenadas de Referências (SCR) EPSG:31984 (DATUM SIRGAS2000,

projeção horizontal UTM, Zona 24S, meridiano central 39° W), o qual foi inserido no programa. Além disso, para guiar a inserção das geometrias, foi utilizada a imagem de satélite WMS híbrida do Google, que facilitou a localização de feições como pontes, residências, indústrias, entre outras.

Criação do terreno e das geometrias

No módulo de geoprocessamento do HEC-RAS, RAS Mapper, o MDE NASADEM foi inserido. Então, procedeu-se à definição das geometrias:

✔ Reservatórios

O reservatório de Jacarecica I, que recebe apenas a afluência de sua bacia de contribuição, foi modelado utilizando a geometria de Área de Armazenamento (*Storage Area*), que utiliza as curvas cota-area-volume (Figura 4.2) e, considerando uma elevação da superfície de água única em cada intervalo computacional, determina o armazenamento (*level pool routing*). Essa consideração é adequada para reservatórios largos e curtos, que conseguem manter o nível de água praticamente constante na sua operação (GOODELL; WAHLIN, 2009).

Já para o reservatório de Jacarecica II, por ser bastante ramificado e ter formato longo e comprido, o escoamento que o atravessa é similar ao que ocorre em um rio ou um canal, apresentando diferentes declividades da superfície da água ao longo da sua extensão. Logo, neste caso, a forma mais apropriada de modelá-lo é considerar uma malha 2D (*2D Flow Area*) e utilizar as equações dinâmicas de Saint-Venant (*full dynamic wave routing*) (USACE, 2014; 2021b).

Diferentemente do que ocorre para o reservatório de Jacarecica I, percebeu-se que o MDE NASADEM contém a variação da elevação no reservatório (batimetria) de Jacarecica II (conforme demonstrado no perfil longitudinal do rio Jacarecica, Figura 3.8), o que justifica ainda mais a utilização da malha 2D para modelar o escoamento que o atravessa. Na Figura 4.4 é demonstrada a comparação entre a curva cota-volume extraída do MDE e a curva cota-volume obtida por Sergipe (2018b) (Figura 4.3). Percebe-se que existe uma diferença de valores, mas o comportamento da curva é o mesmo.

Como o MDE está descrevendo as elevações do terreno dentro e fora da região do reservatório, utilizar a batimetria extraída dele é adequado. Caso fosse inserida a batimetria obtida por Sergipe (2018b), uma descontinuidade das cotas seria criada, prejudicando as simulações.



Figura 4.4: Comparação das curvas cota-volume para o reservatório de Jacarecica II

No caso do reservatório de Jacarecica I, o MDE registra uma elevação constante de 146 m (Figura 3.8), representando o nível da água no momento em que o dado orbital foi capturado. Ainda que o MDE não forneça a batimetria do reservatório, ela foi informada através da curva cota-volume, que é utilizada pelo algoritmo do programa para determinar a elevação do nível de água no reservatório todo em cada instante de tempo, considerando o volume afluente. Ademais, como o reservatório foi modelado como Área de Armazenamento, não é necessário possuir a batimetria inserida no MDE que descreve o terreno, tendo em vista que a elevação da superfície da água é calculada pela curva cota-volume apenas nos limites da geometria inserida para o reservatório, ou seja, o programa não realiza qualquer cálculo no exterior da Área de Armazenamento.

✔ Área de fluxo 2D

Três áreas de fluxo 2D foram inseridas: (i) "Jusante_Jac1", abrangendo o vale de jusante de Jacarecica I (do vertedor da barragem até a entrada do reservatório de Jacarecica II), (ii) "Reserv_Jac2", para modelar o escoamento pelo reservatório de Jacarecica II, conforme comentado acima, e (iii) "Jusante_Jac2", abrangendo o vale de jusante de Jacarecica II: do vertedor da barragem até o final da simulação, ponto localizado aproximadamente a 3,5 km a jusante da ponte sobre o rio Sergipe que pertence à rodovia SE-245 no município de Riachuelo (Avenida Julio Vieira de Andrade). Este ponto final da modelagem foi definido ao observar que a propagação da onda atingiu uma região rural, já não provocando mais efeitos na cidade de Riachuelo.

O traçado das áreas de fluxo 2D foi definido utilizando a visualização do terreno fornecida pelo MDE. De maneira geral, procurou-se incluir todas as regiões que poderiam proporcionar escoamento devido à propagação da onda de cheia.

Foram ainda inseridas linhas de quebra (*breaklines*) ao longo do traçado dos rios, utilizando a camada de hidrografia presente no Atlas Digital e corrigindo, onde necessário, o caminhamento, após observações de perfis transversais extraídos do MDE NASADEM. Além das linhas de quebra, foram estabelecidas regiões de refinamento (*Refinement Regions*) abrangendo as margens do rio Jacarecica em toda a sua extensão, as confluências dos rios principais das sub-bacias delimitadas com o rio Jacarecica, por onde os hidrogramas laterais foram inseridos como condição de contorno, a região da indústria Sergipe Industrial e o contorno da cidade de Riachuelo, conforme demonstrado na Figura 4.5.





Reserv_Jac1 = Reservatório de Jacarecica I; **Macela** = região de refinamento (RRef) da confluência do riacho Açude Macela com o rio Jacarecica; **Rio_Jac_2D-FA-Jus-Jac1** = RRef do rio Jacarecica na área de fluxo 2D "Jusante_Jac1"; **RefReg:Reserv_Jac2** = RRef do contorno do reservatório de Jacarecica II; **Rio_Jac_2D-FA-Jus-Jac2** = RRef do rio Jacarecica na área de fluxo 2D "Jusante_Jac2"; **RioDangra** = RRef da confluência do rio Dangra com o rio Jacarecica; **SergipeIndustrial** = RRef do contorno da indústria têxtil Sergipe Industrial; **RioSergipe** = RRef da confluência do rio Sergipe com o rio Jacarecica; **Riachuelo** = RRef do contorno da cidade de Riachuelo.

O objetivo da utilização dessas ferramentas foi o de detalhar a malha 2D com maior precisão nas regiões consideradas, definindo espaçamentos mais refinados e alinhando as faces de suas células com os elementos controladores de fluxo no terreno, para que o cômputo das tabelas hidráulicas e variáveis de estado, que acontece nas faces das células da malha 2D, fosse detalhado de forma satisfatória (USACE, 2021c).

✓ Coeficientes de Manning

A camada vetorial com os coeficientes de Manning espacializados (Tabela 4.4) foi importada e associada ao terreno, definindo uma das condições de contorno necessárias para as áreas de fluxo 2D. Ainda que o mais recomendado em modelagens hidrodinâmicas de rompimento de barragem seja realizar a calibração dos coeficientes de rugosidade com aferições de campo, o processo realizado (espacialização dos coeficientes de rugosidade baseando-se na classificação do uso da terra) para calibrar o modelo foi a solução mais adequada, tendo em vista a impossibilidade de realizar medições de campo durante o período da pesquisa, em virtude das restrições impostas pela pandemia do COVID-19.

✓ Barragens

Jacarecica II

7.00

As seções das barragens foram inseridas através da conexão Área de Armazenamento/Área de Fluxo 2D (*SA/2D Flow Area Connection*). Na edição da conexão, foram ajustadas as seções transversais das barragens, informando suas dimensões e cadastrando a curva-chave de seus vertedores, conforme informações obtidas em Sergipe (2018b) e resumidas na Tabela 4.17.

	Bai	rramento	Vertedor				
Barragem	Largura (m)	Cota da crista (m)	Largura (m)	Altura útil (m)	Cota da soleira (m)		
Jacarecica I	2,00	153,07	65,00	5,00	148,07		

30.00

6,50

70.39

76,89

Tabela 4.17: Informações dos barramentos inseridas na caixa de diálogo da conexão SA/2D Flow Area

Ademais, definiu-se as vinculações de cada barragem: a barragem de Jacarecica I vincula-se a montante com o reservatório (*Storage Area*) "Reserv_Jac1" e a jusante com a área de fluxo 2D "Jusante_Jac1". Já a barragem de Jacarecica II possui vinculação de montante com a área de fluxo 2D "Reserv_Jac2" e de jusante com a área de fluxo 2D "Jusante Jac2".

Resolução da malha 2D e instante de tempo computacional

Após a criação de todas as geometrias, com as resoluções da malha 2D definidas na Tabela 4.18 (valores escolhidos após testes consecutivos de simulações preliminares), a malha computacional foi gerada, permitindo a criação das tabelas com informações hidráulicas (relações elevação-volume, vazão-volume, raio hidráulico, rugosidade, entre outras) de cada célula pelo algoritmo de pré-processamento do programa (USACE, 2021c).

Com relação ao instante de tempo computacional, a sua adoção requer simulações de teste, para que sejam adotados valores adequados ao tipo de equação utilizada e de domínio modelado. Normalmente, o modelo Difusivo permite simulações com instantes de tempo

computacionais maiores, enquanto que o modelo hidrodinâmico completo necessita de um passo de tempo reduzido (USACE, 2021a).

Geometria	Resolução da malha	Formato geométrico
Áreas de fluxo 2D "Jusante_Jac1" e "Jusante_Jac2"	50 x 50	Polígono
Área de fluxo 2D "Reserv_Jac2"	30 x 30	Polígono
Traçados dos rios e pontes	20 x 20*	Linha
Margens dos rios, casas, Sergipe Industrial, Riachuelo	20 x 20	Polígono

Tabela 4.18: Detalhes das geometrias a serem inseridas em cada cenário das simulações.

*Referente ao refinamento da malha 2D ao longo da linha

Após simulações preliminares, verificou-se que instantes de tempo reduzidos (abaixo dos 30 segundos) resultam em simulações com menores instabilidades numéricas (percebidas pelos percentuais de erro no cômputo da conservação de volume nas células da malha 2D e variações bruscas nos perfis e gráficos das variáveis de saída). Desta forma, utilizou-se o intervalo computacional de 5 segundos, considerando o ajuste automático pelo programa de acordo com a condição de Courant.

Na modelagem bidimensional, o número de Courant indica a relação entre a distância percorrida pela onda de cheia em cada instante de tempo e a resolução da malha 2D: caso a relação seja muito maior do que 1,0 (usualmente, o limite máximo em simulações não permanentes é 3,0 (USACE, 2021a)), significa que a onda passa por várias células no instante de tempo e descontinuidades no cômputo das variáveis de estado podem acontecer. Assim, em estudos de rompimento de barragem, recomenda-se a utilização de instantes de tempo pequenos e que possam ser ajustados com base no número de Courant, valor definido em 1,0 para o presente estudo.

Condições de contorno

✔ Reservatórios

As condições de contorno associadas ao reservatório de Jacarecica I foram a curva cota-volume, os armazenamentos iniciais e os hidrogramas afluentes obtidos pela transformação chuva-vazão em sua bacia de contribuição.

Já para o reservatório de Jacarecica II, foram definidas elevações da superfície da água como condição inicial e para as afluências foram inseridos os hidrogramas provenientes da transformação chuva-vazão na sub-bacia incremental entre os reservatórios (item 4.1). Ressalta-se que a afluência ao reservatório é determinada pelo programa considerando as condições de contorno inseridas e a propagação do escoamento dos trechos de montante.

✔ Área de fluxo 2D

As condições de contorno na área de fluxo 2D foram hidrogramas laterais, inseridos nas confluências dos afluentes com o rio Jacarecica. Ainda, no fim do trecho simulado, foi inserida a profundidade normal (aproximação da declividade da linha de energia do escoamento através da declividade do terreno), extraída pelo MDE, no valor de 0,0095 m/m.

✓ Barragens

Os parâmetros de formação das brechas foram inseridos nos planos das simulações para caracterizar as aberturas nos barramentos. As dimensões, o tempo de formação e a forma de progressão da brecha foram inseridos conforme demonstrado nas tabelas 4.9 e 4.13.

O tipo de falha (erosão interna ou galgamento) foi definido de acordo com os gatilhos de rompimento (Tabela 4.15): gatilhos com cotas inferiores à cota da crista foram simulados como erosão interna, enquanto que o galgamento foi considerado quando o gatilho ocorre em cotas iguais ou superiores à crista dos barramentos. Por fim, as curvas de descarga dos vertedores (Figura 4.6) (SERGIPE, 2018b) foram inseridas a fim de determinar as vazões vertidas em função da elevação do nível da água nos reservatórios.





4.7 Mapeamento da inundação

Com a simulação dos cenários de ruptura mais provável e extrema, foram obtidas as manchas de inundação, que demonstram a abrangência da onda de cheia nos vales de jusante. Um dos mapas que o RAS Mapper computa é o mapa do contorno de inundação (*inundation boundary*), que permite determinar a abrangência da inundação a partir de uma profundidade definida pelo usuário. O contorno de inundação máximo é o que considera a inundação até locais onde a profundidade da água é nula. Porém, a depender da análise que se queira fazer, é possível determinar a abrangência da inundação para locais onde a profundidade atinge outros

valores, como 30 cm, 50 cm, 1 m. Logicamente, a área inundada será tanto menor quanto maior for a profundidade limite informada.

Neste trabalho, foram considerados os seguintes mapas para os cenários de ruptura mais provável e extrema:

- ✓ Manchas de inundação máxima (profundidade limite = 0)
- Zoneamento de risco hidrostático, de acordo com a Tabela 2.12 e de forma similar ao demonstrado na Figura 2.18;
- Zoneamento de risco hidrodinâmico, de acordo com a Tabela 2.12 e de forma similar ao demonstrado na Figura 2.20;
- Zonas de Autossalvamento (ZAS) e das Zonas de Intervenção Primária (ZIP), definidas conforme a Figura 2.19: limite de 30 minutos para a ZAS e de 120 minutos para a ZIP;
- Tempo de atingimento da profundidade máxima, proveniente da ruptura de Jacarecica II em seu vale de jusante.

4.8 Comparação com a metodologia simplificada da ANA

Os resultados da modelagem hidrodinâmica utilizando os cenários de rompimento mais provável e rompimento extremo, ambos em dia de sol, foram comparados com os obtidos utilizando a Metodologia Simplificada da ANA para a barragem de Jacarecica II (FERNANDES et al., 2021).

Foram comparadas as áreas das manchas de inundação (considerando a mesma extensão modelada pela Metodologia Simplificada), as vazões, as profundidades e as velocidades máximas nas 21 seções transversais demarcadas pela Metodologia Simplificada (MS). Por meio da diferença percentual (equação 41) entre os valores, considerando os resultados extraídos do HEC-RAS (HR) como a referência, a comparação foi realizada.

$$Diferença \% = \frac{variável_{MS} - variável_{HR}}{variável_{HR}}$$
(41)

4.9 Análise de sensibilidade

O estudo de rompimento de barragem demanda dados em quantidade e qualidade. Como as incertezas relativas à aquisição ou manipulação desses dados são consideráveis, é recomendada a estipulação de cenários e análise de sensibilidade dos resultados da modelagem (LAURIANO, 2009; BAVEN *et al.*, 2015; TSCHIEDEL; PAIVA, 2018). Além dos cenários de ruptura demonstrados na Tabela 4.16, foi realizada uma análise de sensibilidade das respostas das simulações, tendo em vista a variabilidade e as incertezas dos dados de entrada.

Para cada dado de entrada, foram considerados cenários diferentes, a fim de se avaliar como a perturbação destes dados interfere nas seguintes variáveis de saída do modelo hidrodinâmico: vazão, velocidade e profundidades máximas atingidas em pontos específicos nos vales de jusante, que foram definidos conforme a Tabela 4.19.

Ponto	Descrição	Distância aproximada de Jacarecica I (km)
1	Primeiras casas a jusante de Jacarecica I	2,0
2	Outro conjunto de casas a jusante de Jacarecica I	2,5
3	Confluência: Riacho Acude Macela e rio Jacarecica	3,5
4	Entrada do reservatório de Jacarecica II	12,0
5	Primeiras casas a jusante de Jacarecica II	22,1
6	Primeira ponte da rodovia SE-245	27,7
7	Indústria Sergipe Industrial	32,7
8	Ponte nas proximidades de Riachuelo	46,5

 Tabela 4.19: Pontos nos vales de jusante onde foram computadas as vazõs, profundidades e velocidades máximas, para a análise de sensibilidade

Para analisar a sensibilidade das variáveis de saída quando da perturbação de um dado de entrada específico, foram utilizados os cenários "referência" (Tabela 4.20) dos outros dados de entrada para compor as informações necessárias para as simulações, conforme demonstrado a seguir.

Tabela 4.20: Cenários "referência" dos dados de entrada para a análise de sensibilidade

Barragem	TD (area)	TD(anac) NA(m)		Parâmetros da brecha				
	TR (anos)	NA (III)	1 F A (M)	B (m)	H (m)	Z	t _f (h)	
Jacarecica I	10.000	148,07	149,74	30,0	10,0	0	0,20	
Jacarecica II	10.000	70,39	72,56	91,0	10,0	1,0	2,90	

TR: Tempo de retorno; NA: Nível da água no reservatório correspondente ao armazenamento inicial de 100%; TFA: *Trigger Failure at* (elevação em que a ruptura na barragem ocorre).

Para cada um dos dados de entrada considerados (i) períodos de retorno dos hidrogramas de afluência (item 4.5.4); (ii) elevações da superfície da água associadas ao armazenamento inicial (Tabela 4.14); (iii) gatilhos de rompimento (TFA) (Tabela 4.15); e (iv) parâmetros formadores das brechas (tabelas 4.10 e 4.13), foram obtidos 3 valores de cada variável de saída (vazão, velocidade e profundidade máximas) em cada ponto de interesse analisado (Tabela 4.19), após a aplicação dos cenários que compõem cada dado de entrada.

A fim de esclarecer quais dados serão utilizados ao compor os cenários para cada um dos dados de entrada, foram elaboradas as tabelas 4.21, 4.22, 4.23 e 4.24, por meio das quais é explicada a utilização dos cenários "referência".

Cenário	Rarragam	TR (anos)	NA (m)	TFA (m) -	Parâmetros da brecha			
	Darragem	T K (allos)			B (m)	H (m)	Ζ	t _f (h)
TR-1		100						
TR-2	Jacarecica I	1.000	148,07	149,74	30,0	10,0	0	0,20
TR-3		10.000						
TR-1		100						
TR-2	Jacarecica II	1.000	70,39	72,56	91,0	10,0	1,0	2,90
TR-3		10.000						

Tabela 4.21: Dados de entrada para analisar a sensibilidade quanto às afluências probabilísticas

TR: Tempo de retorno; NA: Nível da água no reservatório correspondente ao armazenamento inicial de 100%; TFA: *Trigger Failure at* (elevação em que a ruptura na barragem ocorre).

Tabela 4.22: Dados de entrada para analisar a sensibilidade quanto ao armazenamento inicial (correspondentes elevações da superfície da água) dos reservatórios

Cenário	Barragem	TP (anos)	NA (m)	TFA (m)	Parâmetros da brecha			
		T K (allos)			B (m)	H (m)	Z	t _f (h)
NA-1	Jacarecica I		145,30	149,74	30,0	10,0	0	0,20
NA-2		10.000	146,80					
NA-3			148,70					
NA-1	Jacarecica II		63,11	72,56	91,0	10,0	1,0	2,90
NA-2		10.000	67,22					
NA-3			70,39					

Tabela 4.23: Dados de entrada para analisar a sensibilidade quanto aos gatilhos de rompimento

Cenário	Barragem	TR (anos)	NA (m)	TFA (m)	Parâmetros da brecha			
					B (m)	H (m)	Z	t _f (h)
TFA-1	Jacarecica I	10.000	148,07	149,74	30,0	10,0	0	0,20
TFA-2				151,41				
TFA-3				153,22				
TFA-1				72,56				
TFA-2	Jacarecica II	10.000	70,39	74,43	91,0	10,0	1,0	2,90
TFA-3				77,04				

Tabela 4.24: Dados de entrada para analisar a sensibilidade quanto aos parâmetros das brechas

Cenário	Barragem	TR (anos)	NA (m)	TFA (m)	Parâmetros da brecha			
					B (m)	H (m)	Ζ	t _f (h)
B-1			148,07	149,74	24,0	8,0	0	0,25
B-2	Jacarecica I	10.000			30,0	10,0	0	0,20
B-3					36,0	12,0	0	0,17
B-1			70,39	72,56	72,8	8,0	0,8	3,63
B-2	Jacarecica II	10.000			91,0	10,0	1,0	2,90
B-3					109,2	12,0	1,2	2,42

Com esse conjunto de 3 respostas da mesma variável de saída nos locais de interesse, foi possível estimar os seguintes parâmetros estatísticos: valores máximos, mínimos e médios; desvio padrão; e coeficiente de variação. Comparando os coeficientes de variação, estatística que relaciona o desvio padrão e a média de uma amostra, das variáveis de saída naquele ponto de interesse após se variar todos os dados de entrada, foi possível determinar qual dado de entrada influencia mais na convergência das respostas em cada ponto definido na Tabela 4.19, verificando como a incerteza na obtenção dos dados de entrada pode interferir no estudo de rompimento das barragens.

Por exemplo: foram realizadas 3 simulações aplicando as informações contidas na Tabela 4.21, que representa a variação da afluência probabilística (100, 1.000 e 10.000 anos), sendo os outros dados de entrada inseridos nos valores "referência". Para cada simulação, foram obtidas as variáveis de saída: vazão (Q), velocidade (V) e profundidade (H) máximas atingidas no Ponto 1 da Tabela 4.19, resultando em 3 valores de Q, V e H. Foram então calculados os parâmetros estatísticos (i) valor máximo; (ii) valor médio; (iii) valor mínimo; (iv) desvio padrão; e (v) coeficiente de variação.

Da mesma forma, foram feitas 3 simulações aplicando as informações da Tabela 4.22, obtendo os valores de Q, V e H no Ponto 1, e resultando nos 5 parâmetros estatísticos para cada variável de saída. Assim, sucessivamente, foram realizadas simulações com os valores das tabelas 4.23 e 4.24. Destas simulações, resultaram 4 valores máximos, mínimos e médios, desvios padrão e coeficientes de variação, um para cada dado de entrada variado, em cada ponto ao longo do vale de jusante.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Delimitação e caracterização das sub-bacias

Após a inserção do MDE NASADEM recortado para a região de estudo, a execução das ferramentas de geoprocessamento (correção de depressões e determinação das direções de drenagem e acumulações de fluxo) e a inserção dos exutórios (vertedores das barragens e confluências com o rio Jacarecica e Sergipe) como pontos de controle, foi obtida a delimitação demonstrada na Figura 5.1. Ressalta-se que a intenção foi de delimitar poucas e abrangentes sub-bacias, simplificando a obtenção dos parâmetros necessários para a modelagem hidrológica e hidrodinâmica pretendida.



Figura 5.1: Delimitação das sub-bacias na região de estudo

Com a delimitação das sub-bacias, a camada vetorial da hidrografia presente no Atlas Digital de Sergipe (SERGIPE, 2012) e o MDE NASADEM, foram extraídos os parâmetros planialtimétricos e calculadas as variáveis morfométricas, resultados estes que se encontram dispostos na Tabela 5.1.

Ao somar as áreas das sub-bacias Jac1, Ac.Mac, Incr. e Dang., que representam a subbacia do rio Jacarecica, obtém-se um valor de 500,24 km², resultado 7,05 km² menor do que o obtido pelo estudo de Rocha e Almeida (2020a). Ainda que haja essa diferença e que a subbacia do rio Sergipe tenha sido considerada em um trecho reduzido, a delimitação revelou sub-bacias com tamanhos razoáveis para o estudo de rompimento proposto, que necessita de informações locais e específicas (TSCHIEDEL et al., 2020).

Parâmetros planialtimétricos	Jac1	Ac.Mac	Incr.	Dang.	Serg.	F.Muc.
Área (km ²) – A	211,94	59,52	75,29	153,49	225,98	22,37
Perímetro (km) – P	104,78	52,49	57,89	76,86	127,96	34,65
Comprimento axial da bacia (km) – C_A	19,12	9,03	10,32	14,68	18,56	10,14
Maior largura da bacia (km) – L	22,40	9,89	12,66	12,51	19,14	4,68
Comprimento do canal principal (km) – C_{CP}	32,17	13,45	18,33	24,32	37,37	7,67
Comprimento do talvergue (km) – C_T	15,24	10,26	9,38	15,02	18,89	4,95
Número de segmentos de drenagem $-N_D$	146	33	97	395	431	37
Comprimento da rede de drenagem (km) – C_D	299,14	76,39	146,78	411,88	520,14	40,35
Altitude máxima da bacia (m) – H_{MAX}	485,00	582,00	657,00	483,00	383,00	142,00
Altitude mínima da bacia (m) – H_{MN}	145,00	127,00	35,00	7,00	6,00	2,00
Altitude máxima do CP (m) – H_{MAX-CP}	237,00	208,00	146,00	279,00	49,00	42,00
Altitude mínima do CP (m) – H_{MIN-CP}	146,00	128,00	67,00	12,00	8,00	8,00
Declividade média (%) – S_{MED}	36,13	52,05	98,16	30,32	34,30	19,74
Declividade do CP (m.km ⁻¹) – S_{CP}	2,83	5,95	4,31	10,98	1,10	4,44
Parâmetros Morfométricos	Jac1	Ac.Mac	Incr.	Dang.	Serg.	F.Muc.
Densidade de drenagem (m.km ⁻²) – D_D	1,41	1,28	1,95	2,68	2,30	1,80
Coeficiente de manutenção $(km^2.km^{-1}) - C_M$	0,71	0,78	0,58	0,37	0,43	0,55
Densidade hidrográfica (km ⁻²) – D_H	0,69	0,55	1,29	2,57	1,91	1,65
Coeficiente de compacidade (adimens.) – K_C	2,02	1,91	1,87	1,74	2,38	2,05
Fator de forma (adimens.) – F_F	0,58	0,73	0,71	0,71	0,66	0,22
Índice de circularidade (adimens.) – I_C	0,24	0,27	0,28	0,33	0,17	0,23
Sinuosidade do $CP - S_{in}$	2,11	1,31	1,95	1,62	1,98	1,55
Tempo de concentração – t_C (Kirpich)	533,35	279,28	324,84	371,06	643,24	196,53
Tempo de concentração – t_C (Corps Engineers)	488,64	218,78	294,27	305,33	655,63	150,83
Relação t_C (Corps of Engineers) / C_D (min/km)	1,63	2,86	2,00	0,74	1,26	3,74

Tabela 5.1: Parâmetros planialtimétricos e morfométricos das sub-bacias delimitadas

Jac1: Bacia de contribuição de Jacarecica I; AcMac: sub-bacia do riacho Açude Macela; Incr.: Sub-bacia incremental entre os vertedores dos reservatórios, desconsiderando a sub-bacia do riacho Açude Macela; Dang.: Sub-bacia do rio Dangra; Serg.: Sub-bacia do rio Sergipe inserida na região de estudo; F.Muc.: Sub-bacia do riacho Flor do Mucuri; CP: canal principal; adimens.: variável adimensional (sem unidade).

Observando os resultados demonstrados na Tabela 5.1, percebe-se que a sub-bacia do rio Dangra é a que possui maior suscetibilidade a enchentes e escoamentos rápidos, tendo em vista que apresenta os maiores S_{CP} , D_D , D_H , I_C e altos F_F , C_D e N_D , parâmetros relacionados com a forma geométrica da bacia e com a capacidade de infiltração no solo, e normalmente utilizados para descrever a capacidade de resposta aos picos de enchentes rápidas (VILLELA E MATOS, 1975; TUCCI, 2004). Esta conclusão pode ser ratificada ao observar que a mesma sub-bacia apresenta os menores K_C (quanto mais próximo de 1, mais circular é a bacia e, portanto, mais suscetível a enchentes), C_M , e a relação entre t_C e C_D , revelando que a chuva ocorrida na bacia logo percorre os cursos hídricos, chegando ao exutório.

Quanto aos parâmetros altimétricos, a sub-bacia Incr. apresenta a maior elevação, 657 m, que é o cume da Serra de Itabaiana e o ponto mais alto da região de estudo. Subtraindo-se as altitudes máximas e mínimas dos canais principais, percebe-se que a subbacia do rio Dangra apresenta maior amplitude altimétrica, 267 m. Por não possuir S_{in} tão alta, na comparação com as outras sub-bacias, o rio não demonstra muitos obstáculos ao fluxo, o que, em conjunto com a alta amplitude altimétrica, proporciona rápidos escoamentos.

5.2 Classificação do uso da terra

De acordo com a codificação presente na Tabela 4.2, as camadas de treinamento foram criadas e a classificação foi realizada. Na Tabela 5.2 são detalhados a quantidade de feições utilizadas nas camadas de treinamento (Núm. Feições) e os índices de desempenho Acurácia Global (AG, equação 35) e Kappa de Cohen (k, equação 36) de cada classificador na melhor das 3 tentativas realizadas para cada imagem (definida ao considerar a maior AG obtida).

Imagem	Núm. Feições	R	F	SV	M	RN		
		AG	k	AG	k	AG	k	
1	2176	0,811	0,780	0,838	0,812	0,387	0,268	
2	3601	0,847	0,820	0,865	0,842	0,446	0,345	
3	3200	0,816	0,783	0,838	0,810	0,341	0,167	
4	3297	0,781	0,744	0,774	0,736	0,382	0,257	
5	3154	0,760	0,725	0,771	0,737	0,440	0,359	
6	2616	0,820	0,788	0,840	0,812	0,401	0,267	
7	2060	0,863	0,842	0,876	0,857	0,396	0,293	
8	2086	0,818	0,784	0,834	0,802	0,509	0,403	
Média		0,815	0,783	0,830	0,801	0,413	0,295	

Tabela 5.2: Resultados das classificações supervisionadas utilizando algoritmos de machine learning

RF: Random Forest; SVM: Support Vector Machine; RN: Rede Neural

A utilização de algoritmos de *machine learning* no sensoreamento remoto, em especial na classificação de imagens para estudos ambientais, tem sido uma aplicação de grande crescimento (MAXWELL et al., 2018; SCHEUNDERS et al., 2018). Classificadores não paramétricos têm sido aplicados em diferentes tipos de dados remotos, provenientes de sensores multiespectrais, que fornecem uma informação espacial multivariada, ou ainda de
sensores menos robustos como os implementados nos nanossatélites, em diferentes áreas de estudo (NAGEL e al., 2020; SOARES et al., 2020).

Observando a Tabela 5.2, percebe-se que o algoritmo de melhor performance na região de estudo foi o SVM, à exceção da classificação realizada na imagem 4, na qual o RF apresentou melhores AG e k, e o classificador de Rede Neural foi o pior algoritmo em todas as classificações. Resultados semelhantes têm sido reportados na utilização desses classificadores, que usualmente apresentam bom desempenho na classificação digital de imagens (GAROFALO et al., 2015; MOUNTRAKIS et al., 2016; BERGIU; DRAGUT, 2016; DHARUMARAJAN, 2020).

De acordo com a Tabela 4.3, todas as classificações realizadas com o SVM e o RF enquadram-se, no mínimo, na categoria de concordância muito boa $(0,6 < k \le 0,8)$, sendo que a maioria dos índices kappa obtidos com o SVM enquadram as classificações em concordância excelente $(0,8 < k \le 1,0)$. De forma geral o desempenho médio do SVM resultou em concordância excelente e índice AG elevado. Sendo assim, o mapa de classificação de uso da terra na região de estudo é demonstrado na Figura 5.2.



Figura 5.2: Mapa de classificação do uso da terra na região de estudo

Percebe-se que grande parte da área classificada é coberta por pastagens, caatinga arbustiva arbórea e floresta estacional, o que é característico da região rural em que se encontra a área de estudo. Os outros usos são mais localizados em determinadas regiões, como os cultivos agrícolas nas proximidades dos perímetros irrigados ou ainda as áreas urbanas, cuja maior parcela é representada pelo município de Itabaiana.

Observando a imagem, é possível perceber um trecho vazio na sub-bacia do rio Dangra, além de um trecho cortado na parte superior da sub-bacia do rio Sergipe. Essas falhas são devidas, muito provavelmente, à sobreposição inadequada das visadas do satélite quando do registro das imagens pelos sensores. Ainda que essas falhas tenham se revelado, elas são insignificantes considerando a capacidade de classificação que as imagens Planet possibilitam: com resolução espacial de 3,0 m, a classificação do uso da terra resulta bem mais detalhada quando comparada ao mesmo produto disponibilizado no Mapbiomas coleção 5 (baseando-se em imagens do satélite Landsat, que possui resolução espacial de 30 m) (SOUZA et al., 2020).

De fato, comparando visualizações em detalhe de regiões específicas na área de estudo (Figura 5.3), percebe-se o grande nível de detalhamento possibilitado pela classificação realizada, que se aproxima bastante das coberturas da terra observadas pela imagem de satélite do Google WMS.

Figura 5.3: Comparação do detalhamento possibilitado pela classificação das imagens Planet frente ao mapa de uso da terra do Mapbiomas, coleção 5.



Sendo assim, para determinar a rugosidade do terreno na região a ser modelada os arquivos matriciais resultantes das melhores classificações supervisionadas (Tabela 5.2) foram mesclados e poligonizados, resultando em uma camada vetorial. Esta camada foi editada para a inserção do atributo Coeficiente de Manning (tabelas 4.2 e 4.4) e, então, foi inserida no HEC-RAS para compor a condição de contorno referente ao coeficiente de rugosidade do terreno espacializado em uma resolução de 3 m (Figura 5.4).

Figura 5.4: Coeficientes de Manning espacializados de acordo com a classificação do uso da terra



5.3 Elaboração dos hietogramas associados a períodos de retorno

A análise de consistência das séries temporais de precipitação disponíveis para os postos pluviométricos na região de estudo (Tabela 4.6) revelou algumas falhas no registro dos dados. Então, através do método da regressão linear, as falhas percebidas foram preenchidas e foram obtidas as séries temporais de precipitação mensal para determinar a média histórica mensal assim como a média histórica acumulada anual (Tabela 5.3).

Código do posto	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Anual
1037008	38,4	46,3	85,6	129,1	180,9	157,4	145,7	106,5	64,8	41,9	43,3	34,8	1.074,6
1037014	27,5	34,0	70,5	99,6	149,6	117,7	108,2	73,5	46,2	35,6	38,4	38,1	839,1
1037030	41,2	64,7	121,1	154,8	199,2	190,8	227,3	176,5	85,3	37,1	40,3	48,6	1.387,0
1037044	35,5	42,2	64,0	96,8	160,6	145,0	125,5	84,9	56,6	32,0	39,6	36,4	919,1

Tabela 5.3: Precipitações médias mensais e acumuladas anuais nos postos da região de estudo

Observando as médias, percebeu-se a adequação com a classificação climática realizada para a SBJ por Azevedo e Souza (2020): o período chuvoso acontece entre os meses de abril a agosto e a precipitação média acumulada anual, exceção feita para o posto 1037014,

encontra-se na faixa reportada pelos autores, 900 mm a 1.500 mm e informada pelas isoietas da região (Figura 3.1).

Aplicou-se os testes estatísticos não paramétricos de Mann-Kendall (1975) e de Spearman (1904) considerando a significância de 5%, para avaliar a existência de tendências nas seguintes variáveis hidrológicas: (i) precipitação acumulada anual, (ii) precipitação acumulada no trimestre mais seco, (iii) precipitação acumulada no trimestre mais úmido, e (iv) precipitação máxima diária anual.

Os resultados dos valores-p (Tabela 5.4) demonstram a existência de tendências de decrescimento (▼) nas séries (i) e (ii) para o posto 1037044, e de crescimento (▲) na série (iii) para o posto 1037008.

Precipitação acumulada	a anual	
Posto	Teste de Spearman	Teste de Mann-Kendall
1037008	0,8992	0,9896
1037014	0,1962	0,1978
1037030	0,6413	0,6243
1037044	0,0148 (♥)	0,0153 (♥)
Precipitação acumulada	a no trimestre mais seco	
Posto	Teste de Spearman	Teste de Mann-Kendall
1037008	0,1017	0,1021
1037014	0,3449	0,4169
1037030	0,8214	0,8711
1037044	0,0001 (♥)	0,0001 (♥)
Precipitação acumulada	a no trimestre mais úmido	
Posto	Teste de Spearman	Teste de Mann-Kendall
1037008	0,0465 ()	0,0499 (▲)
1037014	0,7303	0,7308
1037030	0,8512	0,8203
1037044	0,3923	0,5047
Precipitação máxima d	iária	
Posto	Teste de Spearman	Teste de Mann-Kendall
1037008	0,7019	0,8119
1037014	0,9871	0,9081
1037030	0,4490	0,3719
1037044	0,5099	0,4282

Tabela 5.4: Valores-p dos testes estatísticos, considerando significância de 5%

Ainda que tendências tenham sido encontradas em algumas séries temporais, o resultado mais importante para o presente trabalho é que as séries de precipitações máximas diárias anuais não apresentaram tendências significativas, mostrando-se estacionárias. Desta maneira, foi possível utilizar equações IDF de municípios inseridos na região de estudo para avaliar o comportamento dos eventos extremos de precipitação, uma vez que eles foram propostos sob a hipótese de estacionariedade, que foi confirmada pelos testes estatísticos (ASCE, 1992; WATT; MARSALEK, 2013).

Recorreu-se, então, às IDFs elaboradas por Aragão et al. (2013), cujos parâmetros estão demonstrados na Tabela 4.7, para determinar as lâminas totais precipitadas nos municípios da região de estudo. Por objetivar a simulação de eventos extremos de precipitação para o mapeamento da inundação proveniente do rompimento de barragem, evento crítico e potencialmente catastrófico, normalmente se consideram eventos de chuva com durações variando de 12 h a 24 h, podendo, inclusive, exceder este valor (ASCE, 1992; TUCCI, 2004; WATT; MARSALEK, 2013).

Foram então realizados testes para avaliar as durações a serem simuladas para as chuvas, considerando valores equivalentes ao dobro, ao triplo e ao quádruplo dos respectivos tempos de concentração das sub-bacias, que foram calculados utilizando a equação desenvolvida pelo Corpo de Engenheiros dos Estados Unidos (equação 39) e cujos resultados encontram-se demonstrados na Tabela 5.1, em unidade de minutos.

A título de exemplo, são demonstrados (Tabela 5.5) os totais precipitados calculados com as IDFs elaboradas para os municípios no entorno da bacia de contribuição de Jacarecica I, considerando o período de retorno de 10.000 anos e durações iguais ao dobro, triplo e quádruplo do tempo de concentração calculado para a sub-bacia, 8,1 h.

Cidada	D	urações das chuva	s (TR = 10.000 and	os)
	Td = Tc	Td = 2Tc	Td = 3Tc	Td = 4Tc
Malhador	329,59	393,74	436,20	468,85
Ribeirópolis	143,55	171,49	189,99	204,21
Campo do Brito	430,58	514,39	514,39	612,52
Frei Paulo	208,89	249,55	276,46	297,15

Tabela 5.5: Totais precipitados (mm) obtidos com as IDFs dos municípios no entorno da bacia de contribuição de Jacarecica I de acordo com as durações dos eventos chuvosos

Ainda que esses totais precipitados precisem ser distribuídos espacialmente e temporalmente na sub-bacia, percebe-se que quanto maior a duração do evento chuvoso, maior a lâmina total precipitada, obviamente. Ademais, mesmo considerando que chuvas de

longa duração geralmente são menos intensas do que chuvas curtas e localizadas, o efeito cumulativo do volume total precipitado durante o evento pode ser mais significativo do que uma enxurrada localizada num ponto da bacia e com curta duração. Portanto, torna-se importante prever eventos com longas durações para a verificação da segurança de infraestruturas e estudos de inundações (USDA, 2004a).

Dessa maneira, seguiu-se a recomendação do Painel de Segurança de Barragens (SERGIPE, 2015d) de utilizar eventos chuvosos com durações iguais ao quádruplo do tempo de concentração das sub-bacias (Tabela 5.6).

Tabela 5.6: Durações dos eventos de chuva consideradas em cada sub-bacia									
Sub-bacia	Jac1	AcMacela	Incremental	Dangra	Sergipe	Flor do Mucuri			
$T_{d}(h)$	32,4	14,4	19,6	20,4	43,6	10,0			

Jac1: Bacia de contribuição de Jacarecica I; AcMacela: sub-bacia do riacho Acude Macela; Incremental: Subbacia incremental entre os reservatórios; Dangra: Sub-bacia do rio Dangra; Sergipe: Sub-bacia do rio Sergipe inserida na região de estudo; Flor do Mucuri: Sub-bacia do riacho Flor do Mucuri.

Considerando a localização dos postos pluviométricos, foram determinados os polígonos de Thiessen para cada sub-bacia (Figura 5.5).



Figura 5.5: Polígonos de Thiessen para o cálculo da precipitação média na região de estudo

Determinados os percentuais de cada posto sobre as áreas das sub-bacias, os coeficientes de Thiessen foram calculados (Tabela 5.7) e utilizados para espacializar as chuvas pontuais obtidas pelas equações IDF. Além dos coeficientes de Thiessen, os fatores FRA, calculados com a equação 38 e cujos resultados estão demonstrados na Tabela 5.8,

foram determinados considerando as áreas de cada sub-bacia (Tabela 5.1) e a duração dos eventos chuvosos (Tabela 5.6).

_	Sub-b	acias	Cidade		Área	(km²)	Coeficie	entes de <u>Th</u>	iessen
-			Malhador		71,	,31		0,34	
			Ribeirópoli	s	123	,46		0,58	
	Jao	c 1	Campo do Br	ito	7,	74		0,04	
			Frei Paulo		9,4	43		0,04	
			TOTAL		211	,94		1,00	
			Malhador		38,	,11		0,64	
	A aM	aala	Ribeirópoli	s	0,	60		0,01	
	Acivia	aceia	Campo do Br	ito	20,	,81		0,35	
			TOTAL		59	,52			
	AcMacela Incremental Dangra		Malhador		75,	,29	1,00		
	Incren	nentai –	TOTAL		75	,29			
-			Malhador		109	9,41		0,71	
	Don	0.00	Riachuelo		31,	,57		0,21	
	Dangra		Santa Rosa de	12	,51		0,08		
		_	TOTAL		153	,49		1,00	
-			Malhador		35,	,34		0,16	
			Ribeirópolis		26,	,82		0,12	
			Nossa Senhora das Dores		36,57			0,16	
	Serg	gipe	Riachuelo		11,51			0,05	
			Santa Rosa de I	Lima	110,95			0,49	
			Siriri		4,79			0,02	
			TOTAL		225	5,98		-1,00	
-			Riachuelo		22.	.31		0.99	
	Flor do	Mucuri	Santa Rosa de I	Lima	0,0	06		0,01	
	-		TOTAL		$\frac{1}{22}$,37		-1,00	
-		Tab	ela 5.8: resultados	dos fator	es FRA	A para c	ada sub-b	pacia	
Sub-	bacia	Jac1	AcMacela	Increme	ental	Dang	gra	Sergipe	Flor do Mucuri
Fl	RA	0,9478	0,9693	0,967	72	0,949	93	0,9504	0,9868

Tabela 5.7: Coeficientes de Thiessen dos postos pluviométricos em cada sub-bacia

Foram considerados períodos de retorno de 100, 500, 1.000, 5.000 e 10.000 anos para determinar a intensidade pluviométrica e a lâmina precipitada em cada intervalo de tempo de 5 minutos, até as durações totais informadas na Tabela 5.6. Assim, os totais precipitados em cada sub-bacia, calculados com as respectivas IDF e períodos de retorno, estão demonstrados na Tabela 5.9.

Determinadas as precipitações totais em cada intervalo de tempo, utilizou-se as distribuições de 50% de probabilidade de Huff para elaborar hietogramas considerando todos os quartis.

Sub basias	Cidada	P	Períodos d	Períodos de retorno (TR, anos)					
Sub-Dacias	Cluade	Períodos de retorno (TR, anos)1005001.0005.000220,31286,86 $321,39$ $418,47$ 154,20170,10177,45195,75239,40 $332,44$ $382,93$ $531,75$ 159,58198,31 $217,76$ $270,61$ 179,44233,65 $261,77$ $340,18$ 125,59138,55144,53159,44194,99 $270,77$ $311,90$ $433,11$ 194,01 $252,61$ $283,02$ $368,51$ 196,07 $255,29$ $286,03$ $372,43$ 163,83 $203,59$ $223,56$ $277,82$ na $226,18$ $294,50$ $329,96$ $429,62$ 235,66 $306,85$ $343,79$ $447,63$ 164,94181,96189,82 $209,40$ Pores $202,91$ $262,93$ $293,98$ $380,93$ 180,62 $215,60$ $232,69$ $277,75$ na $176,82$ $203,73$ $216,54$ $249,49$	10.000						
	Malhador	220,31	286,86	321,39	418,47	468,85			
T 1	Ribeirópolis	154,20	170,10	177,45	195,75	204,21			
Jacl	Campo do Brito	239,40	332,44	382,93	531,75	612,52			
	Frei Paulo	159,58	198,31	217,76	270,61	297,15			
	Malhador	179,44	233,65	261,77	340,18	381,88			
AcMacela	Ribeirópolis	125,59	138,55	144,53	159,44	166,33			
	Campo do Brito	194,99	270,77	311,90	433,11	498,89			
Incremental	Malhador	194,01	252,61	283,02	368,51	412,88			
	Malhador	196,07	255,29	286,03	372,43	417,26			
Dangra	Riachuelo	163,83	203,59	223,56	277,82	305,07			
	Santa Rosa de Lima	226,18	294,50	329,96	429,62	481,35			
	Malhador	235,66	306,85	343,79	447,63	501,53			
	Ribeirópolis	164,94	181,96	189,82	209,40	218,44			
a i	Nossa Senhora das Dores	202,91	262,93	293,98	380,93	425,90			
Sergipe	Riachuelo	180,62	215,60	232,69	277,75	299,76			
	Santa Rosa de Lima	176,82	203,73	216,54	249,49	265,18			
	Siriri	242,97	314,84	352,01	456,14	509,99			
Elar da Muauri	Riachuelo	125,15	149,39	161,23	192,45	207,70			
FIOR do Mucdri	Santa Rosa de Lima	122,52	141,16	150,04	172,87	183,74			

Tabela 5.9: Totais precipitados (mm) de acordo com as IDFs de cada sub-bacia

A título de exemplo, hietogramas de 1°, 2°, 3° e 4° quartis foram elaborados considerando o TR de 100 anos na sub-bacia Jac1 (Figura 5.6). Percebe-se que a distribuição de Huff de primeiro quartil (1Q) foi a que produziu uma maior lâmina (1,49 mm), seguida pela de terceiro e quarto quartis (3Q e 4Q, com 1,14 mm). Esse resultado se repetiu para os outros TRs, conforme demonstrado na Tabela 5.10.

Ainda que o hietograma de Huff 50% e 1º quartil tenha resultado em lâminas mais intensas nos blocos de 5 minutos de duração, optou-se por utilizar a distribuição de 4º quartil, pois ela considera que os picos das chuvas acontecem no fim do evento, quando a bacia hidrográfica já está bastante saturada e, praticamente, tudo que chove resulta em escoamento superficial. Essa condição foi considerada como sendo a mais desvantajosa em termos hidrológicos, sendo a escolhida para simular as afluências associadas a diferentes períodos de retorno na composição dos cenários hidrometeorológicos.



Figura 5.6: Hietogramas de Huff 50%, com TR de 100 anos, para a sub-bacia Jac1

Tabela 5.10: Lâminas máximas (mm) precipitadas em blocos de 5 minutos de acordo com a distribuição de Huff 50% na sub-bacia Jac1

Quartil -	Períodos de retorno (anos)							
Quarti	100	500	1.000	5.000	10.000			
1°	1,49	1,79	1,95	2,37	2,59			
2°	1,05	1,27	1,38	1,67	1,83			
3°	1,14	1,37	1,49	1,81	1,98			
4°	1,14	1,37	1,49	1,81	1,98			

Desta forma, os hietogramas de Huff 4° Quartil com TRs de 100, 500, 1.000, 5.000 e 10.000 anos foram elaborados para todas as sub-bacias, considerando eventos chuvosos de duração igual ao quádruplo dos respectivos tempos de concentração, resultando nas máximas lâminas precipitadas em blocos de 5 minutos, em cada sub-bacia e em cada período de retorno, demonstradas na Tabela 5.11.

Tabela 5.11: Máximas lâminas precipitadas em blocos de 5 minutos em cada sub-bacia considerando a distribuição de Huff 50% 4º Quartil

Sub basis	Td (havea)	Períodos de retorno (anos)							
Sub-Dacia	Tu (noras)	100	500	1.000	5.000	10.000			
Jac1	32,4	1,14	1,37	1,49	1,81	1,98			
AcudeMacela	14,4	2,69	3,58	4,05	5,41	6,13			
Incremental	19,6	2,08	2,70	3,03	3,94	4,42			
Dangra	20,4	1,93	2,50	2,79	3,60	4,02			
Sergipe	43,6	0,92	1,12	1,18	1,42	1,60			
Flor do Mucuri	10,0	2,68	3,19	3,45	4,11	4,44			

5.4 Modelagem chuva-vazão

Para obter os hidrogramas afluentes aos reservatórios e aos pontos de confluência com o rio Jacarecica e o rio Sergipe, foi utilizada a transformação chuva-vazão do método do SCS-CN. A infiltração foi modelada utilizando o parâmetro CN (USDA, 2004b) e o escoamento superficial foi obtido com o método do hidrograma unitário do SCS (USDA, 2004a).

Utilizando a camada vetorial da pedologia presente no Atlas de Sergipe (SERGIPE, 2012) e a delimitação das sub-bacias (Figura 5.1), foram obtidas as áreas correspondentes a cada tipo de solo nas sub-bacias e, com a Tabela 4.8, associou-se os tipos de solo ao grupo hidrológico, resultando nas informações presentes na Tabela 5.12.

		•	-							
	Crupa	Área (km²)								
Tipo de solo	Hidrológico	Jac1	Acude Macela	Incre- mental	Dangra	Sergipe	Flor do Mucuri			
Luviossolo Vermelho- amarelo	В	144,09	1,64	35,06	119,45	52,14	3,34			
Neossolo aluvial	С	13,99	-	35,80	33,30	106,59	0,05			
Planossolo	D	53,17	57,58	2,38	-	-	-			
Argissolo Vermelho- Amarelo	D	-	-	2,05	-	66,14	10,77			
Chernossolo	D	-	-	-	0,70	-	6,41			
Vertissolo	D	-	-	-	-	0,93	1,80			
Gleissolo	D	-	-	-	-	-	-			

Tabela 5.12: Áreas de cada tipo de solo presente nas sub-bacias delimitadas

Por meio da codificação determinada na Tabela 4.5 e do resultado da classificação do uso da terra, demonstrado na Figura 5.2, foram calculados os CN_{MED} em cada sub-bacia. Os resultados deste parâmetro para cada sub-bacia estão demonstrados na Tabela 5.13.

			Área	(km²)		
Categoria	Jac1	Acude Macela	Incre- mental	Dangra	Sergipe	Flor do Mucuri
Associação de Caatinga/Cultivos/Pastagem	34,90	11,68	4,15	14,72	11,73	0,17
Caatinga Arbustiva Arbórea	27,78	5,66	14,65	47,51	48,82	4,97
Corpos d'Água	7,92	3,44	6,79	5,84	8,41	0,86
Floresta Estacional	20,77	3,68	15,92	33,58	30,95	2,20
Pastagem	91,54	22,48	29,70	37,68	108,84	10,63
Sede Municipal	14,72	6,94	0,60	3,99	2,33	0,95
Rodovia (asfalto)	4,14	2,14	1,52	3,15	5,22	1,61
Estrada de terra	10,12	3,45	1,93	5,67	9,65	0,92
CN _{MÉD}	74	85	74	68	77	82

Tabela 5.13: Áreas das coberturas da terra em cada sub-bacia e os respectivos CN_{MÉD}

Considerando os tempos de concentração de cada sub-bacia, demonstrados na Tabela 5.1 (Corps of Engineers), calculou-se o tempo de retardo (T_r , equação 40), resultando nos valores informados na Tabela 5.14.

Sub-bacia	Jac1	AcMacela	Incremental	Dangra	Sergipe	Flor do Mucuri
T _r (min)	291,6	129,6	176,4	183,6	392,4	90,0

Tabela 5.14: Tempos de retardo (min) considerados em cada sub-bacia

Jac1: Bacia de contribuição de Jacarecica I; AcMacela: sub-bacia do riacho Acude Macela; AcMacela – Jac2: Sub-bacia que drena o trecho entre a confluência do riacho Acude Macela com o rio Jacarecica e o reservatório de Jacarecica II; Dangra: Sub-bacia do rio Dangra; Sergipe: Sub-bacia do rio Sergipe inserida na região de estudo; Flor do Mucuri: Sub-bacia do riacho Flor do Mucuri.

Devido à falta de monitoramento nas sub-bacias estudadas, a calibração/validação dos parâmetros das sub-bacias (CN_{MEDIO} e T_r) foi realizada pela classificação do uso da terra, que utilizou uma imagem com alta resolução espacial (3 m) para a determinação do CN, e pela delimitação das sub-bacias utilizando o MDE NASADEM, versão mais aprimorada do produto SRTM (NASA-JPL, 2021a;b), para a determinação do T_r a partir do T_c .

Por fim, os CN_{MED} , os T_r e os hietogramas de cada sub-bacia, foram inseridos no HEC-HMS e, utilizando o método do SCS-CN, foram obtidos os hidrogramas nos exutórios de cada sub-bacia, cujas vazões máximas estão demonstradas na Tabela 5.15.

Sub basis	Períodos de retorno (anos)							
Sud-dacia	100	500	1.000	5.000	10.000			
Jac1	444,18	567,39	630,07	801,82	888,81			
AcudeMacela	339,27	467,29	534,56	726,52	827,67			
Incremental	295,18	412,74	473,59	644,23	732,32			
Dangra	509,43	727,98	841,89	1.161,70	1.326,67			
Sergipe	463,92	589,61	632,59	796,68	908,94			
Flor do Mucuri	117,57	147,10	161,49	199,43	217,89			

Tabela 5.15: Vazões máximas (m³.s⁻¹) obtidas com a modelagem chuva-vazão em cada sub-bacia

Percebe-se que a transformação da chuva em vazão na sub-bacia do rio Dangra resultou em hidrogramas com picos maiores para todos os períodos de retorno. Isso se deve à forma da sub-bacia, que possui suscetibilidade a enchentes conforme discutido no item 5.1 e demonstrado nos seus parâmetros morfométricos (Tabela 5.1). Esta mesma análise pode ser feita para a sub-bacia do rio Sergipe, que possui parâmetros morfométricos semelhantes aos da sub-bacia do rio Dangra e demonstrou os segundos maiores picos dos hidrogramas.

Considerando os elevados períodos de retorno utilizados na construção das chuvas de projeto, é de se esperar que vazões de pico consideráveis sejam obtidas da transformação chuva-vazão. A título de comparação, de acordo com o estudo hidrológico realizado por Sergipe (2019c), foi estimada uma vazão afluente decamilenar de 2.566,3 m³/s para a barragem Jacarecica I (bacia de contribuição Jac1).

Entretanto, como a metodologia de sua determinação foi diferente (tempo de concentração obtido por Kirpich, construção de hietogramas por blocos alternados, maior duração do evento chuvoso, desconsideração do MDE na modelagem chuva-vazão com o HEC-HMS e parâmetro CN determinado com base na camada de uso da terra presente no Atlas Digital), o resultado demonstra ser superestimado.

No relatório apresentado pelo Painel de Segurança de Barragens (SERGIPE, 2015d), foi reportada uma vazão decamilenar de pico de 574,85 m³/s para a mesma sub-bacia, valor bastante inferior ao obtido por Sergipe (2019c). Comparando esses estudos aos resultados obtidos nesta pesquisa, com os dados disponíveis e considerações realizadas, julga-se que os resultados obtidos nesta pesquisa sejam adequados.

Utilizando a Q_{MLT} unitária da bacia de contribuição do posto FLU de Santa Rosa de Lima, 0,001959 m³.s⁻¹.km⁻², foram obtidas as Q_{MLT} das sub-bacias, multiplicando a Q_{MLT} específica pelas áreas das respectivas sub-bacias. Assim, a Q_{MLT} regionalizada de cada subbacia está demonstrada na Tabela 5.16. Em cada instante de tempo dos hidrogramas obtidos pela modelagem chuva-vazão foram então acrescidas as correspondentes Q_{MLT} , completando os hidrogramas afluentes a serem inseridos no HEC-RAS, a depender do cenário analisado.

	e					
Sub-bacia	Jac1	Acude Macela	Incremental	Dangra	Sergipe	Flor do Mucuri
Área (km ²)	211,94	59,52	75,29	153,49	225,98	22,37
Q_{MLT} (m ³ /s)	0,415	0,117	0,147	0,301	0,443	0,044

Tabela 5.16: Vazões médias de longo termo (Q_{MLT}, m³.s⁻¹) nas sub-bacias

Considerando o período da simulação, definido em 3 dias (01 de janeiro de 2022, 00h00min a 04 de janeiro de 2022, 00h00min), e o instante de tempo de 5 minutos para a determinação das vazões a partir dos blocos de precipitação, os hidrogramas das sub-bacias atingem seus picos em diferentes instantes, mas possuem formato semelhante (Figura 5.7).

Foi considerado realizar a defasagem do início de cada hidrograma, para que suas contribuições fossem as máximas na calha do rio Jacarecica no momento da passagem da onda de inundação. Isso significaria dizer que chuvas extremas aconteceriam em momentos distintos na região de estudo, o que representa um cenário com baixíssima probabilidade de ocorrência. Desta forma, os hidrogramas foram inseridos no HEC-RAS com o mesmo período de início.



Figura 5.7: Hidrogramas afluentes de todas as sub-bacias, para o TR de 10.000 anos

5.5 Cenários de rompimento mais provável e de rompimento extremo

Utilizou-se as recomendações de ANA (2016e) para compor os cenários de rompimento mais provável e extremo a fim de determinar as inundações por eles provocadas. Os dados de entrada de cada cenário foram inseridos e, considerando o intervalo da simulação começando no dia 1 de janeiro de 2022, às 00h e 00min, e terminando no dia 4 de janeiro de 2022, às 00h e 00min, foram extraídas as variáveis de saída do modelo (vazões, profundidades e velocidades máximas e tempo de chegada da onda de cheia em determinados pontos nos vales de jusante), obtidas as manchas de inundação máximas, definidas as ZAS e ZIP e elaborados os zoneamentos de risco hidrodinâmico.

5.5.1 Rompimento mais provável, dia de sol

As informações presentes na Tabela 4.16 foram inseridas no HEC-RAS para compor o cenário de rompimento mais provável em dia de sol (RMP_sol). Neste cenário, considerou-se que mecanismos estruturais (falha monolítica, erosão interna) provocam o rompimento das barragens, com gatilhos posicionados no nível TFA-1, sendo considerada uma afluência de 100 anos de período de retorno e 50% de armazenamento inicial nos reservatórios.

Após a simulação, percebeu-se que ambas as barragens romperam. Jacarecica I (JAC1) rompe às 6 h e 50 min do dia 2 de janeiro de 2022 (Figura 5.8a), com vazão máxima de ruptura de 718,4 m³.s⁻¹. Jacarecica II (JAC2) rompe às 9 h e 30 min do mesmo dia (Figura 5.8b), com uma vazão máxima de ruptura (1.178,3 m³.s⁻¹) ocorrendo às 11 h e 25 min do mesmo dia.



Figura 5.8: Hidrogramas de ruptura de (a) JAC1 e (b) JAC2. Cada instante de tempo representa um intervalo de 5 minutos.

Devido a esses rompimentos, é formada uma mancha de inundação (Figura 5.9) que abrange uma área de 217,90 ha no vale de jusante de JAC1, atingindo áreas rurais, sem impactar as poucas casas existentes. No vale de jusante de JAC2, a manha abrange uma área de 1.147,08 ha, atingindo travessias e estradas de acesso rural, pontes sobre a rodovia SE-245 e inundando várias regiões da cidade de Riachuelo.





Na Figura 5.10 é demonstrado o mapa de níveis de risco hidrostático de acordo com as profundidades máximas atingidas pela onda de cheia no vale de jusante de JAC1, conforme graduação demonstrada na Tabela 2.12. Percebe-se que quanto mais próximo da calha do rio, maiores foram as profundidades resultantes. Em contrapartida, ao se adentrar nas planícies, as profundidades vão diminuindo à medida que o escoamento encontra os obstáculos da topografia e a onda de cheia vai sendo amortecida.



Figura 5.10: Zoneamento de risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RMP sol)

Considerando as áreas relativas a cada intervalo de profundidade (Tabela 5.17), percebe-se que, dos 217,90 ha mapeados (área máxima atingida pela mancha de inundação no vale de JAC1), 38,2% encontra-se imerso em profundidades máximas entre 3 e 6 m, classificando-se na categoria de risco importante. Outros 34,2% estão submetidos a um risco médio, com profundidades em torno de 1 a 3 m. Sob risco muito importante (profundidades superiores a 6 m) estão trechos relativamente isolados e regiões próximas da entrada do reservatório de JAC2, onde a seção transversal do rio é bem "encaixada", permitindo um maior armazenamento.

Além da inundação estática, o efeito da velocidade no escoamento também deve ser avaliado. A depender da intensidade da velocidade do escoamento, regiões submetidas a profundidades baixas podem ser mais impactadas pela passagem da onda de cheia. Sendo assim, uma forma de aferir o nível de risco a esses efeitos dinâmicos do escoamento é através do cálculo do risco hidrodinâmico (equação 26).

Zonas (m)	Área (ha)	%	Risco
H < 1	29,18	13,4	Reduzido
1 < H < 3	74,49	34,2	Médio
3 < H < 6	83,13	38,2	Importante
H > 6	31,10	14,3	Muito importante

Tabela 5.17: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RMP_sol)

Utilizando as profundidades e velocidades calculadas na simulação foi produzido o mapa do zoneamento do risco hidrodinâmico (Figura 5.11), conforme graduação demonstrada na Tabela 2.12.

Figura 5.11: Zoneamento de risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC1 (RMP_sol)



Analisando o mapa e as áreas referentes a cada graduação (Tabela 5.18), percebe-se que grande parte (80,3%) da mancha de inundação em JAC1 está submetida a um risco hidrodinâmico muito importante. Em detalhes, são mostradas regiões que apresentam variações do risco, que ocorrem em localidades onde existem residências nas proximidades, ainda que elas não tenham sido envolvidas no zoneamento.

Zonas (m ² .s ⁻¹)	Área (ha)	%	Risco
H*V < 0,50	18,56	10,2	Reduzido
0,50 < H*V < 0,75	8,93	4,9	Médio
0,75 < H*V < 1,00	8,22	4,5	Importante
H*V > 1,00	145,71	80,3	Muito importante

Tabela 5.18: Áreas relativas ao risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC1 (RMP sol)

Para o vale de jusante de JAC2, os níveis de risco hidrostático estão mapeados na Figura 5.12 e as porcentagens de abrangência na área da mancha de inundação informadas na Tabela 5.19. Assim como ocorreu no vale de jusante de JAC1, é percebido um certo equilíbrio entre os níveis de risco hidrostático médio (38,4%) e importante (39,4%).

Figura 5.12: Zoneamento de risco hidrostático no vale de jusante de JAC2 (RMP_sol)



Tabela 5.19: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC2 (RMP_sol)

Zonas (m)	Área (ha)	%	Risco
H < 1	154,71	13,5	Reduzido
1 < H < 3	440,29	38,4	Médio
3 < H < 6	452,08	39,4	Importante
H > 6	99,99	8,7	Muito importante

Ainda que a porcentagem referente ao nível muito importante tenha diminuído (8,7%), esta faixa de risco se encontra mais distribuída ao longo do vale de jusante (Figura 5.12), atingindo o trecho logo a jusante de JAC2, onde ocorrem escoamentos com altas velocidades (foram observadas máximas de 10,0, 11,0 m.s⁻¹) devidas à proximidade do local do rompimento, regiões residenciais, áreas próximas à indústria Sergipe Industrial e uma boa porção da cidade de Riachuelo, onde profundidades máximas de 9,0 m foram percebidas.

Por ser uma região mais habitada, o zoneamento do risco hidrodinâmico a jusante de JAC2 (Figura 5.13) demonstra residências, pontes e indústria inseriras em região com nível muito importante. Na cidade de Riachuelo, regiões consideráveis estão submetidas a esta classificação de risco hidrodinâmico, com velocidades máximas próximas a 4,0 m.s⁻¹. Observando a Tabela 5.20, percebe-se que o vale de jusante de JAC2 está submetido a um risco muito importante em 56,8% da mancha de inundação simulada, o que representa uma área menor do que ocorre no vale de JAC1.



Figura 5.13: Zoneamento de risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC2 (RMP sol)

O mapeamento das zonas de Autossalvamento (ZAS) e de Intervenção Primária (ZIP) de JAC2 é demonstrado na Figura 5.14. Abrangendo uma área de 95,77 ha, a ZAS demonstra

a extensão da mancha de inundação até 30 minutos após o rompimento de JAC2, que ocorre às 9 h e 30 min do dia 02/01/2022. Por definição, a ZAS abrange a região no vale de jusante da barragem onde não se considera ser possível implementar sistema ordenado de resgate pelas autoridades competentes em um hipotético rompimento. Percebe-se, em destaque no mapa, que existem residências nela inseridas. Sendo assim, é fundamental que treinamentos de situações de emergência sejam implementados, para que, em um eventual rompimento, as ações a serem executadas pelos próprios residentes já estejam definidas.

Zonas (m ² .s ⁻¹)	Área (ha)	%	Risco
H*V < 0,50	292,79	28,3	Reduzido
0,50 < H*V < 0,75	81,55	7,9	Médio
0,75 < H*V < 1,00	73,22	7,1	Importante
H*V > 1,00	588,48	56,8	Muito importante

Tabela 5.20: Áreas relativas ao risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC2 (RMP sol)

Figura 5.14: ZAS e ZIP de JA2 (RMP_sol)



Na ZIP, que abrange uma área de 259,41 ha, também estão localizadas residências. Ainda que se considere a possibilidade de ações emergenciais serem executadas pelas

autoridades competentes na ZIP, é fundamental que a população nela inserida tenha instrução sobre ações emergenciais em caso de rompimento, até para auxiliar os organismos de Defesa Civil, corpos de Bombeiros e outras autoridades atuantes na emergência.

Além da ZAS e da ZIP, é importante que sejam identificadas as Áreas de Impacto Direto (áreas fora da calha do rio e que são atingidas pela inundação), Áreas de Impacto Indireto (áreas afetadas indiretamente, com suspensão de abastecimento de água, por exemplo), rotas de fuga, pontos de encontro, e outros pontos estratégicos para a elaboração dos Planos de Contingência Municipais (BRASIL, 2016). Nesta pesquisa, entretanto, limitouse a determinar a ZAS e a ZIP.

Por fim, o mapa do tempo de atingimento da profundidade máxima, a partir do momento em que JAC2 rompe é demonstrado na Figura 5.15. Este mapa representa a diferença de tempo entre o momento do rompimento da barragem e o momento em que as maiores profundidades são registradas em cada localidade no ponto de jusante. Ressalta-se que existem localidades afastadas da calha do rio e que demonstram um tempo de atingimento da profundidade máxima como 0 h. Nestes locais, as profundidades máximas são registradas pela passagem do hidrograma de cheia natural das sub-bacias dos afluentes ao rio Jacarecica, e não pela onda de inundação do rompimento da barragem.



Figura 5.15: Tempo de atingimento da profundidade máxima – JAC2 (RMP_sol)

5.5.2 Rompimento mais provável, dia de chuva

Para simular o rompimento mais provável em dia de chuva (RMP_chuva), foram consideradas as informações presentes na Tabela 4.16: armazenamentos iniciais de 75% nos reservatórios, afluências com TR de 5.000 anos, brechas sendo formadas devido a mecanismos hidráulicos (galgamento), com gatilhos de rompimento considerando uma lâmina de 15 cm acima da crista, conforme recomendações da ANA (2016e).

Considerando estas informações, percebeu-se que nenhuma das barragens se romperam. Ainda que eventos hidrometeorológicos de baixa probabilidade de ocorrência tenham sido previstos, os vertedores das barragens conseguem evacuar os hidrogramas afluentes sem que sejam atingidos os gatilhos de rompimento definidos.

Na Figura 5.16 são demonstrados os gráficos das elevações dos níveis de água nos reservatórios ao longo da simulação. A maior elevação da água no reservatório de JAC1 foi de 151,04 m e no de JAC2 foi de 75,31 m. Sendo assim, como não houve atingimento dos gatilhos definidos (153,22 m para JAC1 e 77,04 m para JAC2), as barragens não romperam. Esse resultado confirma que as barragens estão seguras ao galgamento de suas estruturas para cheias de grandes períodos de retorno, conforme relatado por Sergipe (2015d).



Figura 5.16: Variação do nível da água nos reservatórios de (a) JAC1 e (b) JAC2

Ainda que as barragens não cheguem a romper, os eventos hidrometeorológicos simulados provocam inundações consideráveis nos vales de jusante. É tanto que as manchas de inundação no vale de jusante de JAC1 (227,40 ha) e no vale de jusante de JAC2 (1.206,45 ha) possuem maior abrangência espacial do que as obtidas no cenário RMP_sol, quando houve o rompimento das barragens. Isso se deve à diferença de intensidade dos

eventos simulados, já que neste cenário foi utilizado o período de retorno de 5.000 anos, enquanto que no cenário RMP_sol foi considerado o TR de 100 anos.

Como não houve rompimento das barragens, foram analisados apenas os riscos hidrostáticos e hidrodinâmicos nos vales de jusante devido à inundação das cheias naturais. Para o risco hidrostático, a Tabela 5.21 demonstra os resultados no vale de jusante de JAC1 e a Tabela 5.22 os mesmos resultados para o vale de jusante de JAC2.

Zonas (m)	Área (ha)	%	Risco
H < 1	27,52	12,1	Reduzido
1 < H < 3	74,01	32,5	Médio
3 < H < 6	88,97	39,1	Importante
H > 6	36,90	16,2	Muito importante
Tabela 5.22: Áreas	relativas ao risco hidrostáti	co no vale de jusante	de JAC2 (RMP_chuva)
Zonas (m)	Área (ha)	%	Risco
H < 1	136,37	11,3	Reduzido
1 < H < 3	384,34	31,9	Médio
2 < H < C			

Tabela 5.21: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RMP chuva)

Percebe-se que no vale de JAC1 houve um aumento da abrangência do risco hidrostático médio, importante e muito importante, quando comparado aos mesmos resultados do cenário RMP_sol (Tabela 5.17). Da mesma forma, a comparação com os resultados no vale de jusante de JAC2 mostrou um aumento do índice percentual para os riscos importante e muito importante quando comparados com os valores obtidos no cenário RMP_sol (Tabela 5.19). Esses resultados são justificados pela significativa diferença na intensidade dos eventos hidrometeorológicos simulados, conforme mencionado.

13,7

Muito importante

164.97

H > 6

Os resultados do risco hidrodinâmico são demonstrados na Tabela 5.23 para o vale de jusante de JAC1 e na Tabela 5.24 para o de JAC2. Seguindo o mesmo raciocínio (diferença de intensidade dos eventos simulados neste cenário e no cenário RMP_sol), é de se esperar que maiores velocidades tenham ocorrido. A título de exemplo, velocidades de 3,7 m.s⁻¹ e profundidades de 10,20 m foram registradas em Riachuelo. De forma geral, maiores áreas submetidas a riscos hidrodinâmicos muito importante e importante para o vale de JAC2 foram percebidas, ainda que no vale de JAC1 tenha ocorrido diminuição da área relativa ao risco hidrodinâmico muito importante.

Zonas (m ² .s ⁻¹)	Área (ha)	%	Risco
H*V < 0,50	20,77	10,8	Reduzido
0,50 < H*V < 0,75	11,24	5,8	Médio
0,75 < H*V < 1,00	9,32	4,8	Importante
H*V > 1,00	151,73	78,6	Muito importante
Tabela 5.24: Áreas relat	tivas ao risco hidrodinâm	nico no vale de jusante	e de JAC2 (RMP_chuva)
Zonas (m ² .s ⁻¹)	Área (ha)	%	Risco
H*V < 0,50	269,36	24,3	Reduzido
0,50 < H*V < 0,75	79,07	7,1	Médio
0,75 < H*V < 1,00	68,36	6,2	Importante
H*V > 1,00	690,18	62,3	Muito importante

Tabela 5.23: Áreas relativas ao risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC1 (RMP_chuva)

Por fim, é demonstrada na Figura 5.17 a abrangência da inundação provocada pelas cheias naturais de recorrência de 5.000 anos em comparação aos resultados do cenário RMP_sol. Não obstante os reservatórios conseguirem amortecer uma parcela dos hidrogramas afluentes, sem romperem, a inundação se espalha por uma área considerável, maior do que no cenário RMP_sol, no qual as barragens romperam.

Figura 5.17: Mancha de inundação no vale de jusante de JAC2 (RMP_sol e RMP_chuva)



5.5.3 Rompimento extremo em dia de sol

Neste cenário foram consideradas afluências com TRs de 500 anos, reservatórios com armazenamentos iniciais em 100% da capacidade normal e rupturas provocadas por mecanismos estruturais (falha monolítica, erosão interna), com gatilhos posicionados em elevações que permitissem a operação dos vertedores. Porém, para simular o rompimento extremo, foram considerados os gatilhos TFA-1 (Tabela 4.15), que representam os menores níveis avaliados no estudo. Desta forma, as barragens conseguem verter um certo volume antes de romperem.

De fato, o rompimento acontece. Como ambos os reservatórios iniciam com 100% de armazenamento, qualquer vazão afluente já é vertida. Neste sentido, por JAC2 receber afluência das bacias incrementais aos reservatórios, além da defluência do vertedor ou o hidrograma de rompimento de JAC1, seu reservatório logo se enche.

Observando os diferentes hidrogramas das sub-bacias delimitadas (Figura 5.7), é possível entender o porquê de JAC2 romper antes de JAC1 neste cenário: a enchente natural das sub-bacias incrementais (AcudeMacela e AcMacela-Jac2) chega primeiro ao reservatório de JAC2 do que a inundação causada pelo rompimento de JAC1. De fato, JAC2 rompe às 15 h e 40 min do dia 01/01/2022 (Figura 5.18, b), com vazão máxima de ruptura de 1.591,7 m³.s⁻¹, enquanto que JAC1 só chega a romper às 5 h e 15 min do dia 02/01/2022 (Figura 5.18, a), liberando uma vazão de 1.267,6 m³.s⁻¹.



Figura 5.18: Hidrogramas de ruptura de (a) JAC1 e (b) JAC2 no cenário RE sol

Observando os hidrogramas, percebe-se que o de JAC 2 possui dois picos: um da sua ruptura e outro, menor, da propagação da ruptura de JAC1. Algumas oscilações e valores negativos são percebidos nos hidrogramas e são devidos a instabilidades no fluxo na região dos barramentos por causa das brechas formadas.

Devido a estes rompimentos, é formada uma mancha de inundação (Figura 5.19) que ocupa uma área de 1.772,05 ha, valor superior ao obtido no cenário RMP_sol (1.680,95 ha), quando as barragens também romperam, o que pode ser justificado pelas diferentes intensidades dos eventos hidrometeorológicos simulados. Em destaque no mapa, estão os mesmos locais que foram detalhados no cenário RMP_sol. Uma leve diferença na abrangência da inundação pode ser percebida nestes locais.





Com esta mancha, foram realizados os zoneamentos de risco. Tanto para JAC1 (tabelas 5.25 e 5.26) quanto para JAC2 (tabelas 5.27 e 5.28) houve predominância do risco hidrostático importante e do risco hidrodinâmico muito importante. Esses resultados evidenciam a necessidade de se definir metodologias e implementar ações para mitigar os riscos nos vales de jusante, como rotas de fuga, pontos de encontro e procedimentos emergenciais padronizados, auxiliados por sistemas de notificação/comunicação abrangentes e ágeis.

Zonas (m)	Área (ha)	%	Risco
H < 1	27,35	11,4	Reduzido
1 < H < 3	73,95	30,9	Médio
3 < H < 6	95,82	40,0	Importante
H > 6	42,47	17,7	Muito importante
Tabela 5.26: Áreas r	elativas ao risco hidrodir	nâmico no vale de jusar	nte de JAC1 (RE_sol)
Zonas (m ² .s ⁻¹)	Área (ha)	%	Risco
H*V < 0,50	14,38	7,0	Reduzido
0,50 < H*V < 0,75	8,34	4,1	Médio
0,75 < H*V < 1,00	7,86	3,8	Importante
H*V > 1,00	174,39	85,1	Muito importante
Tabela 5.27: Áreas	relativas ao risco hidros	tático no vale de jusant	e de JAC2 (RE_sol)
Zonas (m)	Área (ha)	%	Risco
H < 1	138,41	11,4	Reduzido
1 < H < 3	404,05	33,2	Médio
3 < H < 6	530,52	43,6	Importante
H > 6	142,59	11,7	Muito importante
Tabela 5.28: Áreas r	elativas ao risco hidrodir	nâmico no vale de jusar	nte de JAC2 (RE_sol)
Zonas (m ² .s ⁻¹)	Área (ha)	%	Risco
H*V < 0,50	242,44	21,8	Reduzido
0,50 < H*V < 0,75	83,65	7,5	Médio
0,75 < H*V < 1,00	71,59	6,4	Importante
H*V > 1,00	712,94	64,2	Muito importante
Os mapas dos zo	neamentos aiudam a y	visualizar como estes	s percentuais se espalham

Tabela 5.25: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RE sol)

Os mapas dos zoneamentos ajudam a visualizar como estes percentuais se espalham nos vales de jusante. Os zoneamentos do risco hidrostático e hidrodinâmico em JAC1 estão demonstrados nas figuras 5.20 e 5.21. Com destaques nas mesmas regiões, é possível comparar a extensão da mancha de inundação neste cenário e no RMP_sol. Visualmente, uma diferença sutil. Porém, a mancha de inundação é aproximadamente 24 ha maior.

Já para o vale de jusante de JAC2, os zoneamentos do risco hidrostático e hidrodinâmico são demonstrados nas figuras 5.22 e 5.23. Por mais que esteja mais distante da barragem, podendo, na ocasião de uma ruptura, se preparar melhor, algumas regiões da cidade de Riachuelo são submetidas a um risco hidrodinâmico e hidrostático muito importante. Profundidades de até 9,8 m e velocidades máximas de 4,5 m.s⁻¹ foram obtidas na cidade de Riachuelo. Inexistindo meios de evitar a inundação, estes locais devem ser evacuados, conforme definido nos Planos de Ações Emergenciais ou ainda nos Planos de Contingência Municipais.



Figura 5.20: Zoneamento do risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RE_sol)







Figura 5.22: Zoneamento do risco hidrostático no vale de jusante de JAC2 (RE_sol)

Figura 5.23: Zoneamento do risco hidrodinâmico no vale de jusante de JAC2 (RE_sol)



Na Figura 5.24 é demonstrada a vista tridimensional da propagação da onda de cheia proveniente do rompimento no vale de jusante de Jacarecica I. É possível perceber que a topografia da região faz com que a mancha de inundação fique mais restrita às proximidades da calha do rio Jacarecica. O contrário acontece na região a jusante de Jacarecica II (Figura 5.25), cuja topografia mais plana permite o alargamento da mancha de inundação, especialmente nas proximidades da cidade de Riachuelo.



Figura 5.24: Vista tridimensional da propagação da onda de cheia da ruptura da barragem Jacarecica I

Figura 5.25: Vista tridimensional da propagação da onda de cheia da ruptura da barragem Jacarecica II



Com relação à ZAS e à ZIP do rompimento no cenário RE_sol, percebeu-se que em menos de 120 min (intervalo de tempo para determinar a extensão da ZIP) a onda de cheia devida ao rompimento de JAC2 atinge a zona de confluência do rio Dangra com o rio Jacarecica. Como nesta região já existia a inundação provocada pela cheia natural da subbacia do rio afluente, houve uma sobreposição/acumulação dos hidrogramas.

Assim, para delimitar a extensão da ZIP, observou-se a evolução da mancha de inundação a cada intervalo de 5 minutos, para verificar como a onda de cheia do rompimento da barragem interagia com a enchente natural. Percebeu-se que o encontro das ondas de cheia acontece 1 h e 5 min após o rompimento da barragem. Deste momento em diante, foi observada a evolução da mancha de inundação até os 120 min. Ao fim deste período de tempo, definiu-se o limite da ZIP (traço vertical em linha preta na Figura 5.26) considerando as profundidades atingidas ao longo do vale: nos locais atingidos pela enchente natural, as profundidades existentes estavam diminuindo (hidrogramas rescindindo). Com a chegada da onda do rompimento, elas aumentaram. Definiu-se então a extensão da ZIP até os locais que, ao fim dos 120 min possuíam profundidades em ascensão. Desta forma, a ZAS abrange uma área de 261,78 ha e a ZIP uma área de 629,79 ha.





Por fim, o mapeamento do tempo de atingimento da profundidade máxima após o rompimento da barragem é demonstrado Figura 5.27. Percebe-se que as profundidades máximas demoram entre 6 a 8 horas para atingirem a cidade de Riachuelo, informação fundamental para o planejamento da logística de resposta à emergência.



Figura 5.27: Tempo de atingimento da profundidade máxima – JAC2 (RE_sol)

5.5.4 Rompimento extremo em dia de chuva

O último cenário simulado foi o de rompimento extremo em dia de chuva (RE_chuva). Afluências com recorrência decamilenar, armazenamentos iniciais de 100% e mecanismo de rompimento por galgamento, com os parâmetros formadores das brechas agravados, foram simulados. Utilizando os dados de entrada da Tabela 4.16, percebeu-se que as barragens não rompem, mesmo prevendo uma lâmina de 15 cm acima de suas cristas para os gatilhos, conforme recomendação da ANA (2016e).

Na Figura 5.28 são demonstradas as variações da elevação da superfície de água nos reservatórios ao longo do tempo. Em JAC1, foi atingido o nível de 151,22 m, enquanto que em JAC2 a água elevou-se até 75,64 m. Percebe-se, portanto, que não foram atingidos os gatilhos de rompimento supostos (153,22 m e 77,04 m, respectivamente). Esse resultado confirma, novamente, que as barragens estão seguras ao galgamento para cheias de grandes períodos de retorno, conforme relatado por Sergipe (2015d).



Figura 5.28: Variação do nível da água nos reservatórios de (a) JAC1 e (b) JAC2

Ainda que as barragens não tenham rompido, as condições hidrometeorológicas impostas provocaram inundações significativas. Hidrogramas com picos de 871,91 m³.s⁻¹ em JAC1 e 1.074,10 m³.s⁻¹ em JAC2 foram liberados pelos vertedores das barragens, resultando, quando somados às enchentes naturais a jusante de JAC2, em uma mancha de inundação (Figura 5.29) com área total de 1.856,88 ha, ligeiramente menor do que o valor obtido com o cenário RMP_chuva (1.785,56 ha), quando as barragens também não romperam.





De forma similar à análise conduzida para o cenário RMP_chuva, cujos dados de entrada considerados também resultaram em simulações sem rompimento, foram calculados os percentuais relativos a cada faixa de risco hidrostático e hidrodinâmico nos vales de jusante. Nas tabelas 5.29 e 5.30 os percentuais relativos aos riscos hidrostático e hidrodinâmico, respectivamente, para o vale de jusante de JAC1 são apresentados.

Zonas (m)	Área (ha)	%	Risco
H < 1	26,09	11,2	Reduzido
1 < H < 3	73,62	31,6	Médio
3 < H < 6	92,85	39,8	Importante
H > 6	40,59	17,4	Muito importante
Tabela 5.30: Areas rel Zonas (m ² .s ⁻¹)	átivas ao risco hidrodinái Área (ha)	nico no vale de jusan %	Risco
H*V < 0,50	18,57	9,3	Reduzido
0,50 < H*V < 0,75	9,42	4,7	Médio
0,75 < H*V < 1,00	9,81	4,9	Importante
H*V > 1.00	161.75	81.1	Muito importante

Tabela 5.29: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC1 (RE chuva)

Comparando os resultados da Tabela 5.29 com os obtidos no cenário RMP_chuva (Tabela 5.21) no qual as barragens não rompem, percebe-se que os riscos hidrostáticos importante e muito importante tiveram maior representatividade no cenário RE_chuva, enquanto que os outros dois níveis de risco foram reduzidos. Ou seja, profundidades maiores do que 3,0 m e 6,0 m foram mais percebidas quando afluências decamilenares foram previstas. Resultado similar resultou da análise do risco hidrodinâmico: quando comparados os percentuais relativos aos riscos importante e muito importante obtidos com o cenário RE_chuva (Tabela 5.30) e os obtidos com o RMP_chuva (Tabela 5.23) são percebidos maiores percentuais quando da simulação de eventos mais críticos.

De forma quase completa, o mesmo comportamento se repetiu para o vale de jusante de JAC2. A exceção foi observada apenas na comparação entre os percentuais de risco hidrodinâmico importante: 6,2% para o cenário RMP_chuva contra 5,3% para o cenário RE_chuva. Todos os outros percentuais, tanto de risco hidrostático (tabelas 5.22 e 5.31) quanto de risco hidrodinâmico (5.24 e 5.32), obedeceram o seguinte padrão: redução dos percentuais relativos aos níveis "reduzido" e "médio" e aumento dos relativos aos níveis "importante" e "muito importante". Atribui-se esse comportamento à intensidade dos eventos hidrometeorológicos simulados, conforme mencionado.

Zonas (m)	Área (ha)	%	Risco
H < 1	129,37	10,2	Reduzido
1 < H < 3	356,01	28,1	Médio
3 < H < 6	559,19	44,1	Importante
H > 6	223,20	17,6	Muito importante
Tabela 5.32: Áreas rel	ativas ao risco hidrodinâ	mico no vale de jusant	e de JAC2 (RE_chuva)
Zonas (m ² .s ⁻¹)	Área (ha)	%	Risco
H*V < 0,50	267,56	23,1	Reduzido
0,50 < H*V < 0,75	69,83	6,0	Médio
0,75 < H*V < 1,00	61,90	5,3	Importante
H*V > 1,00	758,59	63,5	Muito importante

Tabela 5.31: Áreas relativas ao risco hidrostático no vale de jusante de JAC2 (RE_chuva)

5.6 Comparação com a Metodologia Simplificada da ANA

Os resultados da aplicação da Metodologia Simplificada (MS) da ANA para a barragem de Jacarecica II foram apresentados por Fernandes et al. (2021). Deste trabalho, foram obtidos os arquivos vetoriais da mancha de inundação e das seções transversais demarcadas (Figura 5.30), além da planilha de cálculo da MS (Tabela 5.33).





Seção	Distância à barragem (m)	Vazão máxima (m³.s ⁻¹)	Velocidade máxima (m.s ⁻¹)	Altura do escoamento (m)
0	0	11.242,0	2,6	12,95
1	676,0	11.026,0	4,2	21,47
2	1.351,0	10.815,0	3,4	13,77
3	2.027,0	10.608,0	3,0	15,75
4	2.703,0	10.405,0	2,1	6,52
5	3.378,0	10.206,0	2,3	8,74
6	4.054,0	10.010,0	2,2	11,10
7	4.730,0	9.818,0	2,3	6,83
8	5.405,0	9.630,0	2,7	8,67
9	6.081,0	9.446,0	2,5	9,09
10	6.757,0	9.265,0	1,9	6,19
11	7.433,0	9.088,0	2,1	6,44
12	8.108,0	8.914,0	1,8	6,17
13	8.784,0	8.743,0	2,1	10,63
14	9.460,0	8.575,0	2,8	8,86
15	10.135,0	8.411,0	2,5	6,40
16	10.811,0	8.250,0	2,2	7,23
17	11.487,0	8.092,0	1,6	3,34
18	12.162,0	7.937,0	1,7	5,01
19	12.838,0	7.785,0	1,9	6,02
20	13.514,0	7.636,0	1,8	3,58

Tabela 5.33: Resultados da aplicação da MS na barragem Jacarecica II

Abrangendo extensão de 13,51 km e área de 761,03 ha, a mancha elaborada com a MS atinge áreas residenciais, comércios, rodovia, travessias rurais e áreas agrícolas, conforme relatado por Fernandes *et al.* (2021) e demonstrado nos detalhes do mapa.

Com a localização das seções utilizadas na aplicação da MS, onde profundidades, velocidades e vazões máximas foram calculadas, foram extraídos os resultados do HEC-RAS para estas mesmas variáveis considerando os cenários em que houve o rompimento das barragens (RMP_sol e RE_sol). A diferença percentual (equação 41) entre os valores de cada variável de saída foi então calculada.

Na comparação da abrangência espacial das manchas obtidas pela MS e pelos cenários RMP_sol e RE_sol, percebe-se como a MS superestima a inundação (Figura 5.31). Além da diferença entre os contornos, as áreas totais das manchas (MS: 761,03 ha; RMP_sol:

505,73 ha; RE_sol: 539,36 ha) ratificam essa conclusão. A superestimação é devida às simplificações adotadas pela MS (ANA, 2014):

- ✔ Rompimento total da barragem, com a completa destruição do barramento;
- Vazão de ruptura determinada pela equação 29. Nesta equação, utiliza-se a capacidade máxima de represamento da barragem (26,23 hm³) e sua altura total (47,5 m) para determinar a vazão máxima no eixo do barramento;
- Suavização do traçado do rio a jusante da barragem, desconsiderando os meandros, que atuam como importantes atenuadores da onda de cheia em sua propagação;
- Desconsideração das perdas de energia representadas pelos coeficientes de rugosidade na calha do rio e nas planícies de inundação; e
- ✓ Propagação da onda de cheia utilizando equações empíricas.

Figura 5.31: Manchas de inundação obtidas com a MS, e com os cenários RMP_sol e RE_sol



Devido a estas considerações, as diferenças percentuais são significativas. Na Tabela 5.34 são demonstrados os resultados obtidos com o cenário RMP_sol e as diferenças percentuais para a MS, e na Figura 5.32 as diferenças percentuais são plotadas ao longo das seções transversais. Esses mesmos resultados são demonstrados para o cenário RE_sol na Tabela 5.35 e na Figura 5.33.
		RMP_sol			Diferença %	
Seção	Vazão máxima (m ³ .s ⁻¹)	Velocidade máxima (m³.s ⁻¹)	Altura do escoamento (m)	Vazão máxima (m ³ .s ⁻¹)	Velocidade máxima (m ³ .s ⁻¹)	Altura do escoamento (m)
0	1.178,3	3,1	9,18	854,1%	-14,8%	41,1%
1	1.287,5	2,5	9,89	756,4%	70,0%	117,1%
2	1.208,6	2,4	11,59	794,8%	40,5%	18,8%
3	1.191,7	2,0	7,90	790,1%	47,8%	99,4%
4	1.193,3	2,5	8,41	772,0%	-17,3%	-22,5%
5	1.191,2	6,0	4,64	756,8%	-61,4%	88,4%
6	1.190,4	3,3	3,94	740,9%	-33,7%	181,7%
7	1.188,1	1,9	7,28	726,3%	18,6%	-6,2%
8	1.187,0	4,9	3,49	711,3%	-44,9%	148,4%
9	1.184,5	2,4	6,19	697,5%	4,6%	46,8%
10	1.179,4	5,0	6,00	685,6%	-61,9%	3,2%
11	1.163,9	2,2	5,23	680,9%	-5,8%	23,1%
12	1.145,6	3,3	4,01	678,1%	-45,5%	53,9%
13	1.117,3	1,7	4,49	682,5%	22,8%	136,7%
14	1.110,5	3,7	3,97	672,2%	-23,7%	123,2%
15	1.102,0	3,0	5,59	663,2%	-16,7%	14,5%
16	1.100,4	3,1	4,65	649,7%	-29,7%	55,5%
17	1.087,0	5,5	5,16	644,4%	-71,0%	-35,3%
18	1.051,1	2,0	4,06	655,1%	-16,7%	23,4%
19	925,9	1,7	7,01	740,8%	14,5%	-14,1%
20	868,9	2,0	5,60	778,9%	-10,0%	-36,1%

Tabela 5.34: Resultados do HEC-RAS para o cenário RMP_sol e diferenças percentuais para a MS

Figura 5.32: Variação da diferença percentual para a velocidade e profundidade máximas ao longo das seções transversais no cenário RMP_sol



Seções transversais

		RE_sol			Diferença %	
Seção	Vazão máxima (m ³ .s ⁻¹)	Velocidade máxima (m³.s ⁻¹)	Altura do escoamento (m)	Vazão máxima (m ³ .s ⁻¹)	Velocidade máxima (m³.s ⁻¹)	Altura do escoamento (m)
0	1.591,7	3,4	9,56	606,3%	-23,1%	35,5%
1	1.572,0	2,8	10,82	601,4%	47,9%	98,4%
2	1.476,2	2,6	12,62	632,6%	30,3%	9,1%
3	1.446,3	2,3	8,55	633,4%	33,3%	84,2%
4	1.441,1	2,9	8,92	622,0%	-27,3%	-26,9%
5	1.432,5	5,6	4,85	612,5%	-58,9%	80,2%
6	1.432,2	3,6	4,26	598,9%	-39,6%	160,6%
7	1.426,6	2,1	7,55	588,2%	10,0%	-9,5%
8	1.425,7	4,9	3,86	575,5%	-44,6%	124,6%
9	1.418,8	2,6	6,41	565,8%	-4,2%	41,8%
10	1.412,8	5,5	6,22	555,8%	-65,5%	-0,5%
11	1.377,4	3,1	5,44	559,8%	-32,3%	18,4%
12	1.317,2	3,4	4,26	576,7%	-46,6%	44,8%
13	1.279,5	2,0	4,73	583,3%	6,6%	124,7%
14	1.268,0	4,5	4,26	576,3%	-37,8%	108,0%
15	1.255,5	3,8	5,87	569,9%	-33,5%	9,0%
16	1.247,3	3,5	4,87	561,4%	-37,1%	48,5%
17	1.368,4	5,1	6,10	491,4%	-68,7%	-45,2%
18	1.631,4	2,7	5,08	386,5%	-36,6%	-1,4%
19	1.579,7	1,7	7,99	392,8%	12,4%	-24,7%
20	1.548,7	2,2	6,58	393,1%	-19,3%	-45,6%

Tabela 5.35: Resultados do HEC-RAS para o cenário RE_sol e diferenças percentuais para a MS

Figura 5.33: Variação da diferença percentual para a velocidade e profundidade máximas ao longo das seções transversais no cenário RE_sol



Seções transversais

Percebe-se que a MS tende a fornecer maiores profundidades e menores velocidades (principalmente em seções mais distantes das barragens) em comparação com as respostas do HEC-RAS em ambos os cenários. Para obter a velocidade e a profundidade do escoamento, a MS utiliza as vazões calculadas em cada seção (em função da vazão de ruptura na barragem) e, com o MDE SRTM, determina a área de escoamento na seção. Com a equação de Manning-Strickler, são obtidas as alturas do escoamento e as velocidades em cada seção. Sendo assim, por resultar em vazões máximas superdimensionadas, as profundidades resultantes geralmente também são maiores e as velocidades, portanto, reduzidas.

Quanto aos valores das vazões máximas obtidas com os rompimentos, é prudente ressaltar que eles dependem da brecha formada. A MS considera rompimentos totais, nos quais toda a seção transversal dos barramentos é destruída, o que seria um caso extremo de rompimento, que ocorre com mais frequência em barragens de concreto em arco construídas em vales estreitos, sendo os barramentos apoiados em rochas. Assim, para que a barragem falhe por completo, é preciso ocorrer uma falha nos apoios das fundações, algo que pode acontecer, mas com menor probabilidade de ocorrência (ATALLAH, 2002; GEE, 2008). De toda forma, para simplificar o processo de produção das manchas e simular o pior cenário possível, é feita a consideração de falha do barramento por completo.

Por fim, era esperado que a comparação entre as metodologias de produção de manchas de inundação resultasse em diferenças significativas. É preciso ressaltar que a MS foi desenvolvida com o propósito de classificação das barragens quanto ao DPA e não para estudos detalhados da propagação da onda de cheia proveniente de rompimentos de barragens.

5.7 Análise de Sensibilidade

O estabelecimento de cenários em estudos de rompimento de barragem tem o objetivo de reduzir as incertezas da simulação do rompimento e da propagação da onda de ruptura no vale de jusante, cujos resultados embasam a proposição de níveis de ações para a resposta a situações emergenciais, um dos componentes dos Planos de Ação Emergenciais (PAEs).

Neste trabalho, para determinar como as incertezas associadas aos dados de entrada afetam as variáveis de saída Vazão Máxima (Q_{MAX}), Velocidade Máxima (V_{MAX}) e Profundidade Máxima (H_{MAX}), foram selecionados 8 pontos nos vales de jusante: pontos 1 a 4 no vale de jusante de Jacarecica I e pontos 5 a 8 no vale de jusante de Jacarecica II (Figura 5.34). Observa-se que a partir do ponto 3 a contribuição lateral da sub-bacia do riacho Açude

Macela é considerada na propagação da vazão. Já a jusante de Jacarecica II, a confluência com o rio Dangra acontece antes do ponto 7 e a com o rio Sergipe antes do ponto 8.





Os valores de Q_{MAX} , V_{MAX} e H_{MAX} foram então extraídos em cada cenário de variação dos dados de entrada (tabelas 4.21 a 4.24). Com estas informações, foram calculados os parâmetros estatísticos: valores máximo, mínimo e médio, o desvio padrão e o coeficiente de variação, parâmetro este que foi utilizado para avaliar a sensibilidade das respostas do modelo hidrodinâmico frente a variação dos dados de entrada.

5.7.1 Variação das afluências probabilísticas

Nas tabelas 5.36, 5.37 e 5.38 são demonstrados os resultados de Q_{MAX} , H_{MAX} e V_{MAX} , respectivamente, em cada ponto nos vales de jusante, considerando a variação das afluências probabilísticas aos reservatórios.

De acordo com estes resultados, o gráfico que mostra os coeficientes de variação calculados com os resultados de cada variável de saída em cada ponto no vale de jusante está demonstrado na Figura 5.35.

Cománia		Pontos								
Cenario	1	2	3	4	5	6	7	8		
TR-1	620,00	779,80	595,84	622,68	1.098,30	1.005,25	664,96	651,67		
TR-2	626,57	784,82	604,52	630,58	1.392,52	1.236,92	830,59	1.141,11		
TR-3	660,30	845,66	744,26	865,88	1.337,87	1.274,49	1.043,55	1.787,38		
Máximo	660,30	845,66	744,26	865,88	1.392,52	1.274,49	1.043,55	1.787,38		
Média	635,62	803,43	648,21	706,38	1.276,23	1.172,22	846,37	1.193,39		
Mínimo	620,00	779,80	595,84	622,68	1.098,30	1.005,25	664,96	651,67		
Desv.pad	21,622	36,661	83,298	138,188	156,496	145,815	189,787	569,657		
Coef.Var.	0,034	0,046	0,129	0,196	0,123	0,124	0,224	0,477		

Tabela 5.36: Resultados de Q_{MAX} (m³.s⁻¹) para os cenários de variação do TR

Desv.pad = Desvio padrão; Coef. Var. = Coeficiente de Variação

Tabela 5.37: Resultados de $H_{\text{M}\text{A}\text{X}}\left(m\right)$ para os cenários de variação do TR

Conónio -		Pontos									
Cenario	1	2	3	4	5	6	7	8			
TR-1	4,64	5,36	4,80	6,46	4,75	6,80	7,08	9,09			
TR-2	4,59	5,37	4,80	6,45	4,99	7,25	7,49	9,97			
TR-3	4,75	5,79	5,28	7,30	5,00	7,32	8,15	10,82			
Máximo	4,75	5,79	5,28	7,30	5,00	7,32	8,15	10,82			
Média	4,66	5,51	4,96	6,74	4,91	7,12	7,57	9,96			
Mínimo	4,59	5,36	4,80	6,45	4,75	6,80	7,08	9,09			
Desv.pad	0,082	0,245	0,277	0,488	0,142	0,282	0,540	0,865			
Coef.Var.	0,018	0,045	0,056	0,072	0,029	0,040	0,071	0,087			

Tabela 5.38: Resultados de $V_{\text{MAX}}\left(m.s^{\text{-1}}\right)$ para os cenários de variação do TR

Conómia -		Pontos									
Cenario	1	2	3	4	5	6	7	8			
TR-1	2,86	2,46	1,91	2,84	2,82	1,31	0,92	2,54			
TR-2	2,91	2,42	1,96	2,90	2,80	1,47	1,06	2,52			
TR-3	2,91	2,42	2,31	3,31	2,83	1,48	1,19	2,39			
Máximo	2,91	2,46	2,31	3,31	2,83	1,48	1,19	2,54			
Média	2,89	2,43	2,06	3,02	2,82	1,42	1,06	2,48			
Mínimo	2,86	2,42	1,91	2,84	2,80	1,31	0,92	2,39			
Desv.pad	0,029	0,023	0,218	0,256	0,015	0,095	0,135	0,081			
Coef.Var.	0,010	0,009	0,106	0,085	0,005	0,067	0,128	0,033			



Figura 5.35: Coeficientes de variação de Q_{MÁX}, H_{MÁX} e V_{MÁX} para os cenários de variação do TR

Observando os resultados é possível concluir que as incertezas associadas à determinação do período de retorno afetam mais os resultados de Q_{MAX} do que os das outras variáveis de saída, e essa influência tende a ser mais significativa em pontos mais distantes das barragens.

Nos pontos 1 e 2, o comportamento das variáveis são parecidos. Porém, a partir do ponto 3, onde existe a confluência com o riacho Acude Macela, a vazão máxima passa a sofrer maior variação ao se considerar diferentes períodos de retorno para as afluências. Esse comportamento também é percebido no vale de jusante de Jacarecica II, nos pontos 7 e 8, que se encontram a jusante das confluências com o rio Dangra e o rio Sergipe, respectivamente. Como as sub-bacias contribuem de maneira diferente (diferentes vazões afluentes máximas e tempos de pico) nos pontos de confluência, o incremento na vazão propagada ao longo dos pontos de análise faz com que essa variável seja sensível aos cenários considerados.

A análise das interferências, como contribuições laterais de afluentes, nos vales de jusante de barragens é de fundamental importância para o estudo de rompimento. Simular diferentes cenários de afluência é uma forma eficaz e recomendada (ANA, 2016e) de avaliar os impactos que diferentes condições hidrometeorológicas causam na propagação das ondas de cheia.

As velocidades e profundidades máximas mostraram ser pouco sensíveis à alteração das afluências propostas. Além disso, elas dependem da interação com a topografia, que pode causar variações significativas no comportamento das variáveis tando na calha do rio quanto na planície de inundação. Geralmente, vales largos e planos possibilitam escoamentos com profundidades e velocidades baixas, enquanto que os estreitos ("encaixados") e declivosos formam inundações rápidas e profundas (TSCHIEDEL; PAIVA, 2018; PEDROSO et al., 2018).

Uma vez que a variação dos cenários de afluência probabilísticas causa maiores variações nas vazões máximas das ondas de inundação, é importante desprender atenção e recursos suficientes para a determinação das afluências de maneira mais precisa possível, utilizando a maior quantidade de dados disponíveis, idealmente aferidos/coletados em campo, sobre variáveis meteorológicas e hidrológicas, para que a calibração e utilização dos modelos hidrológicos seja a melhor possível.

5.7.2 Variação dos armazenamentos iniciais

Nas tabelas 5.39, 5.40 e 5.41 são demonstrados os resultados de Q_{MAX} , H_{MAX} e V_{MAX} , respectivamente, nos pontos dos vales de jusante, considerando a variação dos armazenamentos iniciais dos reservatórios. Com estes resultados, na Figura 5.36 é esboçada a evolução dos coeficientes de variação de cada variável de saída ao longo dos vales de jusante.

Comária		Pontos									
Cenario	1	2	3	4	5	6	7	8			
NA-1	660,30	845,66	744,26	865,59	1.658,91	1.524,48	1.117,31	1.754,79			
NA-2	660,31	845,68	744,26	865,73	1.660,19	1.544,39	1.071,45	1.788,51			
NA-3	660,30	845,66	744,26	865,88	1.337,91	1.274,49	1.043,55	1.787,38			
Máximo	660,31	845,68	744,26	865,88	1.660,19	1.544,39	1.117,31	1.788,51			
Média	660,30	845,67	744,26	865,73	1.552,33	1.447,79	1.077,44	1.776,89			
Mínimo	660,30	845,66	744,26	865,59	1.337,91	1.274,49	1.043,55	1.754,79			
Desv.pad	0,006	0,009	0,003	0,142	185,701	150,407	37,244	19,149			
Coef.Var.	8,74E-06	1,07E-05	3,44E-06	1,64E-04	0,120	0,104	0,035	0,011			

Tabela 5.39: Resultados de Q_{MAX} (m³.s⁻¹) para os cenários de variação do NA

Tabela 5.40: Resultados de $H_{MAX}(m)$ para os cenários de variação do NA

Cománia		Pontos									
Cenario	1	2	3	4	5	6	7	8			
NA-1	4,75	5,79	5,19	7,30	5,32	7,79	8,22	10,77			
NA-2	4,75	5,79	5,19	7,30	5,32	7,83	8,16	10,82			
NA-3	4,75	5,79	5,28	7,30	5,00	7,32	8,14	10,82			
Máximo	4,75	5,79	5,28	7,30	5,32	7,83	8,22	10,82			
Média	4,75	5,79	5,22	7,30	5,21	7,65	8,17	10,80			
Mínimo	4,75	5,79	5,19	7,30	5,00	7,32	8,14	10,77			
Desv.pad	0,001	0,000	0,052	0,001	0,186	0,283	0,046	0,030			
Coef.Var.	1,77E-04	0,00E+00	1,00E-02	1,81E-04	0,036	0,037	0,006	0,003			

Conório		Pontos									
Cenario	1	2	3	4	5	6	7	8			
NA-1	2,93	2,42	2,29	3,32	3,26	1,69	1,24	2,39			
NA-2	2,92	2,42	2,29	3,32	3,15	1,68	1,21	2,39			
NA-3	2,91	2,42	2,31	3,31	2,83	1,48	1,19	2,39			
Máximo	2,93	2,42	2,31	3,32	3,26	1,69	1,24	2,39			
Média	2,92	2,42	2,29	3,32	3,08	1,62	1,21	2,39			
Mínimo	2,91	2,42	2,29	3,31	2,83	1,48	1,19	2,39			
Desv.pad	0,008	0,000	0,014	0,000	0,222	0,116	0,025	0,000			
Coef.Var.	2,79E-03	1,26E-04	6,14E-03	1,09E-04	0,072	0,072	0,021	0,000			

Tabela 5.41: Resultados de V_{MÁX} (m.s⁻¹) para os cenários de variação do NA

De acordo com os resultados, percebe-se que a consideração de diferentes níveis iniciais de armazenamento para o reservatório de Jacarecica I praticamente não impacta nos resultados das variáveis consideradas em seu vale de jusante. Já para os pontos localizados no vale de jusante de Jacarecica II, os diferentes cenários de armazenamento inicial provocaram maior sensibilidade nos resultados de todas as variáveis, com maior impacto nos resultados das vazões máximas.





Provavelmente, esse comportamento se justifica pelo fato de Jacarecica II estar localizada a jusante de Jacarecica I. Assim, quando ocorre o rompimento desta barragem, a capacidade da barragem Jacarecica II conter a onda de cheia do rompimento de Jacarecica I superposta à cheia natural proveniente da bacia incremental aos reservatórios depende do volume que se encontra armazenado, além da capacidade de vertimento de seu vertedor.

Em operações de reservatórios, o volume armazenado é uma variável de estado importante. Seja para controlar a regularização objetivada pela barragem ou para efetuar o controle de enchentes naturais, definindo regras operacionais para os volumes de espera, por exemplo, é preciso haver um monitoramento contínuo e preciso do armazenamento.

A capacidade de um reservatório conter uma enchente natural ou proveniente do rompimento de uma barragem a montante pode ser ampliada caso existam regras operacionais claras para a definição dos volumes de espera, o que depende de um sistema de gestão e monitoramento devidamente implementados nos sistemas hídricos. Especialmente em sistemas integrados, com barragens recebendo contribuições de outras a montante, os armazenamentos iniciais, assim como a dimensão das barragens podem ser fatores importantes na análise de rompimentos em cascata, os quais se caracterizam pela ocorrência de múltiplos picos de vazões, a depender da quantidade de barragens que se rompem ou das contribuições de afluentes a montante (SHI et al., 2015).

Na Figura 5.37 estão demonstrados os perfis de (a) vazão e (b) velocidade no ponto 5, onde os coeficientes de variação dessas variáveis foram maiores. Percebe-se que quanto menor o armazenamento inicial (cenário NA-1: 50%; cenário NA-2: 75%, cenário NA-3: 100%), maior o atraso no pico do hidrograma proveniente da ruptura, devido ao amortecimento do hidrograma afluente pelo reservatório (Figura 5.37a).

Já para a velocidade (Figura 5.37b), o efeito se mostrou contrário: quando o reservatório está cheio (NA-3), qualquer afluência inicial já começa a ser vertida pelo vertedor, então o hidrograma que se propaga pelo vale de jusante ascende de maneira mais gradual. Já quando o reservatório está mais vazio (NA-1), ele consegue amortecer as vazões iniciais e a barragem só rompe quando atinge o gatilho de rompimento definido, quando elevados volumes por unidade de tempo afluem no reservatório. Isso causa uma propagação mais abrupta no vale de jusante, elevando as velocidades.



Figura 5.37: Perfis de vazão (a) e velocidade (b) no ponto 5 do vale de jusante de Jacarecica II

5.7.3 Variação dos gatilhos de rompimento

Assim como foi feito para as afluências probabilísticas e para os cenários de armazenamento inicial nos reservatórios, os resultados de Q_{MAX} , H_{MAX} e V_{MAX} nos pontos dos vales de jusante, quando da variação dos cenários de gatilhos de rompimento, estão demonstrados nas tabelas 5.42, 5.43 e 5.44. Os coeficientes de variação das variáveis estudadas são então esboçados no gráfico da Figura 5.38.

A consideração de diferentes elevações da superfície da água nos reservatórios no momento dos rompimentos (gatilhos de rompimento) não provocou variações expressivas nos pontos localizados no vale de jusante de Jacarecica I. Assim como ocorreu com os cenários de armazenamentos iniciais, apenas no vale de jusante de Jacarecica II houve diferenças nos resultados de Q_{MÁX}, H_{MÁX} e V_{MÁX} nos pontos considerados.

Conómio		Pontos									
Cenario	1	2	3	4	5	6	7	8			
TFA-1	660,30	845,66	744,26	865,67	1.337,91	1.274,49	1.043,55	1.787,38			
TFA-2	660,34	845,69	744,24	865,64	2.062,98	1.905,27	1.193,84	1.968,23			
TFA-3	660,28	845,67	744,23	865,73	1.072,78	1.068,08	1.025,69	1.699,49			
Máximo	660,34	845,69	744,26	865,73	2.062,98	1.905,27	1.193,84	1.968,23			
Média	660,31	845,67	744,24	865,68	1.491,22	1.415,94	1.087,69	1.818,36			
Mínimo	660,28	845,66	744,23	865,64	1.072,78	1.068,08	1.025,69	1.699,49			
Desv.pad	0,03	0,01	0,01	0,04	512,59	436,15	92,36	137,02			
Coef.Var.	4,71E-05	1,56E-05	1,74E-05	4,93E-05	0,34	0,31	0,09	0,08			

Tabela 5.42: Resultados de Q_{MAX} (m³.s⁻¹) para os cenários de variação do TFA

Tabela 5.43: Resultados de H_{MAX} (m) para os cenários de variação do TFA

Conório		Pontos									
Cenario	1	2	3	4	5	6	7	8			
TFA-1	4,75	5,79	5,28	7,30	5,00	7,32	8,14	10,82			
TFA-2	4,75	5,79	5,28	7,30	5,68	8,46	8,39	11,02			
TFA-3	4,75	5,79	5,28	7,30	4,70	6,91	8,07	10,71			
Máximo	4,75	5,79	5,28	7,30	5,68	8,46	8,39	11,02			
Média	4,75	5,79	5,28	7,30	5,13	7,57	8,20	10,85			
Mínimo	4,75	5,79	5,28	7,30	4,70	6,91	8,07	10,71			
Desv.pad	0,000	0,000	0,000	0,001	0,505	0,801	0,170	0,161			
Coef.Var.	1,22E-05	0,00E+00	0,00E+00	1,46E-04	0,098	0,106	0,021	0,015			

Conário		Pontos									
Cenario	1	2	3	4	5	6	7	8			
TFA-1	2,91	2,42	2,31	3,31	2,83	1,48	1,19	2,39			
TFA-2	2,89	2,37	2,31	3,31	2,87	1,75	1,28	2,38			
TFA-3	2,89	2,37	2,31	3,31	2,82	1,31	1,18	2,98			
Máximo	2,91	2,42	2,31	3,31	2,87	1,75	1,28	2,98			
Média	2,89	2,38	2,31	3,31	2,84	1,52	1,22	2,58			
Mínimo	2,89	2,37	2,31	3,31	2,82	1,31	1,18	2,38			
Desv.pad	0,015	0,028	0,000	0,000	0,026	0,217	0,055	0,343			
Coef.Var.	5,13E-03	1,18E-02	0,00E+00	4,61E-05	0,009	0,144	0,045	0,133			

Tabela 5.44: Resultados de V_{MÁX} (m.s⁻¹) para os cenários de variação do TFA

Novamente, as vazões máximas foram as mais sensíveis à variação dos cenários, ainda que no ponto 8 a velocidade máxima tenha variado mais.

Figura 5.38: Coeficientes de variação de Q_{MÁX}, H_{MÁX} e V_{MÁX} para os cenários de variação do TFA



Definir gatilhos de rompimento com diferentes elevações da superfície da água nos reservatórios pode indicar diferentes capacidades resistivas dos barramentos. Quanto menores as elevações de início dos rompimentos, menores as cargas hidráulicas resistidas pelo barramento, supostamente. E essas diferentes capacidades resistivas podem indicar tanto para erros de concepção/execução dos projetos quanto para a precariedade/inexistência dos sistemas de gestão de segurança nas barragens.

Desta forma, é perceptível a importância que se deve direcionar para implementar um sistema de gestão da segurança efetivo, com inspeções técnicas, manutenções preventivas e monitoramentos contínuos, para a barragem de Jacarecica II, pois diferentes gatilhos de rompimento (que, indiretamente, apontam para capacidades resistivas menores ou maiores) interferem de maneira significativa no comportamento da propagação da enchente no seu vale de jusante.

5.7.4 Variação dos parâmetros formadores das brechas

Por fim, os resultados das variáveis de saída Q_{MAX} , H_{MAX} e V_{MAX} , quando da alteração dos cenários de formação das brechas, são demonstrados nas tabelas 5.45, 5.46 e 5.47, e a evolução dos coeficientes de variação de cada uma delas nos pontos de jusante é demonstrada na Figura 5.39.

É de se esperar que a incerteza na definição dos parâmetros formadores das brechas resulte em variações das variáveis de saída nos pontos mais próximos das barragens (FROEHLICH, 2008; TSCHIEDEL; PAIVA, 2018). Isso ocorreu de forma mais clara para Q_{MAX} e H_{MAX} , que demonstraram maiores coeficientes de variação nos pontos mais próximos das barragens, reduzindo seus valores nos pontos mais distantes. Para a V_{MAX} , percebeu-se variações maiores no vale de jusante de Jacarecica I do que no de Jacarecica II.

Cenário		Pontos									
Cenario	1	2	3	4	5	6	7	8			
B-1	661,03	846,88	745,46	857,82	1.178,79	1.173,38	1.042,42	1.769,60			
B-2	700,85	845,66	744,26	865,88	1.337,91	1.274,49	1.043,55	1.787,38			
B-3	840,44	1.036,94	772,32	857,82	1.547,67	1.355,79	1.057,02	1.808,93			
Máximo	840,44	1.036,94	772,32	865,88	1.547,67	1.355,79	1.057,02	1.808,93			
Média	734,11	909,83	754,01	860,50	1.354,79	1.267,89	1.047,66	1.788,64			
Mínimo	661,03	845,66	744,26	857,82	1.178,79	1.173,38	1.042,42	1.769,60			
Desv.pad	94,217	110,087	15,867	4,655	185,019	91,386	8,123	19,698			
Coef.Var.	0,128	0,121	0,021	0,005	0,137	0,072	0,008	0,011			

Tabela 5.45: Resultados de Q_{MÁX} (m³.s⁻¹) para os cenários de variação das brechas

Tabela 5.46: Resultados de H_{MAX} (m) para os cenários de variação das brechas

Cenário -	Pontos									
	1	2	3	4	5	6	7	8		
B-1	4,75	5,79	5,10	7,31	4,82	7,13	8,12	10,80		
B-2	4,75	5,79	5,10	7,30	5,00	7,33	8,14	10,82		
B-3	5,16	6,11	5,40	7,30	5,26	7,46	8,16	10,91		
Máximo	5,16	6,11	5,40	7,31	5,26	7,46	8,16	10,91		
Média	4,89	5,89	5,20	7,30	5,03	7,30	8,14	10,84		
Mínimo	4,75	5,79	5,10	7,30	4,82	7,13	8,12	10,80		
Desv.pad	0,237	0,184	0,172	0,004	0,219	0,166	0,019	0,063		
Coef.Var.	0,049	0,031	0,033	0,001	0,044	0,023	0,002	0,006		

Cenário -	Pontos									
	1	2	3	4	5	6	7	8		
B-1	2,89	2,37	2,31	3,32	2,81	1,39	1,19	2,39		
B-2	2,91	2,42	2,31	3,71	2,83	1,48	1,19	2,39		
B-3	3,29	3,26	2,81	3,31	2,92	1,44	1,17	2,25		
Máximo	3,29	3,26	2,81	3,71	2,92	1,48	1,19	2,39		
Média	3,03	2,68	2,48	3,45	2,85	1,44	1,18	2,34		
Mínimo	2,89	2,37	2,31	3,31	2,81	1,39	1,17	2,25		
Desv.pad	0,224	0,502	0,286	0,229	0,058	0,045	0,011	0,076		
Coef.Var.	0,074	0,187	0,116	0,066	0,020	0,031	0,009	0,033		

Tabela 5.47: Resultados de V_{MÁX} (m.s⁻¹) para os cenários de variação das brechas

Este resultado pode ser justificado pelas considerações feitas sobre as brechas: para Jacarecica I, barragem de concreto gravidade, foram adotados valores arbitrários referenciados em literatura (Tabela 2.7). Já para Jacarecica II, foram utilizadas equações de regressão provenientes de estudos estatísticos de rompimentos históricos.

Figura 5.39: Coeficientes de variação de Q_{MÁX}, H_{MÁX} e V_{MÁX} para os cenários de variação das brechas



Ademais, por desconsiderarem o efeito de rompimentos em cascata, estes modelos podem não representar de forma desejada a formação das brechas quando da ocorrência desses eventos. Comparando os parâmetros formadores das brechas obtidos com a aplicação de equações empíricas como as de Froehlich (2008) e os aferidos em um modelo físico de rompimento de barragens em cascata, Campos *et al.* (2020) perceberam, ainda que de forma preliminar, um aumento de 40% na largura média e de 48% na declividade das paredes laterais, e uma redução de 30% no tempo de formação das brechas nas barragens de jusante quando ocorre o rompimento de uma barragem a montante. Os autores desenvolveram adaptações para a equação de Froehlich (2008) para o cálculo da largura média e do tempo de formação das brechas em caso de ruptura em cascata.

5.7.5 Análise conjunta dos dados de entrada para cada variável de saída

Uma outra forma de interpretar os resultados da análise de sensibilidade é através da observação da evolução dos coeficientes de variação das respostas do modelo hidrodinâmico obtidas pela alteração dos dados de entrada em cada ponto dos vales de jusante. Essa evolução é demonstrada para Q_{MAX} na Figura 5.40, para H_{MAX} na Figura 5.41 e para V_{MAX} na Figura 5.42.

0,50 TFA Brecha NA 0,45 Coeficientes de variação 0,40 0,35 0,30 0,25 0,20 0,15 0,10 0,05 0,00 2 3 4 5 6 7 8 1 Pontos nos vales de jusante

Figura 5.40: Coeficientes de variação de Q_{MÁX} obtidos pela aplicação dos cenários, em cada ponto nos vales de jusante

Figura 5.41: Coeficientes de variação de H_{MÁX} obtidos pela aplicação dos cenários, em cada ponto nos vales de jusante



A conclusão que se chega com essa análise é a determinação do dado de entrada que mais provocou sensibilidade para as variáveis de saída em cada ponto estudado. Para todas elas, por exemplo, os parâmetros de formação das brechas foram os que provocaram maior sensibilidade no ponto 1.



Figura 5.42: Coeficientes de variação de V_{MÁX} obtidos pela aplicação dos cenários, em cada ponto nos vales de jusante

Ainda, nos pontos 4 e 7 todas as variáveis de saída apresentaram coeficientes de variação maiores quando da aplicação dos diferentes cenários de afluência probabilística e, exceção feita para V_{MAX} (Figura 5.42, ponto 4: variação das brechas também provocou sensibilidade), houve maior convergência para as respostas do modelo quando foram variados os outros dados de entrada.

Para o ponto 4, região onde a calha do rio Jacarecica está "encaixada" nas elevações presentes (Figura 5.43a), quanto mais intensos são os eventos hidrometeorológicos, maiores os valores de vazão (Tabela 5.36), profundidade (Tabela 5.37) e velocidade (Tabela 5.38) máximas atingidas. Já no ponto 7, região de planície de inundação relativamente larga (Figura 5.43b), mas que está a jusante da confluência com a sub-bacia do rio Dangra, que possui suscetibilidade a enchentes (seção 5.4) e apresentou os maiores picos dos hidrogramas afluentes entre todas as sub-bacias consideradas, os altos volumes provenientes da variação dos períodos de retorno fez com que todas as variáveis de saída apresentassem maior variação nos seus resultados.



De forma geral, conclui-se que a vazão máxima é a variável de saída mais sensível à variação dos dados de entrada considerados. Ademais, no vale de jusante de Jacarecica I (pontos 1 a 4), a variação dos cenários de armazenamento inicial e de gatilhos de rompimento não provocou alterações significativas nas respostas do modelo hidrodinâmico. Já para os pontos a jusante de Jacarecica II, houve menor convergência das variáveis de saída quando da variação dos cenários de rompimento e de afluência probabilística, demonstrando serem estes os parâmetros que trazem maior incerteza para a simulação.

Resultados semelhantes foram obtidos por Collischonn (1997), que analisou como a variação, entre outros parâmetros, do armazenamento inicial e da largura e tempo de formação da brecha interferem nas vazões e profundidades calculadas pelo DAMBRK no estudo de rompimento da barragem de Ernestina, no Rio Grande do Sul. O autor também percebeu que parâmetros formadores da brecha trazem maior sensibilidade para a vazão máxima em pontos mais próximos da barragem. Já nos pontos mais distantes da barragem, o autor também identificou o nível inicial dos reservatórios como parâmetro que traz incerteza na determinação tanto da vazão quanto da profundidade máxima.

Em estudo bastante similar ao proposto neste trabalho, Tschiedel (2017), ao analisar a sensibilidade da vazão, profundidade e velocidades máximas em locais próximos e distantes de barragens que possuem vales declivosos e planos. O autor relata que a vazão máxima é mais sensível à variação das brechas nas regiões mais próximas ao barramento, tanto em vales declivosos quanto nos planos. Em contrapartida, o autor relatou alta sensibilidade para a velocidade máxima ao variar os parâmetros das brechas, tanto em locais próximos à barragem quanto em distantes. Ainda, a profundidade não apresentou sensibilidade relevante quando da variação dos dados de entrada, exceto para a representação topográfica do terreno (MDE), em ambos os domínios modelados.

Sendo assim, a análise de sensibilidade conduzida neste trabalho ressalta a importância de se determinar com precisão os parâmetros hidrológicos das sub-bacias da região de estudo, preferencialmente com visitas de campo para a coleta de dados a fim de realizar a calibração dos modelos considerando outras parcelas do ciclo hidrológico. Ademais, informações completas dos empreendimentos, adicionando ainda uma descrição mais precisa da topografia se fazem necessárias.

5.8 Alguns exemplos de estudos de rompimento de barragens brasileiras

Na Tabela 5.48 são demonstradas informações referentes a estudos de rompimento de barragens nos quais análises similares às realizadas neste trabalho foram feitas.

Referência	UF	Barragem	C (m)	A (m)	A _C (km ²)	Vol _{MÁX} (hm ³)	L _{MOD} (m)	$Q_{P}(m^{3}.s^{-1})$	H (m)	Vel (m.s ⁻¹)
Collischonn (1997)	RS	Ernestina	400	13	1.044	258,6	90,0	3.000 - 9.000	10 - 14	2,5
Brasil (2005)	MG	UHE Rio das Pedras	122	32	542	6,0	82,0	5.000 - 17.000	10-12	-
Balbi (2008)	MG	UHE Peti	85	40	780	43,6	79,6	8.000 - 16.000	-	-
Lauriano (2009)	RJ	UHE Funil	385	85	62.074	605,7	220,5	2.600 -100.000	16-38	4,5 - 30,0
Macedo (2013)	SP	UHE Caconde	640	-	2.566	636	60	25.840 - 73.819	30-40	-
		UHE Euclides da Cunha	312	60	1.800	18,5	20	4.998 - 17.250	20-25	-
		UHE Limoeiro	660	41	81	16,4	70	4.920 - 13.101	8-20	-
		PCH Mogi Guaçu	150	15	3.383	32,9	220	1.580 - 5.075	8-13	-
Silva Júnior (2013)	RJ	UHE Funil	385	85	62.074	605,7	102,0	30.000 - 54.000	16-26	3,0 - 25,0
Rocha (2015)	MG	São Francisco	90	34	17,6	3,8	17,7	420	8-10	5,0 - 7,0
Vianini Neto (2016)	MG	Pampulha	450	20	98,3	30,0	16,8	3.900 - 5.700	5-20	1,0 - 6,0
Tschiedel (2017)	RS	UHE Canastra	179	26	-	0,4	8,5	800 - 850	-	7,0
	RS	Lomba do Sabão	290	10	14,3	7,7	13,6	4.222	4	10,5
Mota (2017)	MG	UHE Salto Moraes	450	8	14.249	6.452,1	52,7	1.000 - 1.100	2-10	1,0 - 8,0
Cruz (2019)	MG	Santa Maria	550	40	246,0	92,1	30,7	17.000 - 29.000	2-17	16,0 - 18,0

Tabela 5.48: Exemplos de estudos de rompimento de barragens brasileiras reportados na literatura

UF: Unidade Federativa; C: Comprimento do barramento; A: Altura da barragem; Ac: Área de contribuição dos reservatórios; Vol_{MÁX}: capacidade máxima dos reservatórios; L_{MOD}: Extensão modelada no vale de jusante; Q_P: Vazão de ruptura; H: profundidades atingidas no escoamento; Vel: velocidades atingidas no escoamento; UHE: Usina Hidroelétrica.

Procurou-se exemplos que representassem objetos de estudo variados, a fim de perceber como os resultados obtidos nesta pesquisa se comportaram em relação a outros estudos já realizados. Logicamente, devido às diferentes características das áreas e das barragens estudadas, essa adequação de resultados pretendida deve ser feita com cuidado, sem generalizações, mas como uma forma de se avaliar a perspectiva e a dimensão dos resultados obtidos.

Nos estudos citados, cenários de rompimentos hipotéticos assim como análises de eventos históricos foram considerados. Alguns estipularam a falha total do barramento, utilizando equações empíricas para determinar as vazões de ruptura, sendo obtidos valores significativos. Outros utilizaram brechas com dimensões inferiores às do barramento, implicando em hidrogramas efluentes menos impactantes.

Barragens construídas em concreto (arco, gravidade, contraforte), por enrocamento e núcleo impermeável ou ainda em solo zoneado foram objetos de estudo reportados. Quanto às dimensões do barramento, dos reservatórios e de suas áreas de contribuição, ampla gama de valores foram observados. Nos resultados demonstrados, percebeu-se que vazões, profundidades e velocidades máximas variaram bastante. Os principais motivos para essa variação dizem respeito às brechas supostas, às capacidades dos reservatórios e às características dos vales de inundação modelados.

As principais limitações relatadas nas análises de sensibilidade conduzidas versam sobre a representação disponível da topografia (MDE), dificuldades em caracterizar apropriadamente as barragens (informações técnicas dos barramentos ou dos reservatórios) e/ou as condições de contorno (vazões afluentes, contribuições a jusante, entre outras).

Assim como realizado nesta pesquisa, alguns estudos analisaram o rompimento de barragens em cascata. Foram reportados cenários em que rompimentos aconteciam e cenários em que os hidrogramas propagados eram amortecidos pelos reservatórios de jusante, não ocorrendo o rompimento deste. Essa análise, principalmente em sistemas hídricos com empreendimentos em cadeia é de extrema importância.

Algumas ferramentas computacionais foram utilizadas nos estudos, como HEC-RAS, HEC-HMS, FLDWAV, Cliv+, FEWMS, DAMBRK, FLO-2D, SMAP, ArcGIS, entre outros. A despeito da utilização de diversos programas computacionais, percebeu-se que o HEC-RAS tem sido o modelo hidrodinâmico mais aplicado, principalmente em estudos mais recentes, que já utilizam as novas versões do programa, as quais trazem ferramentas mais robustas e de operação intuitiva, facilitada.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

O presente trabalho objetivou simular a propagação da onda de cheia devida a rompimentos hipotéticos das barragens Jacarecica I e Jacarecica II, utilizando a modelagem hidrodinâmica com a aplicação do modelo bidimensional HEC-RAS, versão 6.0. Um outro objetivo almejado foi comparar as manchas de inundação produzidas pela Metodologia Simplificada da ANA e pelo HEC-RAS. Por fim, realizar uma análise de sensibilidade das respostas do modelo hidrodinâmico com a variação dos dados de entrada. Sendo um estudo ainda não realizado para as barragens, mas obrigatório de acordo com a PNSB, este trabalho pretende auxiliar a gestão da segurança das barragens e subsidiar a elaboração dos Planos de Segurança.

Para tanto, foram propostos rompimentos considerando diferentes cenários de: armazenamento inicial nos reservatórios; gatilho de rompimento associado a mecanismos de ruptura hidráulicos e estruturais; condições hidrometeorológicas de afluência; e parâmetros formadores das brechas nos barramentos. Considerações e procedimentos preliminares foram realizados seguindo práticas reportadas na literatura.

Utilizando imagens da constelação de satélites Planet, que possuem 3 m de resolução espacial, foram aplicados 3 algoritmos classificadores não paramétricos (*Random Forest, Support Vector Machine* e Rede Neural) para determinar as categorias de uso da terra na região de estudo. Os resultados da classificação demonstraram índices de concordância muito bons a excelentes. Sendo assim, os usos da terra identificados foram associados aos Coeficientes de Manning, resultando na descrição da rugosidade do terreno modelado de forma bastante aprimorada.

Outro parâmetro importante na modelagem foi o número de curva (CN) médio da região de estudo, que foi determinado utilizando a classificação de uso da terra realizada e dados vetoriais do Atlas de Sergipe. Com este parâmetro, e os hietogramas calculados com equações IDF de municípios da região de estudo, considerando períodos de retorno de 100, 500, 1.000, 5.000 e 10.000 anos, o modelo chuva-vazão HEC-HMS foi utilizado para simular diferentes eventos hidrometeorológicos. Percebeu-se que as sub-bacias na região de estudo comportam-se de maneira semelhante, ainda que diferentes hidrogramas afluentes tenham sido obtidos, tendo em vista as diferentes respostas hidrológicas e características morfométricas e fisiográficas.

As geometrias das brechas foram determinadas através de valores usualmente reportados na literatura e da aplicação de equações empíricas. Brechas com larguras de 30 m e 91 m, alturas de 10 m e tempos de formação de 0,2 h e 2,9 h foram obtidas para Jacarecica I e Jacarecica II, respectivamente. Quanto aos gatilhos de rompimento e aos armazenamentos iniciais, foram consideradas diferentes elevações da superfície da água para caracterizar cenários de rompimento mais provável e de rompimento extremo, ambos avaliados em dia de sol e dia de chuva, conforme recomendações da ANA (2016e).

Após a preparação dos dados de entrada, eles foram carregados no HEC-RAS, versão 6.0. Utilizando malhas computacionais, a modelagem bidimensional foi contemplada, sendo consideradas as equações completas de Saint-Venant e ainda ajustes para a modelagem da turbulência, do efeito Coriolis e do regime misto de escoamento não permanente. Esses ajustes são importantes para modelar os escoamentos provenientes de rompimentos de barragens, porém implicam em menores instantes de tempo computacionais para obter simulações estáveis. Considerando esse tempo como 5 segundos, os cenários propostos foram então simulados.

A despeito das limitações do estudo, dos dados de entrada disponíveis e considerações utilizadas, os resultados obtidos demonstram que:

- ✓ As barragens estão seguras quanto ao galgamento (cenários RMP_chuva e RE_chuva), mesmo prevendo afluências com elevados períodos de retorno (5.000 e 10.000 anos);
- ✔ O rompimento das barragens em cascata ocorre ao se considerar falhas por mecanismos estruturais (falha monolítica ou erosão interna) e gatilhos que permitam a operação de seus vertedores;
- Com ou sem rompimento, os eventos simulados provocam inundações significativas nos vales de jusante das barragens. Foram obtidas profundidades da ordem de 9,8 m e velocidades de 4,5 m.s⁻¹ na cidade de Riachuelo, primeiro centro urbano a jusante de Jacarecica II. A onda de cheia percorre os aproximados 18 km em intervalos de tempo mínimos de 6 a 8 h, recebendo contribuições dos afluentes, o que provoca manchas de inundação bastante abrangentes. Essas inundações resultam em riscos hidrostáticos e hidrodinâmicos para humanos classificados em médio, importante e muito importante em várias regiões das planícies de inundação;
- Nas manchas de inundação dos rompimentos e das cheias naturais simuladas existem residências, pontes, rodovias, e indústria. Esse resultado motiva a elaboração de estudos ainda mais detalhados, com dados de melhor qualidade. Ademais, evidencia a

necessidade de implementação imediata dos instrumentos previstos na PNSB, em especial o Plano de Segurança das Barragens, os Planos de Ações Emergenciais (ANA, 2016e), sistemas de monitoramento e instrumentação nas barragens, treinamentos e capacitações, e os Planos de Contingência Municipais (BRASIL, 2016) para mitigar os riscos e definir as ações a serem executadas em caso de rompimentos;

A análise de sensibilidade demonstrou que a variação das afluências probabilísticas e dos parâmetros formadores das brechas foram os dados de entrada que mais provocaram sensibilidade nos resultados do HEC-RAS para o vale de jusante de Jacarecica I. Já para o de Jacarecica II, a intensidade do evento simulado e os gatilhos de rompimento causaram menor convergência das variáveis de saída.

Não obstante os importantes resultados, neste estudo se destacam algumas limitações e incertezas:

(i) utilização de MDE com baixa resolução espacial: mesmo sendo o melhor MDE gratuito da região de estudo, o NASADEM possui resolução espacial de 30 m. Para fins de delimitação das sub-bacias e caracterização fisiográfica, a resolução espacial é adequada, mas a depender da região, variações altimétricas importantes acontecem em distâncias horizontais menores, o que pode ocasionar imprecisão na simulação de rompimento;

(ii) utilização dos Coeficientes de Manning na calha do rio de acordo com a classificação do uso da terra: a forma mais recomendada de determinar as perdas de energia que ocorrem no escoamento é através da calibração, utilizando medição de vazão. Infelizmente, não foi possível realizar a visita de campo que estava planejada, por conta das restrições impostas pela pandemia de COVID-19;

(iii) Ausência de dados fluviométricos para realizar a calibração do modelo chuvavazão: além de calibrar os Coeficientes de Manning, a medição de vazão seria realizada para calibrar o modelo chuva-vazão. Ainda assim, por ter utilizado a classificação do uso da terra, que resultou em desempenho muito bom e excelente, e camadas vetoriais presentes no Atlas Digital de Sergipe, o estudo contorna essa limitação da melhor maneira possível;

As principais recomendações para aprimoramento do estudo proposto são:

▶ Realizar o levantamento da topografia utilizando perfilamento a laser (LiDAR) nos vales de jusante, em uma faixa de domínio de largura de 500 m ou mais, para caracterizar a topografia de maneira mais adequada do que o MDE NASADEM;

► Realizar levantamento topobatimétrico com a utilização de equipamentos sonares, como o ADCP, para descrever a topografia dos canais de jusante de forma mais precisa;

► Classificar do uso da terra com imagens captadas por VANTs, utilizando equipamentos com melhores resoluções espacial, radiométrica e espectral. Alternativamente, realizar ajustes manuais nas feições da camada vetorial que representam a região de jusante dos barramentos, para melhor caracterizar o coeficiente de Manning na planície de inundação. Uma terceira opção seria selecionar outras imagens para a região de estudo, de forma a conseguir uma cobertura completa da região de estudo;

► Realizar medições de vazão nos pontos de confluência com o rio Jacarecica, nos vertedores das barragens e em pontos como pontes ou travessias rurais de fácil acesso para determinar com mais propriedade tanto os Coeficientes de Manning na calha dos rios quanto os parâmetros CN e o tempo de retardo do método do SCS-CN;

Testar a utilização de outros modelos chuva-vazão, como o SMAP, o TankModel, o SWMM ou ainda alternativas que utilizam aprendizado de máquina, como o Weka;

Utilizar a metodologia da Enchente Máxima Provável, que provém da transformação da Precipitação Máxima Provável em vazão e comparar com os resultados obtidos com os cenários de afluência probabilísticos utilizados no estudo;

Utilização de outros modelos hidrodinâmicos, baseados em outras metodologias, para a propagação da onda de cheia no vale de jusante, como o FLO-2D, o RiverFlow 2D e outros.

Por fim, é importante ressaltar a necessidade de informações mais detalhadas para a realização do estudo de rompimento de barragem de forma adequada. Um monitoramento mais efetivo, com instrumentação adequada nas barragens e medições de vazão em seções próximas a jusante e nas suas afluências principais devem ser buscados. Outrossim, a imediata implementação dos instrumentos de segurança de barragens requisitados pela PNSB (PAE, PSB, entre outros) se revela necessária.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDI, A.M. Land cover and land use classification performance of machine learning algorithms in a boreal landscape using Sentinel-2 data. **GIScience & Remote Sensing**, v. 57, n. 1, 2020. doi: 10.1080/15481603.2019.1650447.

ABREU, F. G.; SOBRINHA, L. A.; BRANDÃO, J. L. B.. Análise da distribuição temporal das chuvas em eventos hidrológicos extremos. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 22, n. 2, p. 239-250, 2017. doi: 10.1590/S1413-41522016146750.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Diretrizes e análises recomendadas para a consistência de dados pluviométricos**. Superintendência de Gestão da Rede Hidrometeorológica. Brasília: ANA, SGH, 2011, 18p. Disponível em: https://bit.ly/2UnU1eP. Acesso em: 25/05/2021.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). Serviços Analíticos e Consultivos em Segurança de Barragens. Produto 6 – Classificação de Barragens Reguladas pela ANA. Relatório Final. Brasília-DF, maio 2014, 639p. Disponível em: https://bit.ly/3i4B5JC. Acesso em: 20/05/2021.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Guia Prático de Pequenas Barragens**. Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens, v. 8. Brasília: ANA, 2016a. 120p.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Diretrizes para** elaboração de projetos de barragens. Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens, v. 5. Brasília: ANA, 2016b. 160p.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Encarte especial sobre a bacia do Rio Doce** – Rompimento da barragem em Mariana/MG. Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil Informe 2015. Brasília, DF: ANA/SPR, 2016c, 49 p.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Resolução n. 132, de 22 de fevereiro de 2016**. República federativa do Brasil. Ministério do Desenvolvimento Regional, 2016d. Disponível em: https://bit.ly/2ByJYtl. Acesso em: 15/05/2021.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Guia de orientação e formulários do Plano de Ação de Emergência – PAE**. Brasília: ANA, 2016e, 129p.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Resolução n. 236, de 30 de janeiro de 2017**. República federativa do Brasil. Ministério do Desenvolvimento Regional, 2017a. Disponível em: https://bit.ly/3eTzinq. Acesso em: 15/05/2021.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Geração de Manchas para a Classificação de Barragens quanto ao Dano Potencial Associado**. Brasília: ANA, 2017b, 43 p. Disponível em: https://bit.ly/36CfYZL. Acesso em 20/05/2021.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **O 2º ciclo do Progestão em Sergipe** – Síntese do Progestão no estado. 2018. Disponível em: https://bit.ly/3sf3n8S. Acesso em 20/05/2021.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Conjuntura dos recursos hídricos no Brasil 2020**: informe anual. Brasília: ANA, 2020. 118p. Disponível em: https://bit.ly/3hoRzxm. Acesso em: 19/05/2021.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Relatório de segurança de barragens 2020.** Brasília: ANA, 2021a. Disponível em: https://bit.ly/2TC1qH3. Acesso em: 15/05/2021.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Painel de informações do SNISB**. 2021b. Disponível em: https://bit.ly/3hmo9zz. Acesso em: 15/05/2021.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (Brasil). **Portal HidroWeb v3.2.6**. 2021c. Disponível em: https://bit.ly/3roD3Zx. Acesso em: 20/05/2021.

Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL (Brasil). **Resolução Normativa n. 696, de 15 de dezembro de 2015**. República federativa do Brasil, Ministério de Minas e Energia, 2015. Disponível em: https://bit.ly/2BEwpZr. Acesso em: 15/05/2021.

Agência Peixe Vivo. **Sergipe**: Coletânia de normas sobre Recursos Hídricos no estado de Sergipe. Disponível em: https://bit.ly/3CKqrBm. Acesso em: 16/05/2021.

Agência Sergipe de Notícias – A8SE. **Barragens estaduais permanecem seguras e sob monitoramento em Sergipe**. Jan. 2019. Disponível em: https://bit.ly/2X085Jq. Acesso em: 27 jul. 2020.

AHMADISHARAF, E.; KALYANAPU, A. J.; THAMES, B. A.; LILLYWHITE, J. A probabilistic framework for comparison of dam breach parameters and outflow hydrograph generated by different empirical prediction methods. **Environmental Modelling & Software**, v. 86, p. 248-263, 2016. doi: 10.1016/j.envsoft.2016.09.022.

ALMEIDA, A. B., RAMOS, C. M., SANTOS, M. A. e VISEU, T. **Dam break flood risk**: management in Portugal. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2003, 265 p.

ALVAREZ, M.; PUERTAS, J.; PEÑA, E.; BERMÚDEZ, M.. Two-dimensional dam-break flood analysis in data-scarce regions: the case study of Chipembe Dam, Mozambique. **Water**, v. 9, n. 6, p. 432-451, 2017. doi: 10.3390/w9060432

ALVES, M.E.; MEYER, A.O; FAN, F.M.; PAIVA, R.C.D. **Manual de aplicação do modelo MGB utilizando o IPH-HYDRO Tools**. Manual Técnico, HGE, IPH, UFRGS, 2020. Disponível em: https://bit.ly/3i0OTWY. Acesso em: 20/05/2021

American Society of Civil Engineers – ASCE. Lessons from dam incidents. United States Comission on Large Dams (USCOLD). New York: ASCE, 1975, 391p.

American Society of Civil Engineers – ASCE. Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems. New York: ASCE, 1992, 753p. doi: 10.1061/9780872628557.

ANDERSON, I.; HUMDALL, B.. History of the Canadian Dam Safety Association. **Canadian Dam Safety Newsletter**, v. IX, n. 1, 1998. Disponível em: https://bit.ly/30nNh18. Acesso em: 19 jun. 2020.

ARAGÃO, R.; SANTANA, G. R.; COSTA, C. E. F. F.; CRUZ, M. A. S.; FIGUEIREDO, E. E.; SRINIVASAN, V. Chuvas intensas para o Estado de Sergipe com base em dados

desagregados de chuva diária. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 17, n. 3, p. 243-252, 2013. doi: 10.1590/S1415-43662013000300001.

ARAÚJO, J. A. A. (coord.). **Dams in the Northeast of Brazil**: DNOCS experience in dams in semi-arid region. Ministry of Interior. National Department of Works Against Droughts – DNOCS. Fortaleza: DNOCS, 1982. 160p.

ASHRAF, M. SOLIMAN, A. H.; GHORAB, E.; ZAWAHRY, A. Assessment of embankment dams breaching using large scale physical modeling and statistical methods. **Water Science**, v. 32, n. 2, 2018. doi: 10.1016/j.wsj.2018.05.002.

ATALLAH, T. A. A review on dams and breach parameters estimation. 120p. 2002. Master of Science in Hydrosystem Engineering - Virginia Polytechnic Institute, State University Blacksburg, Virginia, 2002. Disponível em: https://bit.ly/3anfXKw. Acesso em: 14 aug. 2020.

Australian National Committee on Large Dams Incorporated – ANCOLD. Guidelines on Dam Safety Management. s.l.: ANCOLD, 2003. 53 p.

Australian National Committee on Large Dams Incorporated – ANCOLD. Guidelines on the Consequence Categories for Dams. s.l.: ANCOLD, 2012. 40 p.

AZEVEDO, R.L.; SOUSA, I.F. Classificação climática da bacia hidrografica do rio Jacarecica. Capítulo 2, p. 26-34. In: GARCIA, C.A.B et al. **Caracterização ambiental e hidrológica da bacia hidrográfica do rio Jacarecica**. Volume 1, 1ª Ed. Belo Horizonte, MG: Editora Poisson, 2020.

BALBI, D. A. F. Metodologias para a Elaboração de Planos de Ações Emergenciais para Inundações Induzidas por Barragens. Estudo de Caso: Barragem de Peti – MG. 2008.
336f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) -Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte/MG, 2008.

BALLESTEROS, J. A.; BODOQUE, J. M.; DÍEZ-HERRERO, A.; SANCHEZ SILVA, M.; STOFFEL, M. Calibration of floodplain roughness and estimation of flood discharge based on tree-ring evidence and hydraulic modelling. **Journal of Hidrology**, Amsterdam, v. 403, n. 1-2, p. 103-115, 2011. doi: 10.1016/j.jhydrol.2011.03.045.

BARBOSA, A.G.; CELESTE, A.B.; MENDES, L.A. Influence of Inflow Nonstationarity on the Multipurpose Optimal Operation of Hydropower Plants Using Nonlinear Programming. **Water Resources Management**, v. 35, p. 2343-2367, 2021. doi: 10.1007/s11269-021-02812-8.

BATISTA, P. V. G.; SILVA, M. L. N.; AVVALOS, F. A. P. et al. Hybrid kriging methods for interpolating sparseriver bathymetry point data. **Ciência e Agrotecnologia**, v. 41, n. 4, p. 403-412, 2017. doi: 10.1590/1413-70542017414008617.

BAVEN, K.; LAMB, R.; LEEDAL, D.; HUNTER, N. Communicating uncertainty in flood inundation mapping: a case study. **International Journal of River Basin Management**, v. 13, n. 3, p. 385-295, 2015. doi: 10.1080/15715124.2014.917318.

BELGIU, M.; DRAGUT, L. Random forest in remote sensing: A review of applications and future Directions. **ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing**, v. 114, p. 24-31, 2016. doi: 10.1016/j.isprsjprs.2016.01.011

BEVEN, K. J.; KIRKBY, M. J. A physically based, variable contributing area model of basin hydrology. **Hydrological Sciences Bulletin**, v.24, p.43-69, 1979. doi: 10.1080/02626667909491834

BEZERRA, F. J. A. et al. **Perfil socioeconômico de Sergipe**. Fortaleza: Banco do Nordeste do Brasil, 2015. 171p. Disponível em: https://bit.ly/2QYAXBX. Acesso em: 15/04/2021.

BLADÉ, L. C. A simple and efficient unstructured finite volume scheme for solving the shallow water equations in overland flow applications. **Water Resources Research**, v. 51, n. 7, jul. 2015, p. 5464-5486. doi: 10.1002/2014WR016547.

BOULOMYTIS, V.T.G.; ZUFFO, A.C.; DALFRÉ FILHO, J.G.; IMTEAZ, M.A. Estimation and calibration of Manning's roughness coefficients for ungauged watersheds on coastal floodplains. **International Journal of River Basin Management**, v. 15, n. 2, 2017. doi: 10.1080/15715124.2017.1298605

BRADLOW, D. D.; PALMIERI, A.; SALMAN, S. M. A. **Regulatory Framework for Dam Safety**: A Comparative Study. Washington, DC: The World Bank, 2002, 177p. Disponível em: https://bit.ly/2XJOmhS. Acesso em: 20 jun. 2020.

BRASIL (país). Lei n. 6.938, de 31 de agosto de 1981. Dispõe sobre a Política Nacional do Meio Ambiente, seus fins e mecanismos de formulação e aplicação, e dá outras providências. Brasília, 1981.

BRASIL (país). **Lei n. 9.985, de 18 de julho de 2000**. Regulamenta o art. 225, § 10, incisos I, II, III e VII da Constituição Federal, institui o Sistema Nacional de Unidades de Conservação da Natureza e dá outras providências.Brasília, 2000.

BRASIL (país). **Projeto de Lei N° 1.181, de 03 de junho de 2003**. Estabelece diretrizes para a verificação da segurança de barragens de cursos de água para quaisquer fins e para aterros de contenção de resíduos líquidos industriais. Brasília. 2003.

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. Belo Horizonte. 2005a. 201 f. (Dissertação de Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005a.

BRASIL (país). **Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 2. ed. Rio de Janeiro: IPR Publ., 2005b. 133p.

BRASIL (país). **Projeto de Lei Nº 436**, de 14 de março de 2007. Torna obrigatória a contratação de seguro contra o rompimento de barragens. Brasília. 2007.

BRASIL. **Lei n. 12.334, de 20 de setembro de 2010**. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4º da Lei nº 9.984. Diário Oficial da União, Brasília, 20 set. 2010.

BRASIL. Engecorps Engenharia. Agência Nacional de Águas (Org.). Elaboração de Estudos para Concepção de um Sistema de Previsão de Eventos Críticos na Bacia do Rio Paraíba do Sul e de um Sistema de Intervenções Estruturais para Mitigação dos Efeitos de Cheias nas Bacias dos Rios Muriaé e Pomba e Investigações de Campo Correlatas: Estudos de Ruptura de Barragens. Brasília: Engecorps, 2012. 113 p. Disponível em: https://bit.ly/31QYfLr. Acesso em 14 ago. 2020.

BRASIL (país). Orientações para apoio à elaboração de planos de contingência municipais. Ministério da Integração Nacional. Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil. Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres. Brasília: Defesa Civil, set. 2016. Disponível em: https://bit.ly/349nJGy. Acesso em 14 ago. 2020.

BREIMAN, L. Random Forests. **Machine Learning**, v. 45, p. 5-32, 2001. doi:10.1023/A:1010933404324

CALDEIRA, T. L.; OLIVEIRA, V. A.; STEINMETZ, A. A. et al. . Modelagem hidrológica determinística chuva-vazão em bacias hidrográficas: uma abordagem inttrodutória. **Revista Brasileira de Engenharia e Sustentabilidade**, v. 5, n. 1, p. 22-32, 2018.

CÂMARA, G.; DAVIS, C.; MONTEIRO, A. M. V. (orgs.). Introdução à ciência da geoinformação. São José dos Campos: Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), 2001, 345p. Disponível em: https://bit.ly/3htyf1O. Acesso em: 20/05/2021.

CAMPOS, R. G. D.; SALYBA, A. P. M.; BAPTISTA, M. B. et al. Breach parameters for cascade dams' breaks using physical, empirical and numerical modeling. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 25, e30, 2020. doi: 10.1590/2318-0331.252020190109.

Canadian Dam Association – CDA. **Regulation of Dams in Canada**. 2016. Disponível em: https://bit.ly/2XHrjEs. Acesso em: 20 jun. 2020.

CAO, Z.; HUANG, W.; PENDER, G.; LIU, X. Even more destructive: cascade dam break floods. **Journal of Flood Risk Management**, v. 7, n. 4, p. 357-373, 2014. doi: 10.1111/jfr3.12051.

CARMO, F. F.; KAMINO, L. H. Y.; TOBIAS JUNIOR, R. et al. Fundão's tailing dam failure: the environment tragedy of the largest technological disaster of Brazilian mining in global context. **Perspectives in ecology and conservation**, v. 15, n. 3, p. 145-151, 2017. doi: 10.1016/j.pecon.2017.06.002

CARRERA-HERNÁNDEZ, J.J. Not all DEMs are equal: An evaluation of six globally available 30 m resolution DEMs with geodetic benchmarks and LiDAR in Mexico. **Remote Sensing of Environment**, v. 261, 2021 doi: 10.1016/j.rse.2021.112474

CEMIG/FAPEMIG. Sistema Inteligente Integrado com Tecnologia Web e Móvel para Gestão de Emergências. Relatório Etapa 1 (Projeto GT490/APQ-03314-11). Belo Horizonte, 2013. 50 p.

Centrais Elétricas Brasileiras S.A. - ELETROBRAS. **Diretrizes para estudos e projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas**. Ministério de Minas e Energia. Diretoria de Engenharia. Brasília: Centro da Memória da Eletricidade no Brasil – Memória da Eletricidade, 2000, 458p.

Centrais Elétricas Brasileiras S.A. - ELETROBRAS. **Critérios de projeto civil de usinas** hidrelétricas. Brasília: CBDB, 2003, 278p.

CESTARI JÚNIOR, E. **Estudo de propagação de ondas em planície de inundação para elaboração de plano de ação emergencial de barragens**: UHE Três Irmãos, estudo de caso. 2013. 189f. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2013.

CESTARI JÚNIOR, E.; SOBRINHO, M. D. A.; OLIVEIRA, J. N. Estudo de propagação de ondas para auxiliar a elaboração do plano de ação emergencial externo – PAE. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 20, n. 3, jul./set. 2015, p. 689 – 697. doi: 10.21168/rbrh.v20n3.p689-697.

CETEM – Centro de Tecnologia Mineral. Rompimento de barragem da Mineradora Rio Pomba Cataguases afeta qualidade da água em MG e no RJ. Rio de Janeiro, RJ: CETEM, 2012, 4 p.

CHAGAS, O. F.; LESSA, P. A.; ROCHA, J. C. S. Como o Estado vem se estruturando para atender à Lei n.º 12.334/2010? In: **II Encontro sobre Segurança de Barragens – Região Nordeste**. Natal, RN, abr. 2018. Disponível em: https://bit.ly/3hN4Ezs. Acesso em 15/05/2021.

CHANG, T.-J.; KAO, H.-M.; CHANG, K.-H.; HSU, M.-H.. Numerical simulation of shallow-water dam break flows in open channels using smoothed particle hydrodynamics. **Journal of Hydrology**, v. 408, n. 1-2, p. 78-90, 2011. doi:10.1016/j.jhydrol.2011.07.023.

CHANSON, H. Analytical solutions of laminar and turbulent dam break wave. **River Flow 2006: Proc., the International Conf. on Fluvial Hydraulics**, Taylor and Francis, London, p. 465–474, 2006. Disponível em: https://bit.ly/3f2NMBb. Acesso em 27 jul. 2020.

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, AZ, United States, September 2004, 15 p.

CHEN, H.; LIANG, Q.; LIU, Y.; XIE, S. Hydraulic correction method (HCM) to enhance the efficiency of SRTM DEM in flood modeling. **Journal of Hydrology**, v. 559, p. 59-70, 2018. doi: 10.1016/j.jhydrol.2018.01.056.

CHOW, V. T. Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill. New York, 1959.

CHRISTOFOLETTI, A. Análise morfométrica de bacias hidrográficas. **Notícia Geomorfológica**, Campinas, v. 9, n.18, p. 35-64, 1969.

CHUVIECO, E.; HUETE, A. Fundamentals of Satellite Remote Sensing. Boca Raton, FL: CRC Press, 2009. 433p.

COHEN, J. A. Coeficient of Agreement for Nominal Scales. Educational and Psychological Measurement, v. XX, n. 1, p. 37-46, 1960. doi: 10.1177/001316446002000104.

COLLISCHONN, W. Análise do Rompimento da Barragem de Ernestina. 193f. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997. COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Análise do Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 2, n.2, p. 191-206, 1997. doi: 10.21168/rbrh.v2n2.p191-206.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para engenharia e ciências ambientais**. (2a ed.) Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH), 2015.

COLLISCHONN, B.; CLARKE, R. T. Estimativa e incerteza de curvas cota-volume por meio de sensoriamento remoto. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 21, n. 4, p. 719-727, out./dez. 2016. doi: 10.1590/2318-0331.011616022.

Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens – CNPGB. Large dams in Portugal. Lisbon: Portuguese National Committee on Large Dams, 1992.

Comitê Brasileiro de Barragens – CBDB. **Diretrizes para a Inspeção e Avaliação de Segurança de Barragens em Operação**, Rio de Janeiro. 1983.

Comitê Brasileiro de Barragens – CBDB. **Apresentação das barragens**. 2021a. Disponível em: http://cbdb.org.br/apresentacao-das-barragens. Acesso em: 15/05/2021.

Comitê Brasileiro de Barragens – CBDB. **Histórico CBDB**. 2021b. Disponível em: http://cbdb.org.br/historico-cbdb. Acesso em 15/05/2021.

Companhia de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Irritação de Sergipe - COHIDRO. **Projeto irrigado Jacarecica I**. 2019a. Disponível em: https://bit.ly/31TvXjw. Acesso em: 15 ago. 2020.

Companhia de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Irritação de Sergipe - COHIDRO. **Projeto irrigado Jacarecica II**. 2019b. Disponível em: https://bit.ly/3au3cxP. Acesso em: 15 ago. 2020.

Companhia Estadual de Habitação e Obras Públicas (CEHOP). **Projeto de Irrigação Jacarecica II**: Ficha técnica. Secretaria de Estado do Desenvolvimento urbano e Sustentabilidade de Sergipe (SEDURBS-SE). Dez, 1998. 21p. Disponível em: https://bit.ly/3bGjMJD. Acesso em 26 jul. 2020.

CONGALTON, R. G.; GREEN, K. Assessing the accuracy of remotely sensed data: principles and practices. 3rd. Ed. Boca Raton, FL: CRC Press, 2019, 347p.

Conselho Nacional de Recursos Hídricos – CNRH. **Resolução nº 143, de 10 de julho de 2012**. República federativa do Brasil. Ministério do Meio Ambiente. 2012a. Disponível em: https://bit.ly/2XFz3GY. Acesso em: 20/05/2021.

Conselho Nacional de Recursos Hídricos – CNRH. **Resolução nº 144, de 10 de julho de 2012**. República federativa do Brasil. Ministério do Meio Ambiente. 2012b. Disponível em: https://bit.ly/3h9e3Aj.. Acesso em: 20 jun. 2020.

Conselho Nacional de Recursos Hídricos – CNRH. **Resolução nº 178, de 10 de julho de 2016**. República federativa do Brasil. Ministério do Meio Ambiente. 2016. Disponível em: https://bit.ly/2UBo3eQ. Acesso em: 16/05/2021.

Conselho Nacional de Recursos Hídricos – CNRH. **Resolução nº 223, de 20 de novembro de 2020**. República federativa do Brasil. Ministério do Desenvolvimento Regional. 2020. Disponível em: https://bit.ly/3dWqT4K. Acesso em: 16/05/2021.

COOLEY, S.W.; SMITH, L.C.; STEPAN, L.; MASCARO, J. Tracking Dynamic Northern Surface Water Changes with High-Frequency Planet CubeSat Imagery. **Remote Sensing**, v. 9, n. 12, 2017. doi: 10.3390/rs9121306

COSTA, D. P.; GONÇALVES, G.; FURTADO, A. S. O. Proposta de implantação do plano de ação de emergência em ciclos. **Revista Brasileira de Engenharia de Barragens**, v. 5, n. 7, p. 33-38, fev. 2019. Disponível em: https://bit.ly/2Y16J1k. Acesso em: 14 ago. 2020.

COUTINHO, M. M. Avaliação do desempenho da modelagem hidráulica unidimensional e bidimensional na simulação de eventos de inundação em Colatina/ES. 2015. 260 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais- UFMG, Belo Horizonte, 2015.

CPRM - Serviço Geológico do Brasil. **Regionalização de Vazões nas Bacias Hidrográficas Brasileiras**: estudo da vazão de 95% de permanência da sub-bacia 50 – Bacias dos rios Itapicuru, Vaza Barris, Real, Inhambupe, Pojuca, Sergipe, Japaratuba, Subaúma e Jacuípe. Recife: CPRM, 2014. 164p.

CRIPPEN, R.; BUCKLEY, S.; AGRAM, P. NASADEM Global elevation model: methods and progress. In: **XXIII ISPRS Congress**, 12-19 july 2016, Prague, Czech Republic. doi: 10.5194/isprsarchives-XLI-B4-125-2016.

CRUZ, P. T. **100 Barragens Brasileiras**: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto. 2. ed. São Paulo-SP: Oficina de Textos, FAPESP, 2004.

CRUZ, D. C. . **Identificação de áreas potencialmente inundáveis associadas à ruptura da barragem Santa Maria em decorrência de piping**. Dissertação (mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2019, 142p.

CUNGE, J. A.; HOLLY, F. M.; VERWEY, A. **Practical aspects of computational river hydraulics**. Boston: Pitman Edition, 1980, 419 p.

CUNHA, S.F.; SILVA, F.E.O; MOTA, T.U.; PINHEIRO, M.C. Avaliação da acurácia dos métodos do SCS para cálculo da precipitação efetiva e hidrogramas de cheia. **RBRH**, Porto Alegre, v. 20, n. 4, p. 837-848, 2015. doi: 10.21168/rbrh.v20n4.p837-848.

DAI, S.; HE, Y.; YANG, J.; MA, Y.; JIN, S.; LIANG, C. Numerical study of cascading dambreak characteristics using SWEs and RANS. **Water Supply**, v. 20, n. 1, p. 348-360, feb. 2019. doi: 10.2166/ws.2019.168.

DAMÉ, R. C. F.; TEIXEIRA, C. F. A.; TERRA, V. S. S. Comparação de diferentes metodologias para estimativa de curvas intensidade-duração-frequência para Pelotas- RS. **Engenharia Agrícola**, v. 28, n. 2, p. 245-255, 2008. doi: 10.1590/S0100-69162008000200005.

Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM (Brasil). **Portaria nº 70.389, de 17 de maio de 2017**. República federativa do Brasil Ministério de Minas e Energia, 2017. Disponível em: https://bit.ly/30gEOwt. Acesso em: 20 jun. 2020.

DETZEL, D.H.M.; FERNANDES, C.V.S; MINE, M.R.M. Não Estacionariedade na Construção de Curvas de Permanência com Vistas à Outorga de Recursos Hídricos. **RBRH**, Porto Alegre, v. 21, n. 1, p. 80-87, 2016. doi: 10.21168/rbrh.v21n1.p80-87.

DHARUMARAJAN, S.; HEGDE, R. . Digital mapping of soil texture classes using Random Forest classification algorithm. **Soil Use and Management**, [online]5, 2020. doi: 10.1111/sum.12668

DRESSLER, R. F. Hydraulic resistance effect upon the dam-break functions. **Journal of Research of the National Bureau of Standards (U. S.)**, v. 49, n. 3, p. 217–225, Sep. 1952. Disponível em: https://bit.ly/3jHQgbM. Acesso em: 27 jul. 2020.

EGG, G. C. Geração de modelos digitais de superfície compostos utilizando imagens do sensor PRISM/ALOS. 2012, 159f. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2012.

Environmental Protection Agency - EPA (United States). **Storm Water Management Model**: User's Manial Version 5.1. Office of Research and Development. National Exposure Research Laboratory. EPA/600/R-14/413. Sept, 2015. Disponível em: https://bit.ly/3xM7SsW. Acesso em: 28/05/2021.

Environmental Protection Agency - EPA (United States). Flow Routing Techniques for Environmental Modelling. Office of Research and Development. National Exposure Research Laboratory. EPA/600/B-18/256. August, 2018. Disponível em: https://bit.ly/39zXzNX. Acesso em: 28 jul. 2020

FABIANI, A. L. T.; OTA, J. J. Two-dimensional Boussinesq equations applied to channel flows: deducing and applying the equations. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 24, e25, 2019. doi: 10.1590/2318-0331.241920180159.

FAN, C.; WANG, W.-S.; LIU, K. F.-R.; YANG, T.-M. Sensitivity analysis and water quality modeling of a tidal river using a modified streeter-phelps equation with HEC-RAS-calculated hydraulic characteristics. **Environmental Modeling and Assessment**, v. 17, n. 6, p. 639-651, 2012. doi: 10.1007/s10666-012-9316-4.

FAN, F. M.; PONTES, P. R. M.; PAIVA, R. C. D.; COLLISCHONN, W. Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 19, n. 4, p. 137-147, 2014. doi: 10.21168/rbrh.v19n4.p137-147.

FASSONI-ANDRADE, A. C. et al. Comparison of numerical schemes of river flood routing with an inertial approximation of the Saint Venant equations. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 23, e10, 2018. doi: 10.1590/2318-0331.0318170069.

FEARNSIDE, P. M. **Hidrelétricas na Amazônia**: impactos ambientais e sociais na tomada de decisões sobre grandes obras. Manaus: Editora do INPA, 2015, 298 p.

Federal Emergency Management Agency – FEMA (United States). **Dam Safety in The United States**. A Progress Report on the National Dam Safety Program Fiscal Years 2008 through 2011. United States: FEMA, feb. 2013a. 57p. Disponível em: https://bit.ly/2AeyNG1. Acesso em: 19 jun. 2020.

Federal Emergency Management Agency – FEMA (United States). Federal Guidelines for Inundation Mapping of Flood Risks Associated with Dam Incidents and Failures. First Report – P-946. United States: FEMA, jul. 2013b. 145p. Disponível em: https://bit.ly/310h9jH. Acesso em 15 ago. 2020.

Federal Emergency Management Agency – FEMA (United States). Security Risk Management Series Publications. Department of Homeland Security, 2020a. Disponível em: https://bit.ly/2Umf3ar. Acesso em: 19 jun. 2020.

Federal Emergency Management Agency – FEMA (United States). **Hydraulic Numerical Models Meeting the Minimum Requirement of National Flood Insurance Program**. 2020b. Disponível em: https://bit.ly/3g8d3eP. Acesso em: 28 jul. 2020.

Federal Regulatory Comission – FERC (Unites States). **Notice of Revised Emergency Action Plan Guidelines. Feb. 22**, 1988. Disponivel em:https://bit.ly/3h1DGT3. Acesso em: 14 ago. 2020.

FERLA, R. **Metodologia Simplificada para Análise de Aspectos Hidráulicos em Rompimentos de Barragens**. 223f. 2018. Dissertação (mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, RS, 2018.

FERNANDES, M.R.M; JUVANHOL, R.S.; BINOTI, D.H.B; SILVA, G.F.; BERNARDI, M.; BORGES, J.P.S.; LEITE, H.G. Aplicação de classificadores convencionais e rede neural artificial para mapeamento de uma imagem VANT. **Geociências**, São Paulo, v. 36, n. 4, p. 785-791, 2017.

FERNANDES, M.R.M.; SOUZA, T.P.; ROCHA; J.C.S.; MACÊDO, A.P.B.A.; SOUZA, R.G. Simulação da mancha de inundação do rompimento hipotético da barragem Jacarecica II, Sergipe. In: **XIII Encontro de Recursos Hídricos em Sergipe**, Aracaju-SE, 22 a 24 de março de 2021.

FERREIRA, E. C.; CAETANO, A.; CABRAL, J. J. S. P. Geração de indicadores de perigo e mapa de inundação a partir de simulação 2D utilizando modelo digital do terreno e alta resolução. **Anais do XII Encontro Nacional de Águas Urbanas**, 20 a 24 de novembro de 2018. Maceió, Alagoas.

FLOODSITE. Evaluating flood damages: guidance and recommendations on principles and methods. Integrated flood risk analysis and management methodologies – FLOODSITE. Report n. T09-06-01. jan. 2007. Disponível em: https://bit.ly/2Y891vR. Acesso em: 15 ago. 2020.

FOSTER, M; FELL, R; SPANNAGLE, M. The statistics of embankment dam failures and accidents. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 37, n. 5, p. 1000-1024, oct. 2000. doi: https://doi.org/10.1139/t00-030.

FOX, R. W.; MCDONALD, A. T.; PRITCHARD, P. J.; LEYLEGIAN, J. C. Introdução à mecânica dos fluidos. 8 ed. Revisão e tradução: KOURY, R. N. N.; MACHADO, L. s.l.: LTC, 2014, 884p.

FRANCO, C. S. S. P. A. **Segurança de barragens:** aspectos regulatórios. 134f. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia do Meio Ambiente) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, GO, 2008.

FRANKS, S.; STOREY, J.; RENGARAJAN, R. The New Landsat Collection-2 Digital Elevation Model. **Remote Sensing**, v. 12; p. 3909-3932, 2020. doi: doi:10.3390/rs12233909

FREAD, D. L. **The NWS DAMBRK Model**: Theoretical Background / User Documentation. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland, 1988a, 123 p.

FREAD, D.L. **BREACH**: An Erosion Model for Earthen Dam Failures. United States: Silver Spring, Md., Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, NOAA, 1988b. 58p.

FRENCH, R. H. **Open-Channel Hydraulics**. New York: McGraw-Hill International Editions, 1985, 739 p.

FROEHLICH, D. C.. Embankment dam breach parameters revisited. In: **Water Resources Engineering**. First International Conference. San Antonio, Texas, United States: ASCE, august 14-18, p. 887-891, 1995.

FROEHLICH, D. C.; TUFAIL, M. Evaluation and use of embankment dam breach parameters and their uncertainties. In: **Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials**. Phoenix. Sept. 2004, 15 p.

FROEHLICH, D. C. Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. Journal of Hydraulic Engineering, v. 134, n. 12, dec. 2008, p. 1708-1721. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:12(1708).

GAROFALO, D. F.T.; MESSIAS, C. G.; LIESENBERG, V. et al. Análise comparativa de classificadores digitais em imagens do Landsat-8 aplicados ao mapeamento temático. **Pesquisa Agropecuária Brasileira**, v. 50, n. 7, p. 593-604, 2015. doi: 10.1590/S0100-204X2015000700009

GEE, D. M. Comparison of Dam Breach Parameter Estimators. United States Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. Davis: USACE, 2008, 10p.

GHUFFAR, S. DEM generation from muti-satellite PlanetScope Imagery. Remote Sensing, v. 10, n. 9, pp. 1462-1483, 2018. doi: doi:10.3390/rs10091462.

GIRNIUS, L. S. Análise comparativa do efeito da distribuição espaço-tempo em eventos pluviométricos intensos na formação de vazões em bacias urbanas. 2016. 175p. Dissertação (mestrado em Ciências) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. São Paulo, 2016.

GOODELL, C.R.; WAHLIN, B. Dynamic and Level Pool Reservoir Drawdown-A Practical Comparison for Dam Breach Modeling. **33**rd **IAHR Congress**, Vancouver, BC, Canada, set. 2009.

Google Earth Pro (versão 7.3.3.7699). **Imagem do Satélite CNES**, produzida pela Maxar Technologies, obtida em 10 de abril de 2015.

HAGEN, V. K. Re-evaluation of design floods and dam safety. In: **Proceedings of 14th ICOLD Congress**, Rio De Janeiro, Brazil. Vol. 1, pages 475 – 491, 1982.

HASSAN, M.; MORRIS, M.; GOFF, C. Breach modelling: why, when and how? In: **International Comission on Large Dams Annual Meeting**: Sustainable and Safe Dams Around the World. Ottawa, Canada: CRC Press, pp. 34-46, jun. 2019.

HELLER, V. Scale effects in physical hydraulic engineering models. Journal of Hydraulic Research, v. 49, n. 3, p. 293-306, 2011. doi: 10.1080/00221686.2011.578914.

HERNANDEZ, W. J.; ARMSTRONG, R. A. Deriving Bathymetry from Multispectral Remote Sensing Data. Journal of Marine Science and Engineering, v. 4, n. 1, 2016. doi: 10.3390/jmse4010008.

HICKS, F.; PEACOCK, T. Suitabality of HEC-RAS for flood forecasting. Canadian Water Resources Journal, v. 30, n. 2, p. 159-174, 2005. doi: 10.4296/cwrj3002159.

HODUL, M.; BIRD, S.; KNUDBY, A.; CHENIER, R. Satellite derived photogrammetric bathymetry. **ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing**, v. 142, p. 268-277, 2018. doi: 10.1016/j.isprsjprs.2018.06.015

HOHMANN, C.; KIRCHENGAST, G.; O, S.; RIEGER, W.; FOELSCHE, U. Small Catchment Runoff Sensitivity to Station Density and Spatial Interpolation: Hydrological Modeling of Heavy Rainfall Using a Dense Rain Gauge Network. **Water**, v. 13, n. 10, 2021. doi: 10.3390/w13101381.

HORNA-MUNOZ, D.; CONSTANTINESCU, G. 3-D dam break flow simulations in simplified and complex domains. Advances in Water Resources, v. 137, mar. 2020, 103510. doi: 10.1016/j.advwatres.2020.103510.

HORTON R.E. Erosional development of streams and their drainage basins: hydrophysical approach to quantitative morphology. **Geological Society of America Bulletin**, v. 56, n. 3, p. 275-370. doi: 10.1130/0016-7606(1945)56[275:EDOSAT]2.0.CO;2

HU, L.; XU, Y.; LI, Q.; LI, S. Numerical Simulation and Risk Assessment of Cascade Reservoir Dam-Break. **Water**, v. 12, n. 6, 2020. doi: 10.3390/w12061730.

HUFF, F.A. Time distribution of rainfall in heavy storms. **Water Resources Research**, v. 3, n. 4, p. 1007-1019, 1967. doi: 10.1029/WR003i004p01007.

HUFF, F.A. **Time Distributions of Heavy Rainstorms in Illinois**. Illinois State Water Survey, Circular 173, Champaign 1990, 18 p. Disponível em: https://bit.ly/36QWfFZ. Acesso em 20/05/2021

HUNTER, N. M.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S.; WILSON, M. D. Simple spatiallydistributed models for predicting flood inundation: A review. **Geomorphology**, v. 90, n. 3-4, p. 208–225, 2007. doi:10.1016/j.geomorph.2006.10.021.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. **Censo Demográfico**: Tabelas. 2010. Disponível em: https://bit.ly/2PX6QXD. Acesso em: 15 ago. 2020.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. **Estimativas da população**: Tabelas - 2019. 2019. Disponível em: https://bit.ly/3h4GDCj. Acesso em: 15 ago. 2020.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. **Cidades e Estados**: Sergipe. 2021a. Disponível em: https://bit.ly/3raPLLw. Acesso em: 15/05/2021.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. **Portal Cidades**: Aracaju. 2021b. Disponível em: https://bit.ly/2VjZaF2. Acesso em: 15/05/2021.

International Comission on Large Dams – ICOLD. Lessons from dam incidents. Paris: ICOLD, 1973. 1069p.

International Comission on Large Dams – ICOLD. **Dam failures statistical analysis**, Bulletin 99. Paris: ICOLD - Central Office, 1995.

International Comission on Large Dams – ICOLD. **Dam break flood analysis: review and recommendations**. Bulletin 111. Paris: Commission Internationale des Grands Barrages, 1998, 301 p.

International Comission on Large Dams – ICOLD. **Tailings dams**: risk of dangerous occurrences - Lessons learnt from practical experiences. Paris: UNEP/ICOLD, Bulletin 121, 2001.

International Comission on Large Dams – ICOLD. **World Register of Dams**: General Synthesis. 2021a. Disponível em: https://bit.ly/2TPm6et. Acesso em: 15/05/2021.

International Comission on Large Dams – ICOLD. **ICOLD – History**. 2021b. Disponível em: https://bit.ly/2ViOeap. Acesso em: 15/05/2021.

International Comission on Large Dams – ICOLD, European Club. **Dam Legislation**: Final Report. Working Group on Dam Legislation. 2020. Disponível em: https://bit.ly/3hPcybD. Acesso em: 20/05/2021.

JARIHANI, A. A.; CALLOW, J. N.; MCVICAR, T. R. et al. Satellite-derived Digital Elevation Model (DEM) selection, preparation and correction for hydrodynamic modelling in large, low-gradient and data-sparse catchments. **Journal of Hydrology**, v. 524, p. 489-506, 2015. doi: 10.1016/j.jhydrol.2015.02.049.

JANSEN, R. B. **Dam and Public Safety**: A Water Resources Technical Publication. Denver: United States Departament of the Interior, 1983. 332p.

JENSEN, J. R. **Remote Sensing of the Environment**: An Earth Resource Perspective. 2nd Ed. Harlow: Pearson, 2014. 619p.

JÓNATAS, R. J. L. **Ruptura de barragens de aterro por galgamento**: Ensaios experimentais com aterros homogêneos. 134f. 2013. Dissertação (Mestrado Integrado em Engenharia da Energia e do Ambiente) – Departamento de Engenharia Geográfica, Geofísica e Energia, Universidade de Lisboa, Lisboa, 2013.

KANASHIRO, W. H. **Curso de segurança de barragens**: módulo I - barragens: aspectos legais, técnicos e socioambientais. Unidade 6: noções de hidráulica. Brasília, DF: Agência Nacional de Águas - ANA, 2016. Disponível em: https://bit.ly/2Q18kji. Acesso em: 20 jun. 2020.

KENDALL, M.G. Rank correlation methods. 4th ed. London: Charles Griffin, 1975.

KHOSRAVI, K.; ROSTAMINEJAD, M.; COOPER, J. R.; MAO, L.; MELESSE, A. M. Dam break analysis and flood inundation mapping: The case study of Sefid-Roud Dam, Iran. In:

MELESSE, A. M.; ABTEW, W.; SENAY, G. Extreme Hydrology and Climate Variability: Monitoring, Modelling, Adaptation and Mitigation, chap. 31, p. 395-405. 2019. doi: 10.1016/B978-0-12-815998-9.00031-2.

KUMAR, S.; JASWAL, A.; PANDEY, A.; SHARMA, N. Literature review of dam break studies and inundation mapping using hydraulic models and GIS. **International Research Journal of Engineering and Technology**, v. 4, n. 5, mai. 2017, p. 55-61.

LAROCQUE, L. A.; IMRAN, J.; CHAUDHRY, M. H. Experimental and Numerical Investigations of Two-Dimensional Dam-Break Flows. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 139, n. 6, 2013, p. 569-579. doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000705.

LAURIANO, A. W. **Estudo de ruptura da Barragem de Funil**: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS. 2009. 193f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

LEITÃO, F. T. P. **Modelagem hidrodinâmica 1D, 1D/2D e 2D do efeito de maré no Rio Cocó**. 2018. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2018.

LETURCQ, G. **Dams in Brazil**: Social and Demographical Impacts. Switzerland: Springer, 2019, 143p. Doi: 10.1007/978-3-319-94628-3.

LI, J.; KNAPP, D. E.; SHILL, S. R. et al.. Adaptive bathymetry estimation for shallow coastal waters using Planet Dove satellites. **Remote Sensing of the Environment**, n. 232, 2019. doi: 10.1016/j.rse.2019.111302

LIANG, J.; ZHANG, J.; MA, Y. A spatial resolution effect analysis of remote sensing bathymetry. Acta Oceanologica Sinica, v. 36, n. 7, p. 102–109, 2017. doi: 10.1007/s13131-017-1088-x.

LOPES, J.E.G.; BRAGA, B.P.F.; CONEJO, J.G.L. Simulação Hidrológica: Aplicações de um Modelo Simplificado, In: Anais do III Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, v.2, 42-62, Fortaleza, 1981.

LY, S.; CHARLES, C.; DEGRÉ, A. Different methods for spatial interpolation of rainfall data for operational hydrology and hydrological modeling at watershed scale: a review. **Biotechnology, Agronomy, Society and Environment,** V. 17, N. 2, 2013. doi:

LYU, Z.; CHAI, J.; XU, Z.; QIN, Y.; CAO, J. A Comprehensive Review on Reasons for Tailings Dam Failures Based on Case History. **Advances in Civil Engineering**, 2019. doi: 10.1155/2019/4159306.

MACDONALD, T. C.; LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. Breaching characteristics of dam failures. **ASCE Hydraulic Engineering**, v. 110, n. 5, p. 567-586, 1984. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:5(567).

MACEDO, E. P. . **Modelagem matemática como ferramenta para elaboração de planos de ação emergencial**. Dissertação (mestrado em Ciências) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambienta. São Paulo – SP, 2013. 221 p.
MANN, H.B. Non-parametric tests against trend. **Econometrica**, v. 13, n. 3, p. 245-259, 1945. doi: 10.2307/1907187.

MASCARENHAS, F. C. B. Modelação Matemática de Ondas Provocadas por Ruptura de Barragens. 291f., 1990. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1990.

MASSAD, F. **Obras de Terra**: Curso Básico de Geotecnia. 2ª Ed. São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

MAXWELL, A.E.; WARNER, T.A.; FANG, F. Implementation of machine-learning classification in remote sensing: an applied review. **International Journal of Remote Sensing**, v. 39, n. 9, p. 2784-2817, 2018. doi: 10.1080/01431161.2018.1433343

MAYS, L. W. A very brief history of hydraulic technology during antiquity. Environ Fluid Mech, v. 8, p. 471-484, 2008. doi: 0.1007/s10652-008-9095-2.

MELLO, F. M. (coord.); PIASENTIN, C. (ed.). A História das Barragens no Brasil, Séculos XIX, XX, XXI: Cinquenta anos do Comitê de Barragens. Rio de Janeiro, RJ: CBDB, 2011. 524 p.

MELO, J.; ARAÚJO, L.; OLIVEIRA, M. *et al.* Hazard potential classification of dams using a simplified methodology. In: **Anais...**Second International Dam World Conference. Lisboa (Portugal), abr. 2015. Disponível em: https://bit.ly/372sMby. Acesso em: 2 junho 2020.

MENESCAL, R. A.; VIEIRA, V. P. P. B.; OLIVEIRA, S. K. F. Terminologia para Análise de Risco e Segurança de Barragens. In: MENESCAL, R. A. (coord.) A segurança de barragens e a gestão de recursos hídricos. Ministérios da Integração Nacional, Brasília, 2005, p. 31-49.

MENESES, P.R.; ALMEIDA; T. (org.) Introdução ao processamento de imagens de sensoriamento remoto. Brasília: UNB, 2012. 277p.

MERITT, W. S.; LETCHER, R. A.; JAKEMAN, A. J. A review of erosion and sediment transport models. **Environmental Modelling & Software**, v. 18, n. 8-9, p. 761-799, 2003. doi: 10.1016/S1364-8152(03)00078-1.

MESELHE, E.A.;HABIB, E.H.; OCHE, O.C.; GAUTAM, S. Sensitivity of Conceptual and Physically Based Hydrologic Models to Temporal and Spatial Rainfall Sampling. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 14, n. 7, p. 711–720, 2009. doi: 10.1061/(asce)1084-0699(2009)14:7(711)

MOHAMED, M. A. A.; SAMUELS, P. G.; MORRIS, M. W.; GHATAORA, G. S. Improving the accuracy of prediction of breach formation through embankment dams and flood embankments. **Proc. of the Int. Conf. On Fluvial Hydraulics**, Louvain-la-Neuve, Belgium, 3-6 Sept. 2002 - River Flow 2002, Bousmar & Zech (editors).

MONTE, B. E. O.; COSTA, D. D.; CHAVES, M. B. et al. Modelagem hidrológica e hidráulica aplicada ao mapeamento de áreas inundáveis. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 21, n. 1, jan./mar. 2016, p. 152-167. doi: 10.21168/rbrh.v21n1.p152-167.

MORRIS, W. **Concerted action on dam break modeling – CADAM**: Final Report – SR 571. HR Wallingford UK, 2000, 60p. Disponível em: https://bit.ly/31UltjS. Acesso em: 20 jul. 2020.

MORRIS, M. W.; GALLAND, J. C. **Dambreak Modeling – Guidelines and Best Practice**. CADAM Project. Reino Unido, 2000, 32 p.

MORRIS, M. et al. **IMPACT - Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty**: Final Technical Report.. 2005. Disponível em: https://bit.ly/3g2Bt8o. Acesso em: 14 ago. 2020.

MORRIS, M.; HANSON, G.; HASSAN, M. Improving the accuracy of breach modelling: why are we not progressing faster? **Journal of Flood Risk Management**, v. 1, n. 3, p. 150-161, oct. 2008. doi:10.1111/j.1753-318X.2008.00017.x.

MORRIS, M.; HASSAN, M.; KORTENHAUS, A.; VISSER, P. **Breaching processes - a** state of the art review. FLOODsite report T06-06-03. Fev, 2009a. Disponível em: https://bit.ly/2Y6q2qb. Acesso em: 14 ago. 2020.

MORRIS, M.; KORTENHAUS, A.; VISSER, P. et al. **Modelling Breach Initiation and Growth**. FLOODsite report T06-08-02. Fev, 2009b. Disponível em: https://bit.ly/3ar2Ms5. Acesso em: 14 ago. 2020.

MOTA, K. R. R. **Rompimento hipotético e análise da área de inundação da barragem de Salto Moraes**. 175f. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2017.

MOULINEC, C.; DENIS, C.; PHAM, C. T.; ROUGUE, D.; HERVOUNET, J. M. TELEMAC: an efficient hydrodynamics suite for massively parallel architectures. **Comput. Fluids**, v. 51, n. 1, 2011, p. 30-34. doi: 10.1016/j.compfluid.2011.07.003.

MOUNTRAKIS, G.; IM, J.; OGOLE, C. . Support vector machines in remote sensing: a review. **ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing**, v. 66, p. 247-259, 2011. doi: 10.1016/j.isprsjprs.2010.11.001

MOYA QUIROGA, V.; KURE, S.; UDO, K.; MANO, A. Application of 2D numerical simulation for the analysis of the Febraury 2014 Bolivian Amazonia flood: Application of the new HEC-RAS version 5. **RIBAGUA - Revista Iberoamericana del Agua**, v. 3, n. 1, p. 25-33, 2016. doi: 10.1016/j.riba.2015.12.001.

MTAMBA, J.; VELDE, R.; NDOMBA, P. et al. . Use of Radarsat-2 and Landsat TM Images for Spatial Parameterization of Manning's Roughness Coefficient in Hydraulic Modeling. **Remote Sensing**, v. 7, p. 836-864, 2015. doi: 10.3390/rs70100836.

NAGEL, G.W.; NOVO, E.M.L.M; KAMPEL, M. Nanossatélites aplicados à observação da Terra ótica: uma revisão. **Ambiente & Água**, v. 15, n. 3, 2020. doi: 10.4136/ambi-agua.2513

NAGUETTINI, M.; PINTO, E. J. A. **Hidrologia estatística**. Belo Horizonte: CPRM, 2007. 552 p.

National Aeronautics and Space Administration-Jet Propulsion Laboratory – NASA-JPL. NASADEM Merged DEM Global 1 arc second. [NASADEM_HGT v001]. NASA EOSDIS Land Processes DAAC. 2021a. Disponível em: https://bit.ly/2UfRR0r. Acesso em: 15/07/2021

National Aeronautics and Space Administration-Jet Propulsion Laboratory – NASA-JPL. U.S. Releases Enhanced Shuttle Land Elevation Data. 2021b. Disponível em: https://go.nasa.gov/3kuMqW6. Acesso em 15/07/2021. National Weather Service – NWS, **Evaluation of Different Hydraulic Models in Support of National Weather Service Operations**, Final Report of the Hydraulic Model Evaluation Team. 2007 Disponível em: https://bit.ly/3aywP0P. Acesso em: 15 ago. 2020.

OLIVEIRA, R. A. F. **Propagação de ondas de despacho e controle de inundações na bacia do Paraíba do Sul**. 77p. 2005. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (COPPE), Rio de Janeiro, julho de 2005.

OLIVEIRA, P. T. S. et al. Caracterização morfométrica de bacias hidrográficas através de dados SRTM. **Revista Brasileira de Engenharia agrícola e Ambiental**. Campina Grande, v. 14, n. 8, p. 819-825, 2010. doi: 10.1590/S1415-43662010000800005.

OLIVEIRA, G. G.; GUASSELLI, L. A.; SALDANHA, D. L. Modelos de previsão e espacialização das áreas inundáveis em Montenegro, Rio Grande do Sul, Brasil. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 13, n. 4, 2012, p. 355-378. doi: 10.20502/rbg.v13i4.249.

OLIVEIRA, D.R.; CICERELLI, R.E.; ALMEIDA, T.; MAROTTA, G.S.A. Geração de modelo digital de terreno a partir de imagens obtidas por veículo aéreo não tripulado. **Revista Brasileira de Cartografia**, v. 69, n. 6, 2017.

OLIVEIRA, N. C. C. A grande aceleração e a construção de barragens hidrelétricas no Brasil. **Varia hist.**, Belo Horizonte, v. 34, n. 65, p. 315-346, ago. 2018. doi: 10.1590/0104-87752018000200003.

OLIVEIRA, J. **Aplicativo que dá alerta de rompimento de barragens vai ser testado em Minas**: Desenvolvido pela Vale em parceria com a Defesa Civil Estadual, o aplicativo é baseado em navegação GPS para smartphones e está disponível para download gratuito no sistema Android. 2019. Disponível em: https://bit.ly/2Uri77X. Acesso em: 20/05/2021.

PAIVA, R. C.; COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Large scale hydrologic and hydrodynamic modeling using limited data and a GIS based approach. **Journal of Hydrology**, v. 406, p. 170-181, 2011. doi: 10.1016/j.jhydrol.2011.06.007.

PAN, F.; WANG, C.; XI, X. Constructing river stage-discharge rating curves using remotely sensed river cross-sectional inundation areas and river bathymetry. **Journal of Hydrology**, v. 540, p. 670-687, 2016. doi: 10.1016/j.jhydrol.2016.06.024

PARK, I. R.; KIM, K. S.; KIM, J.; VAN, S. H. Numerical investigation of the effects of turbulence intensity on dam-break flows. **Ocean Engineering**, v. 42, p. 176-187, mar. 2012. doi: 10.1016/j.oceaneng.2012.01.005.

PEDROSO, A.; PALMA, G. P. O.; OLIVEIRA, J. A. S. et al. Análise da influência de dados cartográficos na determinação de manchas de inundação no rompimento hipotético de uma barragem. In: **XIV Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste**. Maceió - AL, 20 a 24 de novembro de 2018.

PENG, S. 1D and 2D Numerical Modeling for Solving Dam-Break Flow Problems Using Finite Volume Method. **Journal of Applied Mathematics**, v. 2012, n. 4, apr.2012. doi: 10.1155/2012/489269.

PENG, M.; ZHANG, L. M. Analysis of human risks due to dam-break floods—part 1: a new model based on Bayesian networks. **Natural Hazards**, v. 64, p. 903-933, 2012, doi: 10.1007/s11069-012-0275-5.

PEREIRA, C. E.; VISEU, M. T.; MELO, J. F.; MARTINS, T.; SALLA, M. R.; MOTA, K. R. R. Comparação entre modelos simplificados e o modelo HEC-RAS no estudo de áreas de inundação para o caso de Minas Gerais, Brasil. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 38, n. 1, p. 75-90, 2017. doi: 10.5894/rh38n1-cti3.

PEREIRA, L. F. Segurança de barragens no Brasil: um breve comparativo com a legislação internacional e análise da influência da cobertura do solo e de APPs sobre manchas de inundação: estudo de caso da PCH Pedra Furada, Ribeirão - PE. 2019. 125f. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia, Ilha Solteira, 2019.

PERINI, D. S. Estudos dos processos envolvidos na análise de riscos de barragens de terra. 2009. 128 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

PETRY, A.; BOMFIM, M; LAUS, F.; ANDERAOS; A. Classification of Dams by Its Hazard Potential: the Experience of the Brazilian National Water Agency. In: Anais da 3^a Conferência Internacional DAM World 2018, Foz do Iguaçu, setembro 17-21, 2018

PETTITT, A.N. A non-parametric approach to the change-point problem. **Applied Statistics**, v. 28, n. 2, p. 126-135, 1979. doi: 10.2307/2346729.

PETROBRAS. **Campo de Carmópolis é referência de produção terrestre no Brasil**. 2017. Disponível em: https://bit.ly/3yq1yIu. Acesso em: 15/04/2021.

PILOTTI, M.; MILANESI, L.; BACCHI, V.; TOMIROTTI, M; MARANZONI, A. Dam-Break Wave Propagation in Alpine Valley with HEC-RAS 2D: Experimental Cancano Test Case. Journal of Hydraulic Engineering, v. 146, n. 6, jun. 2020. doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001779.

PIMAN, T.; BABEL, M. S. Prediction of rainfall-runoff in an ungauged basin: case study in the Mountainous region of northern Thailand. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 18, n. 2, feb. 2013. doi: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000573.

PIOVESAN, A. Foz do Chapecó fará testes no novo sistema de alerta da barragem: o objetivo do teste é medir o alcance do som. Disponível em: https://bit.ly/3k09Ouu. Acesso em: 20/05/2021.

Planet Team. **Planet Imagery Product Specifications**. Fev, 2021. Disponível em: https://bit.ly/2UqRWi5. Acesso em: 20/06/2021.

POHLERT, T. **Trend**: Non-Parametric Trend Tests and Change-Point Detection. Disponivel em: https://bit.ly/3x46PnX. Acesso em 20/05/2021

POLIDORI, L.; HAGE, M.E. Digital elevation model quality assessment methods: a critical review. **Remote Sensing**, v. 12, p. 3522-3557, 2020. doi: doi:10.3390/rs12213522.

PONTES, P. R. M.; COLLISCHONN, W. Conservação de Volume em Modelos Simplificados de Propagação de Vazão. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 17, n. 4, p. 83-96, 2012. doi: 10.21168/rbrh.v17n4.p83-96. PONTES, P. R. M.; COLLISCHONN, W. O modelo Muskingum-Cunge-Todini em rios com planície de inundação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 20, n. 2, p. 298-309, 2015. doi: 10.21168/rbrh.v20n2.p298-309.

PORTO, R.M. Hidráulica Básica. 4 ed. São Carlos: EESC-USP, 2006.

PRIOR, E.M.; AQUILINA, C.A.; CZUBA, J.A.; PINGEL, T.J.; HESSION, W.C. Estimating Floodplain Vegetative Roughness Using Drone-Based Laser Scanning and Structure from Motion Photogrammetry. **Remote Sensing**, v. 13, pp; 2616 – 2634, 2021. doi: 10.3390/Rs13132616.

QI, H.; ALTINAKAR, M. S. GIS-Based Decision Support System for Dam Break Flood Management under Uncertainty with Two-Dimensional Numerical Simulations. Journal of Water Resources Planning and Management, v. 138, n. 4, jul. 2012. doi: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000192.

QUECEDO, M.; PASTOR, M.; HERREROS, M. I.; FERNANDEZ MERODO, J. A.; ZHANG, Q. Comparison of two mathematical models forsolving the dam break problem using the FEM method. **Computer Methods in Applied Mathematics and Engineering**, v. 194, n. 36–38, p. 3984–4005, sept. 2005. doi: 10.1016/j.cma.2004.09.011.

QUEIROZ, T.B; SOUZA, R.S.; BALDIN, T.; BATISTA, F.J.; MARCHESAN, J.; PEDRALI, L.D.; PEREIRA, R.D. Avaliação do desempenho da classificação do uso e cobertura da terra a partir de imagens Landsat 8 e RapidEye na região central do Rio Grande do Sul. **Geociências**, São Paulo, v. 36, n. 3, p. 569-578, 2017.

RADOCAJ, D.; OBHODAS, J.; JURISIC, M.; GASPAROVIC, M. Global open data remote sensing satellite missions for land monitoring and conservation: a review. Land, v. 9, n. 11, 2020. doi: 10.3390/land9110402.

RAHMAN, S. A.; CHAKRABARTY, D. Sediment transport modelling in an alluvial river with artificial neural network. **Journal of Hydrology**, v. 588, sep. 2020. 125056. doi: 10.1016/j.jhydrol.2020.125056.

RAMALHO FILHO, A.; BEEK, K.J. **Sistema de avaliação da aptidão agrícola das terras**. Rio de Janeiro: EMBRAPA, 1995.

REGGIANI, P.; TODINI, E.; MEIBNER, D. Analytical solution of a kinematic wave approximation for channel routing. **Hydrology Research**, v. 45, n. 1, p. 43-57, feb. 2014. doi: 10.2166/nh.2013.157.

RICO, M.; BENITO, G.; SALGUEIRO, A. R.; DÍEZ-HERRERO, A.; PEREIRA, H. G. Reported tailings dam failures. **Journal of Hazardous Materials,** v. 152, n. 2, p. 846–852., 2008. doi:10.1016/j.jhazmat.2007.07.050.

RITTER, A. Die fortpflanzung de wasserwellen. Z. Ver. Dtsch. Ing., v. 36, n. 33, p. 947–954, 1892. (em Alemão).

ROCHA, F. F. **Retroanálise da ruptura da barragem São Francisco - Mirai, Minas Gerais, Brasil**. 2015. 200p. Dissertação (mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015. ROCHA, S.L.; ALMEIDA, J.A.P. Análise morfométrica da bacia hidrográfica do rio Jacarecica, no estado de Sergipe, utilizando o aplicativo Archydro. Capítulo 1, p. 08-25. In: GARCIA, C.A.B et al. **Caracterização ambiental e hidrológica da bacia hidrográfica do rio Jacarecica**. Volume 1, 1ª Ed. Belo Horizonte, MG: Editora Poisson, 2020a.

ROCHA, I.P.; ALMEIDA, J.A.P. Utilização do atlas de recursos hídricos do estado de Sergipe para mapeamento das áreas de preservação permanente em margens de corpos d'água da bacia do rio Jacarecica. Capítulo 3, p. 35-42. In: GARCIA, C.A.B et al. **Caracterização ambiental e hidrológica da bacia hidrográfica do rio Jacarecica**. Volume 1, 1^a Ed. Belo Horizonte, MG: Editora Poisson, 2020b.

RONG, Y.; ZHANG, T.; PENG, L.; FENG, P. Three-Dimensional Numerical Simulation of Dam Discharge and Flood Routing in Wudu Reservoir. **Water**, v. 11, n. 10, 2019. doi: 10.3390/w11102157.

ROSSI, C. L. C. U. **Proposta de abordagem simplificada para avaliação dos efeitos oriundos da ruptura de barragens**. Dissertação (mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, RS, 214f., 2020.

SAMPSON, C. C. *et al.*.Use of terrestrial laser scanning data to drive decimetric resolution urban inundation models. **Advances in Water Resources**, v. 41, p. 1–17, 2012. doi:10.1016/j.advwatres.2012.02.010.

SAMUELS, P.; KLIJN, F.; KORTENHAUS, A.; SAYERS, P. **FLOODsite Final Report** - T35-09-01. Volume 1: Advancement in Knowledge and Understanding. 2009. Disponível em: https://bit.ly/2Y5wEW2. Acesso em: 14 ago. 2020.

SANTOS, J. B.; FRANÇA, M. J.; ALMEIDA, A. B. Risco associado à ruptura por galgamento de barragens de aterro. **Inginieria del Agua**, Córdoba, v. 14, n. 4, p. 269-278, maio 2007.

SANTOS, A. S.. **Ficha Cadastral de Barragens**. NCB n°03-2019 Recuperação de Barragens. Projeto Barragens 2018. Jacarecica I. 2018a. Disponível em: https://bit.ly/2Zju8wL. Acesso em: 23 jul. 2020.

SANTOS, A. S.. **Ficha Cadastral de Barragens**. NCB n°03-2019 Recuperação de Barragens. Projeto Barragens 2018. Jacarecica II. 2018b. Disponível em: https://bit.ly/2ZPLpNG. Acesso em: 23 jul. 2020.

SARHADI, A.; MODARRES, R. Flood seasonality-based regionalization methods: a databased comparison. **Hydrological Processes**, v. 25, n. 23, p. 3613-3624, 2011. doi: 10.1002/hyp.8088.

SARHADI, A.; SOLTANI, S.; MODARRES, R. Probabilistic flood inundation mapping of ungauged rivers: Linking GIS techniques and frequency analysis. **Journal of Hydrology**, v. 458-459, p. 68-86, 2012. doi:10.1016/j.jhydrol.2012.06.039

SARTORI, A.; NETO, F.L.; GENOVEZ., A.M. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. **RBRH**, Porto Alegre, v. 10, n. 4, p. 05-18, 2005. doi: rbrh.v10n4.p5-18. SAVICKY, P. **Spearman's rank correlation test**. Disponível em: https://bit.ly/3iuyIjt. Acesso em: 20/05/2021

SCHEUNDERS, P.; TUIA, D. MOSER, G. . Contributions of Machine Learning to Remote Sensing Data Analysis. **Comprehensive Remote Sensing**, v. 2, p. 199-243, 2018. doi: 10.1016/B978-0-12-409548-9.10343-4

SERGIPE (Estado). Lei n. 3.870 de 25 de setembro de 1997. Dispõe sobre a Política Estadual de Recursos Hídricos, cria o Fundo Estadual de Recursos Hídricos e o Sistema Estadual de Gerenciamento de Recursos Hídricos e dá outras providências. Publicada no Diário Oficial do Estado, 26/09/1997. Disponível em: https://bit.ly/3qWKyqy. Acesso em: 15/05/2021.

SERGIPE (Estado). Atlas Digital sobre Recursos Hídricos de Sergipe: Base de Dados Geoespacial. Secretaria de Estado do Desenvolvimento Urbano e Sustentabilidade de Sergipe - SEDURBS-SE. Secretaria de Recursos Hídricos - SRH. 2012. Disponível em: https://bit.ly/2OWjo0K. Acesso em: 15/05/2021.

SERGIPE (Estado). **Relatório PROGESTÂO 2013** – Sergipe. Programa Nacional de Consolidação do Pacto Nacional pela Gestão das Águas – PROGESTÃO. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos - Superintendência de Recursos Hídricos. 28 de março de 2014. Disponível em: https://bit.ly/3Ch5hL7. Acesso em: 20/06/2021.

SERGIPE (Estado). **Elaboração dos Planos das Bacias Hidrográficas dos Rios Japaratuba, Piauí e Sergipe. Relatório Final: Bacia Hidrográfica do Rio Sergipe**. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe – SEMARH-SE. Superintendência de Recursos Hídricos – SRH. Outubro, 2015a, 448p. Disponível em: https://bit.ly/3AHe5Jh. Acesso em: 19/05/2021.

SERGIPE (Estado). **Elaboração dos Planos das Bacias Hidrográficas dos Rios Japaratuba, Piauí e Sergipe. Relatório Final: Bacia Hidrográfica do Rio Japaratuba**. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe – SEMARH-SE. Superintendência de Recursos Hídricos – SRH. Outubro, 2015b, 371p. Disponível em: https://bit.ly/36oA1Lq. Acesso em: 19/05/2021.

SERGIPE (Estado). **Elaboração dos Planos das Bacias Hidrográficas dos Rios** Japaratuba, Piauí e Sergipe. Relatório Final: Bacia Hidrográfica do Rio Piauí. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe – SEMARH-SE. Superintendência de Recursos Hídricos – SRH. Outubro, 2015c, 420p. Disponível em: https://bit.ly/3wuikVf. Acesso em: 19/05/2021.

SERGIPE (Estado). **Relatório técnico de segurança de barragens**. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe - SEMARH-SE. Unidade Técnica de Administração do Programa Águas de Sergipe – UAPAS. 2015d, 269p. Disponível em: https://bit.ly/2zThny0. Acesso em: 22 jul. 2020.

SERGIPE (Estado). **Portaria n. 21/2015, de 16 de novembro de 2015**. Estabelece a classificação das barragens de acumulação de água, de domínio estadual, por categoria de risco, por dano potencial associado e pelo seu volume, com base nos critérios gerais estabelecidos pela Resolução CNRH nº 143, de 10 de julho de 2012. Secretaria de Estado do meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe – SEMARH-SE. 2015e. Publicado no DOE-SE, 10/12/2015. Disponível em: https://bit.ly/2VoMpZx. Acesso em 15/05/2021.

SERGIPE (Estado). **Relatório de Atividades 2017**. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos (SEMARH-SE). 2017a, 63 p. Disponível em: https://bit.ly/2Poq5ca. Acesso em: 25 jul. 2020.

SERGIPE (Estado). **Portaria n. 57/2017, de 18 de dezembro de 2017**. Altera os Anexos I, II e III da Portaria nº 21/2015, que estabelece a classificação das barragens de acumulação de água de domínio estadual por categoria de risco, por dano potencial associado e pelo volume. Secretaria de Estado do meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe - SEMARH-SE. DOE-SE, 20 dez 2017. 2017b. Disponível em: https://bit.ly/31XksaK. Acesso em 14 ago. 2020.

SERGIPE (Estado). **Portaria n. 58/2017, de 18 de dezembro de 2017**. Estabelece a periodicidade de atualização, a qualificação dos responsáveis técnicos, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança de Barragem (PSB) de acumulação de água...Secretaria de Estado do meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe - SEMARH-SE. DOE-SE, 20 dez 2017. 2017c. Disponível em: https://bit.ly/2PU0tUG. Acesso em 14 ago. 2020.

SERGIPE (Estado). **Relatório de visita técnica - 29 a 31 de Agosto de 2017**. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe - SEMARH-SE. Unidade Técnica de Administração do Programa Águas de Sergipe - UAPAS. Setembro, 2017d. 51p.

SERGIPE (Estado). **Convite à manifestação de interesse n. 05/2018**. Elaboração dos Planos de Segurança das Barragens dos Reservatórios Jacarerica I, Jacarecica II, Governador João Alves Filho e Jaime Umbelino de Souza. Secretaria de Estado do meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe - SEMARH-SE. 2018a. Disponível em: https://bit.ly/3kKjKX0. Acesso em: 14 ago. 2020.

SERGIPE (Estado). Serviços de batimetria nos reservatórios das barragens Jacarecica I, Jacarecica II e Governador João Alves Filho. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe – SEMARH-SE. Unidade Técnica de Administração do Programa Águas de Sergipe – UAPAS. Relatório Técnico do serviço executado pela empresa CHD - Cartografia, Hidrografia e Digitalização Ltda. 2018b, 70p.

SERGIPE (Estado). **Relatório de visita técnica - 22 a 24 de Maio de 2018**. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe - SEMARH-SE. Unidade Técnica de Administração do Programa Águas de Sergipe - UAPAS. Junho, 2018c. 37p.

SERGIPE (Estado). **Produto Interno Bruto dos Municípios Sergipanos – 2017**. Secretaria de Estado Geral do Governo, 2019a. Disponível em: https://bit.ly/3fW8TrA. Acesso em: 15/04/2021.

SERGIPE (Estado). **Relatório de visita técnica – 5 a 7 de novembro de 2019**. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos de Sergipe - SEMARH-SE. Unidade Técnica de Administração do Programa Águas de Sergipe - UAPAS. Novembro, 2019b. 15p.

SERGIPE (Estado). Consultoria para a elaboração de estudos hidrológicos nas bacias hidrográficas das barragens Jacarecica I, Jacarecica II e Governador João Alves Filho. Produto 7 – Estudo Hidrológico do Reservatório Jacarecica I. Secretaria Estadual de Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos – SEMARH. Consórcio TECHNE-ENGEVIX, abril de 2019c. SERGIPE (Estado). Consultoria para a elaboração de estudos hidrológicos nas bacias hidrográficas das barragens Jacarecica I, Jacarecica II e Governador João Alves Filho. Produto 8 – Estudo Hidrológico do Reservatório Jacarecica II. Secretaria Estadual de Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos – SEMARH. Consórcio TECHNE-ENGEVIX, abril de 2019d.

SERGIPE (estado). **Nota técnica n. 1/2020**. Segurança de Barragens - Plano de Fiscalização de Segurança de Barragens de 2019 e para 2020. Superintendência Especial de Recursos Hídricos e Meio Ambiente – SERHMA, 7 de janeiro de 2020. Disponível em: https://bit.ly/3dNT0D0. Acesso em: 25 de junho de 2021.

SERGIPE (estado). **Portal de Meio Ambiente de Sergipe**. 2021. Disponível em: https://bit.ly/3eZZi2X, Acesso em: 05/05/2021

SHI, Z. M.; GUAN, S. G.; PENG, M. et al. Cascading breaching of the Tangjiashan landslide dam and two smaller downstream landslide dams. **Engineering Geology**, v. 193, n. 2, p. 445-458, 2015. doi: 10.1016/j.enggeo.2015.05.021

SICRE, C.M.; FIEUZAL, R.; BAUP, F. Contribution of multispectral (optical and radar) satellite images to the classification of agricultural surfaces. International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation, v. 84, feb. 2020. doi: 10.1016/j.jag.2019.101972.

SILVA, F.B.; BARBOSA, A.G.; SANTA RITA; L.C.S.; MENDES, L.A. Impactos da nãoestacionariedade da afluência na operação do reservatório de Sobradinho. In: **XXIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Foz do Iguaçu**: ABRH, 24 a 28 de novembro de 2019.

SILVA, F.P.; MARTINS, J.R.S; NOGUEIRA, F.F. Impacts of Sea Level Rise on Seawater Intrusion in Cubatão River, Brazil. **Environmental Modeling & Assessment**, v. 25, n. 6, p. 831-841, 2020. doi: 10.1007/s10666-020-09720-y.

SILVA JÚNIOR, J. C. G. Estudo comparativo entre modelos unidimensionais e pseudobidimensional para simulação da propagação de ondas provocadas pela ruptura de barragens. 132f. 2013. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (COPPE), Rio de Janeiro, maio de 2013.

SILVEIRA, A. L. L. Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 10, n. 1, 2005, p. 5-23. doi: 10.21168/rbrh.v10n1.p5-29.

SILVEIRA, J. F. A. Teria sido possível evitar a ruptura da barragem de Teton através de um bom plano de instrumentação? **Revista Brasileira de Barragens**, Ano I, Nº 01, p. 23-29, 2014.

SILVEIRA, J. F. A.; OLIVEIRA, K. D. Métodos de inspeção remota de barragens. **Revista Brasileira de Engenharia de Barragens**. v. 5, n. 7, p. 39-45, 2019.

SINGH, K. P.; SNORRASON, A. Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models. **Journal of Hydrology**, v. 68, n. 1-4, p. 295-310, feb. 1984. doi: 10.1016/0022-1694(84)90217-8.

SINGH, V. P. Dam Breach Modeling Technology. Boston: Kluwer Academic Publishers, 1996. 244p.

SINGH, J.; ALTINAKAR, M. S.; DING, Y. Two-dimensional numerical modeling of dambreak flows over natural terrain using a central explicit scheme. Advances in Water **Resources**, v. 34, n. 10, p. 1366-1375, oct. 2011. doi: 10.1016/j.advwatres.2011.07.007.

SMITH, L. C. Satellite remote sensing of river inundation area, stage, and discharge: a review. **Hydrological Processes**, v. 11, n. 10, p. 1427-1439, aug. 1997. doi: 10.1002/(SICI)1099-1085(199708)11:10<1427::AID-HYP473>3.0.CO;2-S

SOARES, L. L. **E agora José? Luta dos atingidos e intervenção do Estado após o rompimento da barragem Algodões I**. 166f, 2016. Dissertação (mestrado em Políticas Públicas) - Universidade Federal do Piauí, Programa de Pós-graduação em Políticas Públicas, Teresina, Piauí, 2016.

SOARES, W. A.; SILVA, S. R.; LIMA, J. R. S. . Land-use change effect on the hydrodynamic characteristics of soil in the Brazilian semi-arid region. **Ambiente & Água**, v. 15, n. 2, 2020. doi: 10.4136/ambi-agua.2368.

SÓRIA, M. A. Z. (Org.). As Barragens e a Água do Mundo: Um livro Educativo que explica como as barragens ajudam a administrar a água do mundo. Curitiba/PR: CIGB-ICOLD, 2008. 74p.

SOUSA SILVA, L. C. Fragilidade hídrica e ecodinâmica na Bacia Hidrográfica do Rio Sergipe: Desafios à Gestão das águas. Tese (Doutorado em Geografia) - Programa de Pós-Graduação em Geografia – Doutorado, UFS, São Cristóvão (SE), 2014. 270 f.

SOUZA JUNIOR, C.M.; SHIMBO, J.Z.; ROSA, M.R. et al. Reconstructing Three Decades of Land Use and Land Cover Changes in Brazilian Biomes with Landsat Archive and Earth Engine. **Remote Sensing**, v. 12, n. 17, 2020. doi: 10.3390/rs12172735

SPEARMAN, C. The Proof and Measurement of Association between Two Things. **The American Journal of Psychology**, v. 15, n. 1, p. 72-101, 1904. https://doi.org/10.2307/1412159

STOKER, J. J. **Water Waves**: The mathematical theory with applications. New York: Interscience Publishers Inc., 1957.

TEMPLE, D. M.; HANSON, G. J.; NEILSEN, M. L.; COOK, K. R. Simplified Breach Analysis model for Homogeneous Embankments: Part 1, Background and Model Components. USSD Technologies to Enhance Dam Safety and the Environment, **25th Annual USSD Conference**, Salt Lake City, Utah, June 6-10th, 2005.

TENA, M. T.; GALINDO, J. Impacts of recent urban development on historic reservoirs. **International Journal of Humanities and Social Science**, v. 8, n. 10, oct. 2018. doi: 10.30845/ijhss.v8n10p18.

TENG, J.; JAKEMAN, A. J.; VAZE, J.; CROKE, B. F. W.; DUTTA, D.; KIM, S. Flood inundation modelling. **Environmental Modelling & Software**, v. 90, p. 201-216, 2017. doi: 10.1016/j.envsoft.2017.01.006.

THIESSEN, A. H. Precipitacion Averages for Large Areas. **Monthly Weather Review**, v. 39, n. 7 p. 1082-1089, 1911. doi: 10.1175/1520-0493(1911)39<1082b:PAFLA>2.0.CO;2.

THOMPSON, F.; OLIVEIRA, B. C.; CORDEIRO, M. C. et al. Severe impacts of the Brumadinho dam failure (Minas Gerais, Brazil) on the water quality of the Paraopeba River. **Science of the Total Environment**, v. 705, feb. 2020, 135914. doi: 10.1016/j.scitotenv.2019.135914

TORNTHWAITE, C. W.; MATTER, J. R. **The water balance**. Centerton, N. J. Drexel Instituteof Technology, 1955. 104 p.

TODINI, E. A mass conservative and water storage consistent variable parameter Muskingum-Cunge approach. **Hydrology Earth System Sciences**, v. 11, p. 1645-1659, 2007. doi: 10.5194/hess-11-1645-2007.

TONUSSI, A. P. **Estudo de ruptura de barragem por piping**. 2017. 65f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, 2017.

TSAI, C. W. Applicability of Kinematic, Noninertia, and Quasi-Steady Dynamic Wave Models to Unsteady Flow Routing. **Journal of hydrailic Engineering**, v. 129, n. 8, p. 613-627 aug. 2003. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:8(613).

TSAI, C. W.; YEH, J.; HAUNG, C. Development of probabilistic inundation mapping for dam failure induced floods. **Stochastic Environmental Research and Risk Assessment**, v. 33, p. 91-110, 2019. doi: 10.1007/s00477-018-1636-8.

TSCHIEDEL, A. F. **Avaliação de fontes de incerteza em estudos de rompimentos de barragens**. 2017. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Instituto de pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2017.

TSCHIEDEL, A. F.; PAIVA, R. C. D. Uncertainty assessment in hydrodynamic modeling of floods generated by dam break. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 23, e30, 2018. doi: 10.1590/2318-0331.231820170074.

TSCHIEDEL, A.F.; PAIVA, R.C.D.; FAN, F.M. Use of large-scale hydrological models to predict dam break-related impacts. RBRH, Porto Alegre, v. 25, e35, 2020. https://doi.org/10.1590/2318-0331.252020190128

TUCCI, C. E. M. Regionalização de vazões. Porto Alegre: Editora UFRGS, 2002.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia**: Ciência e Aplicação. 3 ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS: ABRH. 2004.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2005.

United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization - UNESCO. The United Nations World Water Development Reposrt 2020: Water and Climate Change. Paris: UNESCO, 2020. 235p. Disponível em: https://bit.ly/3h1Kala. Acesso em: 14 ago. 2020.

United States Army Corps of Engineers – USACE. Flood Emergency Plans: Guidelines for Corps Dams. Hydrologic Engineering Center, RD-13, jun. 1980. Disponível em:https://bit.ly/345C2w6. Acesso em: 14 ago. 2020.

United States Army Corps of Engineers – USACE. Hydrologic Engineering Requirements for Reservoirs. Department of the Army. Engineer Manual 1110-2-1420. Washington, 31 oct. 1997, 115 p. Disponível em: https://bit.ly/31SaSWG. Acesso em 15 ago. 2020.

United States Army Corps of Engineers - USACE. Using HEC-RAS for dam break studies. Report TD-39. Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center (CEIWR-HEC). Davis, CA: USACE, 2014. 74p. Disponível em: https://bit.ly/2WRGddl. Acesso em: 16/08/2020.

United States Army Corps of Engineers – USACE. **HEC-RAS River Analysis System**: User's Manual. Version 6.0. Institute for Water Resources. Hydrologic Engineering Center (HEC). Report n. CPD-68. Davis, CA: USACE, May 2021a. 703p. Disponível em: https://bit.ly/3hHIMFr. Acesso em: 15/05/2021.

United States Army Corps of Engineers – USACE. **HEC-RAS River Analysis System**: Hydraulic Reference Manual. Version 6.0. Institute for Water Resources. Hydrologic Engineering Center (HEC). Report n. CPD-69. Davis, CA: USACE, May 2021b. 520p. Disponível em: https://bit.ly/2V6MfWr. Acesso em: 15/05/2021.

United States Army Corps of Engineers – USACE. **HEC-RAS River Analysis System**: 2D Modeling User's Manual. Version 6.0. Institute for Water Resources. Hydrologic Engineering Center (HEC). Report n. CPD-68A. Davis, CA: USACE, May 2021c. 289p. Disponível em: https://bit.ly/3hEYX6u. Acesso em: 15/05/2021.

United States Army Corps of Engineers – USACE. **HEC-RAS River Analysis System**: HEC-RAS Mapper User's Manual. Version 6.0. Institute for Water Resources. Hydrologic Engineering Center (HEC). Davis, CA: USACE, Dec 2021d. 520p. Disponível em: https://bit.ly/3yDRLP0. Acesso em: 15/05/2021.

United States Army Corps of Engineers – USACE. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS**: User's Manual. Institute for Water Resources. Hydrologic Engineering Center (CEIWR-HEC). Davis, CA: CEIWR-HEC, 2021e. Disponível em: https://bit.ly/3hKAw8V. Acesso em: 20/05/2021.

United States Bureau of Reclamation – USBR. Guidelines for defining inundated areas downstream from Bureau of Reclamation dams. United States Department of the Interior. Denver, CO: USBR, 1982. 22p.

United States Bureau of Reclamation – USBR. **Design of Small Dams**. 3rd. Ed. United States Department of the Interior. Denver, CO: USBR, 1987, 904 p. Disponível em: https://on.doi.gov/3asikLY. Acesso em: 15 ago. 2020.

United States Bureau of Reclamation – USBR. **Safety evaluation of existing dams**: a manual for the safety evaluation of embankment and concrete dams. A Water Resources Technical Publication, USA: Dever, Colorado, 1995, 164 p.

United States Bureau of Reclamation – USBR. **Reclamation Consequence Estimating Methodology (RCEM):** Dam Failure and Flood Event Case History Compilation. US Department of the Interior. June 2015. 206p. Disponível em: https://on.doi.gov/2AQFr5c. Acesso em: 14 ago. 2020.

United States Bureau of Reclamation – USBR. Evaluation of numerical models for simulating embankment dam erosion and breach processes. Report n. DSO-2017-02.

Working Group on Embankment Dam Erosion and Breach Modeling, CEATI International Dam Safety Interest Group. Denver, CO: USBR, aug. 2017, 91p.

United States Department of Agriculture – USDA. Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall. Part 630 Hydrology National Engineering Handbook, Chapter 10. National Resources Conservation Service. Washington, DC: USDA, 2004a. 79p. Disponível em: https://bit.ly/3771MbP. Acesso em: 20/05/2021

United States Department of Agriculture – USDA. **Hydrologic Soil-Cover Complexes**. Part 630 Hydrology National Engineering Handbook, Chapter 9. National Resources Conservation Service. Washington, DC: USDA, 2004b. 20p. Disponível em: https://bit.ly/36NolSx. Acesso em: 20/05/2021

United States Environmental Protection Agency - USEPA. **Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1**. EPA/600/R-14/413b. Cincinnati, OH: USEPA, Sept. 2015. Disponível em: https://bit.ly/2W9Z4jj. Acesso em: 20/05/2021

United States Geological Survey – USGS. USGS EROS Archive - Digital Elevation -Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) 1 Arc-Second Global. 2018. doi: 10.5066/F7PR7TFT.

UUEMAA, E.; AHI, S.; MONTIBELLER, B.; MURU, M.; KMOH, A. Vertical accuracy of freely available global digital elevation models (ASTER, AW3D30, MERIT, TanDEM-X, SRTM, and NASADEM). **Remote Sensing**, v. 12, p. 3482, 2020. doi: 10.3390/rs12213482.

VALE. Brumadinho. 2021. Disponível em: https://bit.ly/36jAtup. Acesso em 17/05/2021.

VEIGA, L. A. K.; ZANETTI, M. A. Z.; FAGGION, P. L. **Fundamentos de topografia**. Universidade Federal do Paraná. Engenharia Cartográfica e de Agrimensura, 2012. Disponível em:https://bit.ly/2Y5Af6r. Acesso em: 26 abr. 2020.

VIANINI NETO, L. **Estudo de ruptura da barragem da Pampulha em Belo Horizonte**: retroanálise da brecha do acidente de 1954 e ruptura hipotética nas condições atuais. 2016. 304f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Escola de Engenharia da UFMG, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.

VILLELA, S. M.; MATTOS, A. Hidrologia aplicada. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1975, 245p.

VISEU, T. **Segurança dos vales a jusante de barragens**: metodologias de apoio à gestão dos riscos. 2006. 482p. Tese (Doutorado) – Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2006.

VON THUN, J. L.; GILLETTE, D. R. Guidance on Breach Parameters, unpublished internal document. U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado. Março 1990. 17 p.

VOZINAKI, A. E. K.; MORIANOU, G. G.; ALEXAKIS, D. D.; TSANIS, I. K. Comparing 1D and combined 1D/2D hydraulic simulations using high-resolution topographic data: a case study of the Koiliaris basin, Greece. **Hydrological Sciences Journal**, v. 62, n. 4, 2017. doi: 10.1080/02626667.2016.1255746.

WAHL, T. L. Prediction of Embankment Dam Breach Parameters: A literature review and needs assessment. Dam Safety Research Report, Water Resources Research Laboratory, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office. Jul. 1998, 67p. Disponível em: https://bit.ly/2E2Ubjd. Acesso em: 14 ago. 2020.

WAHL, T.; HANSON, G. J.; COURIVAUD, J.; MORRIS, M. W. et al. Development of nextgeneration embankment dam breach models. In: **Proceedings of the 2008 U.S. Society on Dams Annual Meeting and Conference**, April 28-May 2, 2008, Portland, Oregon. p. 767-779.

WAHL, T. L. Evaluation of Numerical Models for Simulating Embankment Dam Erosion and Breach Processes. U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Technical Service Center. Denver, CO: USBR, aug 2017, 91p.

WALTHER, P. E. M. Appropriate technology: simplified dam failure analysis using spreadsheet computations. ASDSO – Association of State Dam Safety Officials, Western Regional Conference. Portland, 2000, 9 p.

WANG, L.; LIU, H. An efficient method for identifying and filling surface depressions in digital elevation models for hydrologic analysis and modelling. **International Journal of Geographical Information Science**, v. 20, n. 2, p. 193-213, 2006. doi: 10.1080/13658810500433453.

WANG, P.; KAHAWITA, R.; MOKHTARI, A.; PHAT, T. M.; QUACH, T. T. Modelling breach formation in embankments due to overtopping. **ICOLD Conference**, Barcelona, Spain, June 2006.

WATT, E.; MARSALEK, J. Critical review of the evolution of the design storm event concept. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 40, n. 2, pp. 105-113, 2013. doi:10.1139/cjce-2011-0594

WETMORE, J. N.; FREAD, D. L. The NWS simplified dam break flood forecasting model. **Proceedings of the Fifth Canadian Hydrotechnical Conference**. Fredericton, N.B., Canadá, May 26 – 27, 1981.

WHITHAM, G.. The effects of hydraulic resistance in the dam-break problem. **Proceedings** of the Royal Society. London, v. 227, n. 1170, p. 399-407, jan. 1955. doi: 10.1098/rspa.1955.0019.

WOLF, P. R.; DEWITT, B. A. Elements of photogrammetry: with applications in GIS. Boston: McGraw-Hill, 2000.

WURBS, A. State-of-the-art review and annotated bibliography of dam breach flood forecasting. Military Hydrology Report, n. 9. Vicksburg: Waterways Experiment Station, 1985, 154 p. Disponível em: https://bit.ly/3aqE4b4. Acesso em: 14 ago. 2020.

XAVIER, A. C.; CAREY, Q. K.; SCANLON, B. R. Daily gridded meteorological variables in Brazil (1980–2013). **International Journal of Climatology**, v. 36, n. 6, p. 2644-2659, 2016. doi: 10.1002/joc.4518

XU, Y.; ZHANG, L.M. Breaching parameters for earth and rockfill dams. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 12, p, 1957-1970, 2009. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000162. YANG, J.; TOWNSEND, D.; DANESHFAR, B. Applying the HEC-RAS model and GIS techniques in river network floodplain delineation. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 33, n. 1, p. 19-28, jan. 2006. doi: 10.1139/105-102.

YOCHUM, S. E.; GOERTZ, L. A.; JONES, P. H. Case study of the Big Bay dam failure: accuracy and comparison of breach predictions. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 134, n. 9, p. 1285-1293, sept. 2008. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:9(1285).

ZANI, H.; ASSINE, M. L.; SILVA, A. Batimetria fluvial estimada com dados orbitais: estudo de caso no alto curso do rio Paraguai com o sensor ASTER. **Geociências**, São Paulo, v. 27, n. 4, p. 555-565, 2008.

ZHANG, L. M.; XU, Y.; JIA, J. S. Analysis of earth dam failures: a database approach. **Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards**, V. 3, n. 3, p. 184-189, 2009. doi: 10.1080/17499510902831759.

ZHANG, Y.; VAZE, J. CHIEW, F. H. S.; LI, M. Comparing flow duration curve and rainfall– runoff modelling for predicting daily runoff in ungauged catchments. **Journal of Hydrology**, v. 525, jun. 2015, p. 72-86. doi: 10.1016/j.jhydrol.2015.03.043.

ZHANG, L.; PENG, M.; CHANG, D.; XU, Y. **Dam failure mecanisms and risk** assessment. Singapore; Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, 2016. 476p.

ZHANG, K.; GANN, D.; ROSS, M. et al. Accuracy assessment of ASTER, SRTM, ALOS, and TDX DEMs for Hispaniola and implications for mapping vulnerability to coastal flooding. **Remote Sensing of Environment**, v. 225, p. 290-306, 2019. doi: 10.1016/j.rse.2019.02.028.

ZHONG, Q. M.; WU, W. M.; CHEN, S. S.; WANG, M. Comparison of simplified physically based dam breach models. **Nat. Hazards**, v. 84, n. 2, p. 1385-1418, 2016. doi: 10.1007/s11069-016-2492-9.

ZHONG, Q.; CHEN, S.; DENG, Z. A simplified physically-based breach model for a high concrete-faced rockfill dam: A case study. **Water Science and Engineering**, v. 11, n. 1, jan. 2018, p. 46-52. doi: 10.1016/j.wse.2018.03.005.

ZHOU, R. D.; JUDGE, D. G.; DONNELLY, C. R. Comparisson of HEC-RAS with FLDWAV and DAMBRK models for dam break analysis. In: **Canadian Dam Association Annual Conference**. Calgary, Alberta, Canada. October 3-6, 2005.

ZUFFO, M. S. R. **Metodologia para avaliação de segurança de barragens**. 207f., 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Campinas, SP. 2005.