



UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
ESCOLA POLITÉCNICA

**CLASSIFICAÇÃO DOS DANOS DECORRENTES DA RUPTURA DE
BARRAGENS DE ACUMULAÇÃO DE ÁGUA. ESTUDO DE CASO: BARRAGEM
DE SANTA HELENA - BA**

Daisy Shaienne Araujo Borges de Menezes

Salvador

2016



UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
ESCOLA POLITÉCNICA

**CLASSIFICAÇÃO DOS DANOS DECORRENTES DA RUPTURA DE
BARRAGENS DE ACUMULAÇÃO DE ÁGUA. ESTUDO DE CASO: BARRAGEM
DE SANTA HELENA - BA**

Daisy Shaianne Araujo Borges de Menezes

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia como requisito para a obtenção do título de Mestre em Meio Ambiente, Águas e Saneamento.

Orientadora: Dr^a. Yvonilde Dantas Pinto Medeiros

Co-orientador: Dr^o. Carlos Henrique de Almeida Couto Medeiros

Salvador

2016

M543 Menezes, Daisy Shaianne Araújo Borges de.
Classificação dos danos decorrentes da ruptura de barragens de acumulação de água. Estudo de caso: barragem de Santa Helena - BA/ Daisy Shaianne Araújo Borges de Menezes. – Salvador, 2016.
160 f. : il. color.

Orientadora: Profa. Dra. Yvonilde Dantas Pinto Medeiros.

Co-orientador: Prof. Dr. Carlos Henrique de Almeida Couto Medeiros.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal da Bahia. Escola Politécnica, 2016.

1. Barragens. 2. Gestão do risco. 3. barragens - ruptura. I. Medeiros, Yvonilde Dantas Pinto. II. Medeiros, Carlos Henrique de Almeida Couto. III. Universidade Federal da Bahia. IV. Título.

CDD: 627.8

MAASA

Mestrado em Meio Ambiente, Águas e Saneamento



UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
ESCOLA POLITECNICA



Daisy Shaianne Araújo Borges de Menezes

Classificação dos danos decorrentes da ruptura de barragens de acumulação de água: estudo de caso com a barragem de Santa Helena – BA.

Banca Examinadora:

Profa. Dra. Yvonilde Dantas Pinto Medeiros
Universidade Federal da Bahia

Prof. Dr. Carlos Henrique de A. Couto Medeiros
Universidade Estadual de Feira de Santana

Profa. Dra. Andrea Sousa Fontes
Universidade Federal do Recôncavo, da Bahia

Profa. Dra. Suzana Maria G. Lima Montenegro
Universidade Federal de Pernambuco

Eng. MSc. Euclides Cestari Junior
Companhia Energética de São Paulo (CESP)

Salvador
31 de março de 2016

“A dúvida é o princípio da sabedoria”

Aristótelis

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus! Grandioso Pai que permitiu essa conquista.

À toda minha linda família pelo apoio contínuo e compreensão com a minha ausência e com a minha falta de paciência também! Ao meu marido Johnny Jr. pelo amor que tudo define: compreensão, parceria, apoio, um ombro para chorar e uma boa companhia para comemorar! Mãe, obrigada pelo exemplo que é e que nos inspira, e pelas doces palavras que sempre nos acalmam! Pai, obrigada pelas orações e por dizer que eu precisava de lazer!

Meus orientadores... O que seria dessa pesquisa sem esse casal?? Professora Yvonilde Medeiros, agradeço por cada “piripaque” que me fez ter cada vez que você falou: “Tive uma ideia!”. Muitas grandes ideias surgiram da sua mente brilhante!! Professor Carlos Henrique agradeço imensamente por me inserir no contexto da segurança de barragens e por compartilhar comigo algumas das suas grandes experiências, seus conhecimentos!

À Euclides Cestari Jr. que foi quase um “(co) co-orientador” tamanha foi sua contribuição dada ao desenvolvimento desse trabalho, principalmente no que tange aos cenários de ruptura e modelagem.

Aos professores do MAASA pelos ensinamentos, em especial à Andrea Fontes, Lafayette Luz, Luciano Matos, Patrícia Borja e Viviana Zanta. Todos vocês contribuíram muito para essa conquista. Alguns participaram desde o início dessa jornada, recebendo os alunos cheios de expectativas e ansiosos para estudar. Outros participaram perto do fim, com esclarecimentos-chave! Todos vocês marcaram essa linda trajetória.

Aos colegas da UFBA que me ajudaram direta ou indiretamente nesse trabalho. Em especial a Naiah Caroline, uma pessoa que se tornou exemplo de generosidade e cuidado com o próximo, que mesmo nas situações de tempo escasso não hesitou em ajudar. À Tiago Rosário pela paciência com tantas ligações e por esclarecer diversas dúvidas durante dois anos. À Sival Ribeiro e José Negrão pelo auxílio na obtenção de dados e na introdução ao uso do ArcGIS. À Cássia Juliana pelo apoio, principalmente na fase de iniciação com o HEC-RAS.

À Embasa por apoiar essa pesquisa. Especialmente à Renata Silveira, ao lado de quem tudo começou! Renatinha muito obrigada pelos conhecimentos transmitidos, por buscar a liberação necessária para o desenvolvimento desse trabalho e principalmente pela compreensão! À Lúcio Landim, por questionar conceitos relacionados ao tema de ruptura de barragens paralelamente ao desenvolvimento dessa pesquisa, o que me fez pesquisar ainda mais, e principalmente pelo pleno apoio. Ao colega Jorge Amorim pelos conhecimentos compartilhados. À Cesar Ramos pelo apoio no desenvolvimento desse trabalho.

À Teresa Viseu por se dispor a acompanhar e prestar os esclarecimentos necessários ao desenvolvimento dessa dissertação.

À SEI e à CONDER pela liberação dos dados necessários para o desenvolvimento dessa pesquisa.

RESUMO

No Brasil, têm-se observado o estabelecimento de uma série de medidas legais, que visam a redução da ocorrência de acidentes com barragens, por meio da aplicação da gestão do risco na estrutura. Entretanto, é necessário também avaliar os possíveis danos da ruptura de barragens, de modo a se direcionar medidas adequadas para a gestão do risco no vale a jusante. Nesse contexto, essa pesquisa tem como objetivo classificar os danos decorrentes da ruptura de barragens de acumulação de água, com vistas à gestão do risco no vale, tendo como estudo de caso a Barragem de Santa Helena, na Bahia. Essa pesquisa foi feita tendo como base as metodologias do Índice de Risco e de Classificação do Risco. Para isso, foi realizada a coleta de dados técnicos e operacionais da barragem e do acidente que ocorreu em 1985 com vistas à redução de incertezas do estudo de ruptura, aquisição de fotos de satélite, da topografia, da batimetria do rio, de medições fluviométricas e dos simultâneos dados de nível da maré. Com esses dados, foi elaborado o modelo digital do terreno, realizada a calibração e validação do modelo hidrodinâmico com dados aferidos em campo (de vazão, profundidade da lâmina d'água e velocidade do escoamento), simulação da propagação da onda de cheia, o mapeamento das áreas de inundação, aplicação e comparação das duas metodologias base e indicação de uma metodologia adaptada que possa ser utilizada no Brasil. Os resultados encontrados sinalizam que, com os dados obtidos sobre o acidente que já ocorreu, foi possível reduzir as incertezas inerentes ao processo de estimativa dos parâmetros de ruptura. Para os cenários avaliados (ruptura por percolação e ruptura por galgamento) foi verificada a possibilidade de uma grande região, incluindo áreas densamente habitadas e um estuário, serem atingidos. Com isso, os danos decorrentes da ruptura da barragem foram classificados como "Muito importantes" pela metodologia do Índice de Risco e como "Alto" pela metodologia de Classificação do Risco, nível de gravidade máxima para cada metodologia, certamente com contribuição dos fatores: grande volume do reservatório da barragem; topografia plana do vale; e ocupação densa nas proximidades da foz e muito próximas das margens do rio. Após a aplicação das metodologias, foi realizada uma comparação entre elas e não foi possível identificar qual das duas é mais conservadora, dada a grande diferença entre seus critérios embora utilizem a mesma base de dados. Por isso, foi indicada uma metodologia resultante da combinação entre as duas utilizadas, com algumas adaptações, para possível apoio à gestão de risco nos vales a jusante de barragens no Brasil.

Palavras-chave: Ruptura de barragens. Danos nos vales. Gestão de risco.

ABSTRACT

In Brazil, it has been observed the establishment of a series of legal measures aimed at reducing the occurrence of accidents with dams through risk management application in the structure. However, it is also necessary to assess the potential damage from burst dams, so as to direct appropriate measures for risk management in the valley downstream. In this context, this research aims to rank the damage from break dam water accumulation, with a view to risk management in the valley, and as a case study the dam of Santa Helena, in Bahia. This research was made based on the methodologies Risk Score and Risk Classification. For this, we collected technical and operational data of the dam and the accident that occurred in 1985 with a view to reducing breaking study of uncertainties, satellite images acquisition, topography, river bathymetry, fluvimetric measurements and simultaneous data level water tide. With this data, was prepared the digital terrain model, performed the calibration and validation of the hydrodynamic model with measured field data (flow, depth of the water depth and flow velocity), simulation of the propagation of the flood wave, the mapping of flood areas, implementation and comparison of the two base methodologies and indication of one adapted methodology that can be used in Brazil. The results indicate that, with the data about the accident that has already occurred, it was possible to reduce the uncertainties inherent in the estimation process of the breakage parameters. For the scenarios evaluated (rupture by percolation and rupture by overtopping) it was verified the possibility of a large region, including densely populated areas and an estuary, are achieved. As a result, damage from dam failure were classified as "Very important" by the methodology of Risk Index and how "High" by the Risk Classification methodology, level of maximum gravity for each methodology, certainly with contribution of factors: large volume of the dam reservoir; plain topography of the valley; and dense settlement near the mouth and very close to the river banks. After the application of methodologies, a comparison between them and it was not possible to identify which of the two is more conservative, given the big difference between your criteria while using the same database was performed. Thus, a method resulting from the combination was indicated between the two use, with some adjustments for possible support for risk management in the downstream valleys of dams in Brazil.

Key-words: Break dams. Damage in the valleys. Risk management.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANA	Agência Nacional de Águas
ANCOLD	Australian National Committee on Large Dams Incorporated
B_{bar}	Largura da barragem (da crista)
\bar{B}_{bre}	Largura média da brecha
B_{ibre}	Largura final da base da brecha
B_{Sbre}	Largura final do topo da brecha
CONDER	Companhia de Desenvolvimento Urbano do Estado da Bahia
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
CP	Coefficiente de Correlação de Pearson
CREA-PI	Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia do Piauí
CWC	Central Water Commission
DEP	Department of Environmental Protection
DHN	Diretoria de Hidrografia e Navegação
DOE	Department of Ecology
DPA	Dano potencial associado
Eletrobrás	Centrais Elétricas Brasileiras
Embasa	Empresa Baiana de Águas e Saneamento
Embrapa	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GDEM	Global Elevation Model
H_{barr}	Altura da barragem contada do leito até a crista
H_{bre}	Altura média da brecha
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center's River Analysis System
H_{hid}	Carga hidráulica máxima sobre a base da brecha
h_0	Altura da água na seção a montante da barragem no início da ruptura
I_{amb}	Subíndice de risco ambiental
I_{agr}	Subíndice de risco para a agricultura

IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ICOLD	International Commission on Large Dams
I_{dem}	Subíndice de risco demográfico
I_{eco}	Subíndice de risco econômico
I_{ind}	Subíndice de risco para indústrias
I_{inf}	Subíndice de risco para as infraestruturas
INEMA	Instituto do Meio Ambiente e Recursos Hídricos
I_{risco}	Índice de Risco no vale a jusante
K_1	Peso do subíndice de risco demográfico
K_2	Peso do subíndice de risco econômico
K_3	Peso do subíndice de risco ambiental
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MDE	Modelo digital de elevação
MDT	Modelo digital do terreno
MMA	Ministerio de Medio Ambiente
NPA	Nível pleno de armazenamento
NSE	Nash-Sutcliffe Efficiency
PAE	Plano de Ação Emergencial
PAR	Pessoas em risco ou em exposição
PEE	Plano de Emergência Externo
PEI	Plano de Emergência Interno
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
PSB	Plano de Segurança da Barragem
Q_{max}	Descarga máxima defluente da barragem em ruptura
R^2	Coeficiente de determinação
SEED	Safety Evaluation of Existing Dams
SEI	Superintendência de Estudos Econômicos e Sociais da Bahia
SIG	Sistema de Informações Geográficas

SPANCOLD	Comité Nacional Español de Grandes Presas
SRTM	Missão Topográfica Radar Shuttle
SSRH	Secretaria do Saneamento e Recursos Hídricos do Estado da Bahia
T_b	Tempo de base
t_{cheg}	Tempo de chegada da onda de cheia
T_p	Tempo de pico/ruptura
TR	Tempo de recorrência
tr	Tempo de ruptura
UFPB	Universidade Federal da Paraíba
USBR	United States Bureau of Reclamation
V_{hid}	Volume descarregado durante a ruptura
V_{res}	Capacidade do reservatório
ZAS	Zona de Auto-Salvamento
ZIP	Zona de Intervenção Principal
ZIS	Zona de Intervenção Secundária

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Distribuição percentual de causas de ruptura em diferentes tipos de barragens.....	24
Figura 2 – Relação entre o risco e o investimento.....	26
Figura 3 – Etapas da gestão do risco de ruptura de barragens	27
Figura 4 – Estrutura de uma árvore de eventos	29
Figura 5 - Análise de risco por árvore de probabilidade de eventos	30
Figura 6 – Níveis de fragilidade ambiental quanto a enchentes	42
Figura 7 – Níveis de fragilidade ambiental por parâmetro avaliado	42
Figura 8 – Seção típica da brecha em barragem de terra	46
Figura 9 – Zoneamento do risco e meios de aviso à população.....	56
Figura 10 – Etapas da pesquisa.....	58
Figura 11 – Localização da Barragem de Santa Helena	59
Figura 12 – Layout inicial da Barragem de Santa Helena.....	60
Figura 13 – Vista da brecha formada na barragem de Santa Helena	62
Figura 14- – Layout da barragem de Santa Helena reconstruída	63
Figura 15 – Vista frontal do vertedor da barragem de Santa Helena na fase de reconstrução	63
Figura 16 – Seções do levantamento batimétrico ao longo do Rio Jacuípe.....	66
Figura 17 – Modelo digital do terreno – vale a jusante da Barragem de Santa Helena (BA)	67
Figura 18 – Representação das seções transversais.....	68
Figura 19 – Localização das pontes na área de estudo	69
Figura 20 - Hidrograma triangular simplificado	74
Figura 21 – Hidrograma com decaimento parabólico	75
Figura 22 – Etapas para classificação dos danos pela metodologia de Classificação do Risco.....	83
Figura 23 – Zonas de risco para habitantes de residências localizadas na área de inundação	84
Figura 24 - Zonas de risco para passageiros de veículos	85
Figura 25 – Zonas de risco para pedestres em áreas de passagem	85
Figura 26 – Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Espanha	89
Figura 27 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo EUA mín.....	90
Figura 28 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo EUA méd.....	90
Figura 29 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo EUA máx.....	90
Figura 30 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Eletrobrás mín.....	90
Figura 31 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Eletrobrás méd.....	91

Figura 32 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Eletrobrás máx.....	91
Figura 33 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Von Thun e Gillette	91
Figura 34 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Viseu mín.....	91
Figura 35 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Viseu méd.....	92
Figura 36 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Viseu máx.....	92
Figura 37 – Hidrogramas calculados para o cenário de ruptura por percolação	96
Figura 38 – Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo Espanha	98
Figura 39 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo EUA mín.	99
Figura 40 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo EUA méd.	99
Figura 41 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo EUA máx.	99
Figura 42 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo Eletrobrás mín.	99
Figura 43 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo Eletrobrás méd.	100
Figura 44 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo Eletrobrás máx.....	100
Figura 45 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo Von Thun e Gillette	100
Figura 46 - Caracterização da brecha adotada para o cenário de ruptura por galgamento segundo Viseu	100
Figura 47 – Hidrogramas calculados para o cenário de ruptura por galgamento	104
Figura 48 – Cotas observadas e simuladas (calibração)	106
Figura 49 – Velocidades observadas e simuladas (calibração)	106
Figura 50 – Cotas observadas e simuladas (validação).....	107
Figura 51 – Velocidades observadas e simuladas (validação).....	108
Figura 52 – Cotagramas das seções de interesse para o cenário de ruptura por percolação.....	109
Figura 53 – Hidrogramas das seções de interesse para o cenário de ruptura por percolação.....	109
Figura 54 – Cotagramas das seções de interesse para o cenário de ruptura por galgamento	110
Figura 55 – Hidrogramas das seções de interesse para o cenário de ruptura por galgamento	110
Figura 56 – Perfil da linha d’água de máxima submersão em cada seção.....	111

Figura 57 – Mapa de inundação para os cenários de ruptura e para a cheia de projeto.....	114
Figura 58 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por percolação (detalhe 1)	115
Figura 59 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por percolação (detalhe 2)	116
Figura 60 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por galgamento (detalhe 1)	117
Figura 61 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por galgamento (detalhe 2)	118
Figura 62 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por galgamento e para a cheia decamilenar (detalhe 1)	119
Figura 63 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por galgamento e para a cheia decamilenar (detalhe 2)	120
Figura 64 – Zoneamento da área de inundação.....	121
Figura 65 – Vidas em risco nas edificações	124
Figura 66 – Vidas em risco nas vias de pedestres	124
Figura 67 – Risco para passageiros de veículos	125
Figura 68 – Processo do galgamento.....	143
Figura 69 – Ocorrência de galgamento	143
Figura 70 – Erosão interna no corpo da barragem	145
Figura 71 - Erosão interna na fundação	145
Figura 72 - Erosão interna da barragem para a fundação	145
Figura 73 - Erosão interna ao longo do contato barragem-fundação.....	146
Figura 74 – Exemplos de forças solicitantes e resistentes em uma barragem e medida preventiva.....	147
Figura 75 – Vista de jusante da ruptura da barragem Camará	150
Figura 76 - Vista aérea da barragem de Algodões I rompida	151
Figura 77 – Vale ao longo do Rio Jacuípe tomado pelas águas	153
Figura 78 – Moradores do distrito de Arembepe deixando suas casas	153
Figura 79 – Estrada interditada em Arembepe	153
Figura 80 – Situação crítica na localidade de Emboacica	153
Figura 81 – As águas na iminência de transbordar a Estrada do Coco	154
Figura 82 – Casas do distrito de Arembepe inseridas na área de inundação	154
Figura 83 – Vista aérea da Barragem de Santa Helena após o rompimento	154
Figura 84 – Vista da Barragem de Santa Helena após o acidente com a ombreira direita bastante preservada.....	154
Figura 85 – Curva cota x volume da Barragem de Santa Helena com linha de tendência	155

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Comparação das premissas das metodologias apresentadas	40
Tabela 2 – Exemplos de modelos de simulação da propagação da onda de cheia disponíveis	49
Tabela 3 – Valores de referência para a extensão do estudo no vale.....	52
Tabela 4 - Estimativa das consequências do risco hidrodinâmico	54
Tabela 5 – Localização das pontes – Distância para a barragem.....	69
Tabela 6 – Parâmetros de formação da brecha em barragem de terra.....	71
Tabela 7 – Variação do coeficiente C_b	72
Tabela 8 – Equações para cálculo do tempo de ruptura	72
Tabela 9 – Equações para cálculo da vazão de pico	73
Tabela 10 - Classes de risco para os subíndices de risco demográfico e ambiental	81
Tabela 11 – Classes de risco para os subíndices de risco econômico	81
Tabela 12 – Classes de risco e respectivos significados	82
Tabela 13 – Sistema de classificação dos danos a jusante de barragens	86
Tabela 14 - Parâmetros da brecha da Barragem de Santa Helena (cenário de ruptura por percolação)	89
Tabela 15 – Tempos de ruptura calculados para o cenário de ruptura por percolação	93
Tabela 16 - Vazões do cenário de ruptura por percolação	94
Tabela 17 - Parâmetros da brecha da Barragem de Santa Helena (cenário de ruptura por galgamento)	98
Tabela 18 – Tempos de ruptura calculados para o cenário de ruptura por galgamento	102
Tabela 19 - Vazões do cenário de ruptura por galgamento	103
Tabela 20 – Coeficientes de desempenho na calibração.....	106
Tabela 21 – Coeficientes de desempenho na validação.....	108
Tabela 22 – Comportamento da onda de cheia nas principais seções	112
Tabela 23 - Principais acidentes com barragens no Brasil	149
Tabela 24 – Dados da curva cota x área x volume da Barragem de Santa Helena	155
Tabela 25 – Banco de dados para estudos de ruptura de barragens	156

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	18
2. OBJETIVOS	23
2.1. OBJETIVO GERAL	23
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	24
3.1. RISCO DE RUPTURA DE BARRAGENS.....	24
3.1.1. Gestão do risco de ruptura de barragens	25
3.1.1.1. Avaliação do risco de ruptura de barragens	27
3.1.1.2. Mitigação do risco de ruptura de barragens.....	32
3.2. METODOLOGIAS DE CLASSIFICAÇÃO DOS DANOS DECORRENTES DA RUPTURA DE BARRAGENS	35
3.2.1. Metodologias avaliadas	35
3.2.2. Análise comparativa e escolha das metodologias	40
3.2.3. Análise crítica referente à avaliação dos danos ambientais.....	41
3.3. ESTUDO DE RUPTURA DE BARRAGENS PRECEDENTE À AVALIAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS DANOS	43
3.3.1. Formação da brecha e hidrogramas de ruptura.....	44
3.3.2. Simulação da propagação da onda de cheia.....	47
3.3.3. Mapa da área de inundação e zoneamento de risco	53
4. METODOLOGIA DA PESQUISA.....	57
4.1. ÁREA DE ESTUDO.....	58
4.1.1. Caracterização do sistema	64
4.1.1.1. Caracterização da barragem	64
4.1.1.2. Caracterização do vale a jusante	65
4.2. CLASSIFICAÇÃO DOS DANOS DECORRENTES DA RUPTURA DA BARRAGEM DE SANTA HELENA.....	69
4.2.1. Estimativa dos parâmetros de ruptura da barragem com redução das incertezas	70
4.2.1.1. Cenário de ruptura por percolação	70
4.2.1.2. Cenário de ruptura por galgamento	75
4.2.2. Calibração, validação e simulação da propagação da onda de cheia	76
4.2.3. Elaboração dos mapas de inundação	79
4.2.4. Classificação dos danos pela metodologia do Índice de Risco.....	80
4.2.5. Classificação dos danos pela metodologia de Classificação do Risco	82
4.3. COMPARAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS E RESULTADOS ENCONTRADOS COM A APLICAÇÃO DAS DUAS METODOLOGIAS	86
4.4. PROPOSIÇÃO DE ADAPTAÇÃO DAS METODOLOGIAS APLICADAS	87
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	88
5.1. CLASSIFICAÇÃO DOS DANOS DECORRENTES DA RUPTURA DA BARRAGEM DE SANTA HELENA.....	88
5.1.1. Escolha dos parâmetros de ruptura da barragem com redução das incertezas	88

5.1.1.1. Cenário de ruptura por percolação	88
5.1.1.2. Cenário de ruptura por galgamento	97
5.1.2. Calibração, validação e simulação da propagação da onda de cheia	104
5.1.2.1. Calibração e validação do modelo	105
5.1.2.2. Simulação da propagação da onda de cheia	109
5.1.3. Mapas de inundação	113
5.1.4. Classificação dos danos de acordo com a metodologia do Índice de Risco	122
5.1.5. Classificação dos danos de acordo com a metodologia de Classificação do Risco	123
5.2. COMPARAÇÃO DAS PREMISSAS E DOS RESULTADOS ENCONTRADOS COM A APLICAÇÃO DAS DUAS METODOLOGIAS	126
5.3. PROPOSIÇÃO DE ADAPTAÇÃO DAS METODOLOGIAS APLICADAS	127
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	130
7. REFERÊNCIAS	133
8. ANEXOS.....	142
ANEXO A - Principais causas de ruptura de barragens.....	142
ANEXO B - Aspectos da legislação do Brasil	149
ANEXO C – Registro fotográfico do estado da Barragem de Santa Helena e das localidades a jusante após o acidente	153
ANEXO D – Dados da curva cota x área x volume da Barragem de Santa Helena	155
ANEXO E – Banco de dados de casos históricos de ruptura de barragens	156

1. INTRODUÇÃO

As barragens possibilitam os usos múltiplos da água, a administração de vazões a jusante, o desenvolvimento da sua área de influência, dentre outros benefícios (MI, 2005; ICOLD, 2007).

Entretanto, a construção dessas estruturas também pode causar grandes impactos. Segundo Luz *et al.* (2005), as interferências iniciam na construção da barragem por meio do desvio do rio, do desmatamento para a limpeza do terreno e do enchimento do lago artificial formado a montante. Afonso (2001) ressalta que a formação do reservatório da barragem causa inundação de extensas áreas muitas vezes produtivas ou com grande diversidade biológica, além do reassentamento da população. Nesse contexto, observa-se que é necessário gerir as demandas e os aspectos relacionados aos impactos provocados pelas barragens com vistas a minimizar os danos aos ecossistemas.

Outro aspecto que deve ser analisado é a possibilidade de ruptura da obra, uma vez que o colapso de uma barragem oferece grande risco para a população que ocupa o vale a jusante devido à propagação de grandes ondas de cheia. Além da possibilidade de perdas de vidas, há também a ocorrência de danos econômicos (terras agrícolas, edificações, etc.) e ambientais (como assoreamento de rios, comprometimento da vegetação, dentre outros). A situação se torna ainda mais crítica quando existe a possibilidade de ruptura de barragens em cascata, o que potencializa o efeito devastador (COLLISCHONN & TUCCI, 1997; MEDEIROS, 2005).

De acordo com Almeida (2001), alguns acidentes que ocorreram na Europa levaram a comunidade técnica a refletir sobre o risco ao qual o vale a jusante está submetido, e em medidas de prevenção contra os potenciais efeitos desses eventos. Dentre os principais acidentes o autor cita: a ruptura da Barragem de Malpasset na França, em 1959, que causou 421 mortes; da Barragem de Vega de Tera na Espanha, que rompeu em 1959 provocando 144 mortes; e da Barragem de Vajont na Itália, que foi galgada em 1963 provocando a morte de cerca de 2 600 pessoas.

Devido à ocorrência desses acidentes no cenário mundial, que causaram milhares de mortes, os órgãos de controle perceberam que era necessário gerir os riscos com

subsídio da regulamentação dos procedimentos e das responsabilidades, a fim de minimizar a ocorrência desses eventos e as suas consequências.

Com esse objetivo, foi regulamentada no Brasil a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), por meio da Lei nº 12.334 de 2010. A PNSB definiu responsabilidades do órgão fiscalizador e do empreendedor da barragem e os procedimentos a serem adotados em prol da segurança da estrutura. Com efeito, a PNSB pode ser considerada como o marco legal da segurança de barragens no Brasil, uma vez que visa contribuir para redução da ocorrência de acidentes através da gestão do risco na barragem.

A PNSB estabelece que deve ser elaborado o Plano de Ação Emergencial (PAE) para barragens classificadas como sendo de dano potencial associado (DPA) alto, em conformidade com a matriz de classificação publicada pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) por meio da Resolução nº 143 de 2012. Ressalta-se que, a classificação quanto aos DPAs estabelecida pelo CNRH tem como objetivo uma avaliação prévia dos potenciais impactos da ruptura de barragens, a ser utilizada como critério para a exigibilidade de elaboração do PAE e da realização de estudos mais aprofundados, como o mapa de inundação.

Entretanto, caso o rompimento de uma barragem venha a ocorrer, as ações no vale devem ser desencadeadas com envolvimento das autoridades de proteção e defesa civil. A Secretaria Nacional de Defesa Civil possui diversos materiais que subsidiam as ações das suas equipes, a exemplo do Manual de Planejamento em Defesa Civil, o qual caracteriza os tipos de desastres e indica os procedimentos a serem adotados, mas não há uma recomendação das ações necessárias especificamente para desastres relacionados com a ruptura de barragens.

Devido à magnitude do potencial destruidor desses eventos, faz-se mister o estudo das possíveis implicações desses acidentes nos vales, com subsídio do estudo de ruptura das barragens e dos mapas de inundação, de modo a apoiar o processo de gestão de risco nas áreas a jusante das barragens com medidas de prevenção e mitigação adequadas como: plano de evacuação, sistemas de aviso e alarme, ordenamento do uso e ocupação do solo, elaboração do Plano de Ação Emergencial (PAE) para o vale, dentre outros.

Assim sendo, para a fase de gestão do risco no vale, os danos decorrentes da ruptura de barragens devem ser avaliados com maiores detalhes que a avaliação prévia dos danos realizada na fase da gestão do risco na estrutura. A avaliação dos danos seguida da sua classificação de forma padronizada, nessa fase do processo de gestão do risco, possibilita a avaliação da importância relativa dos danos, a comparação das consequências de acidentes em diferentes sistemas barragem-vale e a consequente tomada de decisão e priorização, caso necessário.

Como no Brasil não foi estabelecida uma metodologia de classificação dos danos decorrentes de ruptura de barragens que atenda à fase de gestão do risco no vale, para o desenvolvimento dessa pesquisa foram analisadas algumas metodologias disponíveis na literatura e selecionadas duas para aplicação. Uma foi a metodologia do *Índice de Risco* e outra a metodologia de *Classificação do Risco*.

A metodologia do Índice de Risco foi elaborada por Teresa Viseu com apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) de Portugal. Já a metodologia de Classificação do Risco foi desenvolvida pela United States Bureau of Reclamation (USBR) que é uma instituição dos Estados Unidos com larga experiência.

A metodologia de Classificação do Risco possui como principais premissas: o zoneamento do risco hidrodinâmico, que corresponde à combinação entre a velocidade e a profundidade da lâmina d'água, considerando que não há perda de vida com baixas velocidades e alturas de escoamento; a quantificação das possíveis perdas de vidas nas residências, áreas de lazer, trabalho e escolas; permite a classificação sem uso do mapa de inundação em situações de risco óbvio (como um vale densamente habitado imediatamente a jusante da barragem); e que inicialmente a classificação deve ser feita para um cenário de ruptura menos grave, sendo avaliado um cenário pior apenas se a classificação para o primeiro não for de risco alto.

Já a metodologia do Índice de Risco diverge bastante da anterior por: não adotar como premissa a avaliação o risco hidrodinâmico, considerando que tudo que é inundado representa perda/dano; não permite o julgamento de especialistas em situações de risco óbvio, devendo sempre ser elaborado o mapa de inundação; quantifica como vidas em risco apenas as residentes; e que a classificação deve ser feita considerando o pior cenário de ruptura possível.

Nesse contexto, utilizar essas duas metodologias de classificação dos danos se torna interessante pela possibilidade de poder comparar os resultados obtidos a partir de critérios tão distintos.

Vale destacar que os autores das metodologias utilizadas nesse trabalho definem risco como sendo o dano (perda de vidas, danos materiais e ambientais) que pode ocorrer devido a uma cheia proveniente da ruptura ou mau funcionamento da barragem em toda área de inundação (USBR, 1988; VISEU, 2006). Assim sendo, no presente projeto, todas serão chamadas de “metodologias de classificação dos danos decorrentes da ruptura de barragens” tendo em vista que as metodologias do Índice de Risco e de Classificação do Risco classificam os danos (perdas de vidas, danos ambientais e materiais).

Entretanto, uma problemática presente no processo de classificação dos danos decorrentes da ruptura de barragens, é que para se chegar na classificação é necessário estimar o hidrograma de ruptura da barragem com uso de equações empíricas que envolvem muitas incertezas. Embora as equações utilizadas para estimativa da brecha, da vazão de pico e do tempo de ruptura tenham sido geradas a partir de casos observados, elas foram elaboradas para barragens distintas com causas de colapso diferentes. Aliado a esses fatores, a carência de informações históricas registradas também contribui para as incertezas do estudo de ruptura de barragens. Consequentemente, observa-se a possibilidade de obtenção de diferentes resultados, o que reflete na estimativa de áreas de inundação e que, por conseguinte, impacta na classificação dos danos em questão e na gestão do risco no vale.

Diante desse cenário, as incertezas do estudo de ruptura nessa pesquisa podem ser reduzidas com o uso das informações do rompimento da Barragem de Santa Helena, estudo de caso desse projeto, que ocorreu em 1985.

Assim sendo, essa dissertação visa responder à seguinte questão: Quais são os procedimentos para a classificação dos danos decorrentes da ruptura de barragens de acumulação de água compatíveis com o cenário legal do Brasil, tendo como base recomendações internacionais, e que possam subsidiar a gestão do risco nos vales?

Essa pesquisa se restringiu à classificação de danos decorrentes da ruptura de barragens de acumulação de água em decorrência do fato de 13.736 barragens existentes no território brasileiro, conforme cadastro de barragens disponibilizado pela

ANA em 2015, apenas 3.804 são barragens de rejeitos e/ou de resíduos industriais, embora não menos importantes, atendendo dessa forma, a um maior quantitativo de possíveis aplicações futuras. Além disso, há que se considerar que no caso de barragens de rejeitos e resíduos industriais é necessário avaliar a natureza dos materiais armazenados, o que interfere diretamente na questão dos danos ambientais.

No que concerne à Barragem de Santa Helena observa-se que ela é do tipo mista, com ombreiras de terra e vertedores de concreto, construída no rio Jacuípe, localizada no município de Camaçari, no estado da Bahia.

A escolha dessa barragem se deve ao fato de que ela foi reconstruída no mesmo local da antiga Barragem de Santa Helena, que rompeu em maio de 1985 e por ser classificada quanto ao volume como uma barragem “muito grande” pela Resolução nº 143, de 10 de julho de 2012, do CNRH tendo em vista que seu reservatório possui capacidade de acumulação de 241 hm³.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GERAL

Classificar os danos decorrentes da ruptura de barragens de acumulação de água, com vistas à gestão de risco no vale, tendo como estudo de caso a Barragem de Santa Helena – BA.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Reduzir as incertezas da estimativa dos hidrogramas de ruptura, com uso das informações do rompimento da barragem ocorrido em 1985.
- Aplicar as metodologias de classificação dos danos: do Índice de Risco e de Classificação do Risco.
- Propor uma adaptação das metodologias aplicadas de forma compatível com os aspectos legais do Brasil.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

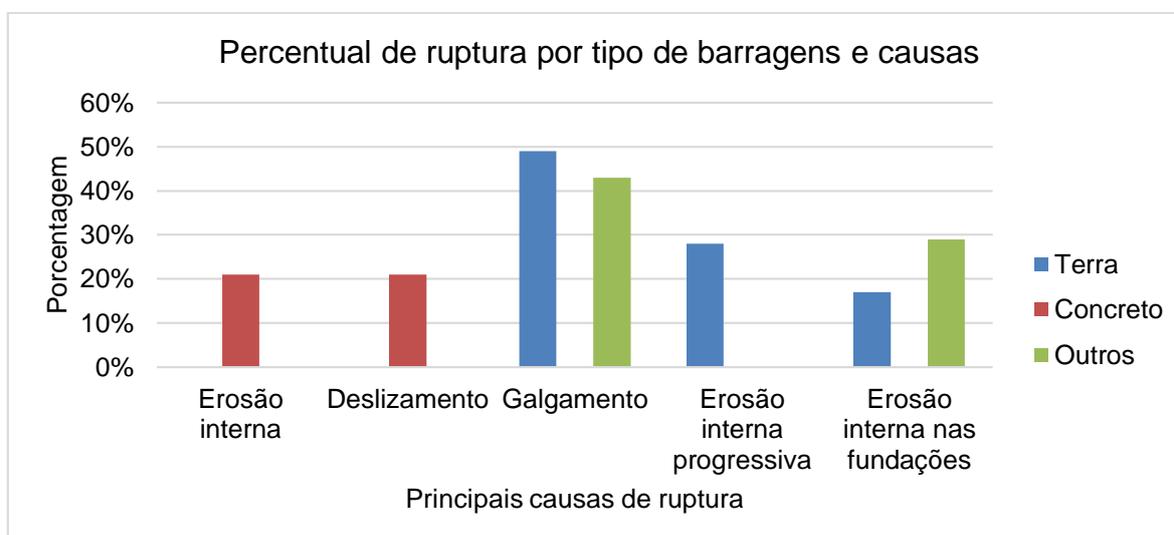
3.1. RISCO DE RUPTURA DE BARRAGENS

O risco é um indicador de segurança, inversamente proporcional à mesma, que está relacionado com a possibilidade de ocorrência de perturbações que alteram o estado existente ou previsto de uma estrutura e que provocam danos. De acordo com Almeida (2015), assim como ocorre nos demais sistemas tecnológicos, a segurança absoluta das barragens não pode ser garantida, isto é, observa-se a necessidade do acompanhamento contínuo da segurança da barragem a fim de se reduzir e/ou controlar os riscos existentes, como o de ruptura.

Segundo Almeida (2001), os registros de casos históricos indicam que as barragens que rompem mais são as relativamente pequenas, tendo em vista que 70% dos acidentes ocorrem com as barragens com alturas inferiores a 30 m. De acordo com ICOLD (1995), 38% das rupturas acontecem durante o primeiro enchimento, sendo essa uma fase bastante crítica na qual a obra é posta em carga e testada.

A ruptura de barragens pode ocorrer por diversas causas como galgamento, erosão interna, deslizamento, dentre outras. Uma análise estatística publicada no Boletim 99 do ICOLD (1995), concluiu que barragens de terra são mais susceptíveis à ruptura por galgamento e as de concreto à ruptura por erosão interna, conforme pode ser visualizado na Figura 1.

Figura 1 – Distribuição percentual de causas de ruptura em diferentes tipos de barragens



Fonte: ICOLD (1995).

Nesse contexto, observa-se que a análise de casos históricos subsidia os estudos da área de segurança de barragens por chamarem a atenção para os problemas mais comuns em obras do mesmo tipo. Essa análise, permite obter ensinamentos de práticas de projeto, obra e operação mais confiáveis (PINTO, 2001).

No caso do Brasil pode-se citar os seguintes acidentes com barragens: Barragem de Orós – CE em 1960; Barragem de Euclides da Cunha e Limoeiro – SP em 1977 (primeiro ocorreu o rompimento da Barragem de Euclides da Cunha e depois, em cascata, o da Barragem de Limoeiro); Barragem de Santa Helena – BA em 1985; Barragem de Cataguases – MG em 2003; Barragem de Algodões I – PI em 2009; e com a Barragem de Fundão – MG em 2015.

A ocorrência desses eventos no mundo destacou a importância da gestão do risco de ruptura de barragens, a fim de minimizar a possibilidade de ocorrência de acidentes e suas consequências.

3.1.1. Gestão do risco de ruptura de barragens

A probabilidade de ruptura de uma barragem pode ser considerada baixa. Análises estatísticas realizadas por ICOLD (1995) indicam uma frequência anual média de rupturas da ordem de 10^{-4} , até aproximadamente o ano de 1950, e de 10^{-5} , após 1950 até a atualidade. De acordo com ICOLD (1995), essa redução se deve às melhorias nas técnicas de investigação e ao maior conhecimento sobre os riscos. Entretanto, mesmo com a baixa frequência de ocorrência desses eventos, Balbi & Vieira (2010) ressaltam que eles devem ser evitados de todas as formas possíveis e precisam ser analisados previamente, a fim de se planejarem as ações que possam atenuar os danos eventualmente provocados.

Além disso, Almeida (2000b) ressalta que a gestão do risco deve ser integrada entre a operação da barragem e o vale a jusante, de modo que a população também tenha uma percepção do risco existente a fim de evitar uma confiança extrema na segurança da barragem, principalmente nos vales densamente habitados. Segundo o autor, a área de análise deve ser vista como um sistema integrado barragem-vale, já que o risco de inundação precisa ser considerado no planejamento do uso e ocupação do solo.

Segundo Bowles *et al.* (1997), existe uma tendência mundial em nortear o processo de tomada de decisão pela gestão do risco, considerando situações de emergência e envolvendo todas as partes interessadas (órgãos de controle, empreendedor e população com vidas e/ou bens em exposição). Além disso, a correção de todas as deficiências da obra pode ser inviável, devendo-se implementar a gestão do risco remanescente/residual.

De acordo com Biedermann (1997) *apud* Medeiros (2013), os principais objetivos da segurança são a minimização de todos os riscos e o domínio do risco remanescente. A referida segurança compreende a segurança estrutural, o monitoramento da barragem e do reservatório e o planejamento de emergências. A segurança estrutural está relacionada com projetos e construção adequados e, conseqüentemente, com o investimento financeiro empreendido nas fases de projeto e obra. Já, o monitoramento e o planejamento de emergência estão relacionados com o domínio do risco remanescente (residual), o qual deve ser o menor possível respeitando as exigências técnicas e as limitações financeiras, uma vez que para se obter menores riscos residuais são necessários maiores investimentos, conforme representado na Figura 2.



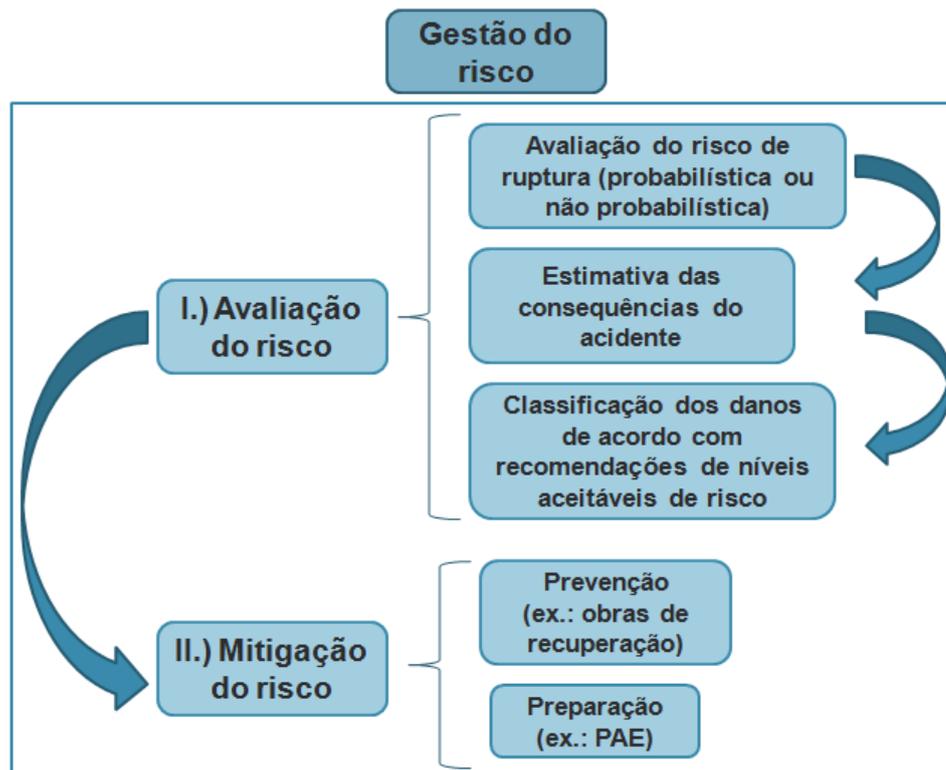
Fonte: Biedermann (1997) *apud* Medeiros (2013).

Nesse contexto, a gestão do risco, para o caso específico de barragens, consiste no conjunto de ações que visam minimizar a possibilidade de ocorrência de acidentes em todas as fases (projeto, obra e operação), assim como a vulnerabilidade das áreas potencialmente atingidas, tendo como foco a prevenção e mitigação dos riscos (MEDEIROS, 2013).

De acordo com Viseu & Almeida (2011), o processo de gestão do risco de ruptura de barragens pode ser dividido em duas etapas: avaliação e mitigação. A avaliação do risco compreende as etapas de análise, que visa avaliar o risco de ruptura de uma barragem e as consequências desse evento, e de apreciação do risco, que consiste na comparação do valor estimado para o risco com critérios de aceitabilidade, sendo aceitável aquele que não necessita de redução. A mitigação do risco pode ocorrer por meio de procedimentos de prevenção, que reduzem a probabilidade de ocorrência de um acidente, e de preparação, que reduzem os danos quando da ocorrência de acidentes.

Em suma, a Figura 3 ilustra o processo de gestão do risco de ruptura de barragens.

Figura 3 – Etapas da gestão do risco de ruptura de barragens



Fonte: Adaptado de Viseu & Almeida (2011).

3.1.1.1. Avaliação do risco de ruptura de barragens

De acordo com Viseu (2006), a primeira etapa da avaliação do risco deve ser exaustiva e sistemática de modo a responder claramente três perguntas: O que pode originar uma ruptura? Quão prováveis são os modos de ruptura? O que poderia acontecer caso ocorresse uma ruptura?

A avaliação do risco permite classificar os danos de acordo com recomendações internacionais sobre a tolerabilidade de riscos. Isso posto, torna-se possível também comparar diferentes sistemas barragens-vaes de forma uniformizada, viabilizando o direcionamento de recursos em prol da redução do risco em conformidade com critérios de priorização (FUSARO, 2003; SPANCOLD, 2013).

A USBR (2000a) realizou um estudo sobre práticas de gestão de risco em segurança de barragens em vários países, e observou que a avaliação desse risco está sendo bastante difundida. Nesse estudo, foi verificado que a compreensão do comportamento da estrutura auxilia na determinação da necessidade de investigação e vigilância, na identificação de risco, na definição de medidas de redução do risco e na priorização de investimentos, a exemplo da Austrália que utilizou a análise do risco para a definição de prioridades das grandes obras de reparação.

Na literatura são encontradas diversas abordagens para o risco, tanto qualitativas quanto quantitativas. O risco quantitativo pode ser compreendido como sendo o produto entre a probabilidade de ocorrência de um evento adverso e suas consequências estimadas (FUSARO, 2003), ou seja, o risco pode ser representado pela eq. (1):

$$\text{RISCO} = \text{Probabilidade} \times \text{Consequências} \quad (1)$$

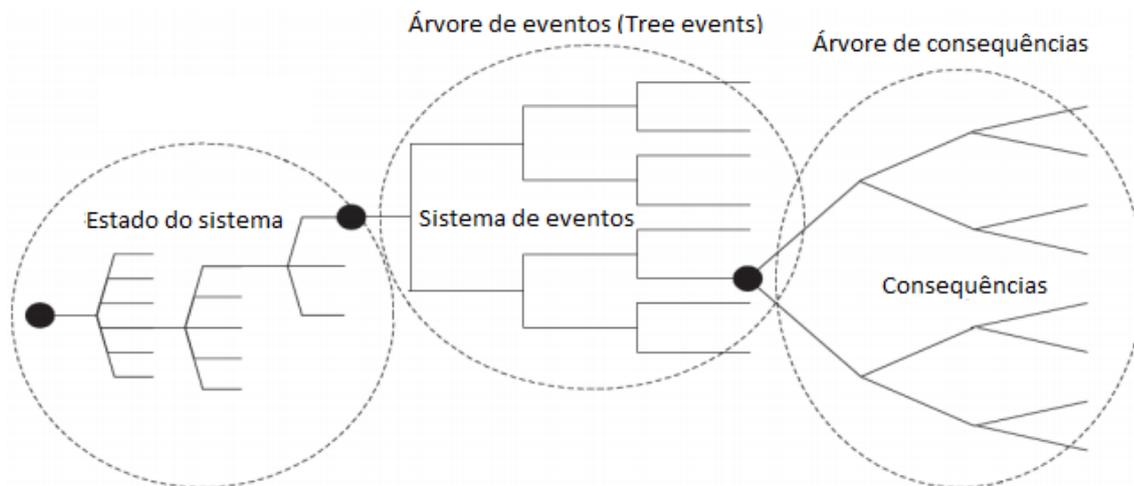
De acordo com Viseu & Almeida (2011), para o caso específico de barragens, o vale a jusante está sujeito a um risco (R vale), o qual pode ser traduzido pela probabilidade de ocorrência de um evento adverso (P.Evento) como uma cheia, combinada com a probabilidade de ruptura quando da ocorrência desse evento (P.ruptura/Evento) e com a estimativa de danos decorrentes dessa ruptura.

Logo, a quantificação do risco no vale a jusante de barragens pode ser dada pela eq. (2):

$$\text{R vale} = \text{P.Evento} \times \text{P.ruptura/Evento} \times \text{consequências devido à ruptura} \quad (2)$$

Segundo Viseu (2006), a avaliação do risco quantitativo, também chamado de probabilístico, está relacionada com uma árvore de eventos que consiste na desagregação da probabilidade total de ruptura em componentes, conforme pode ser visualizado na Figura 4:

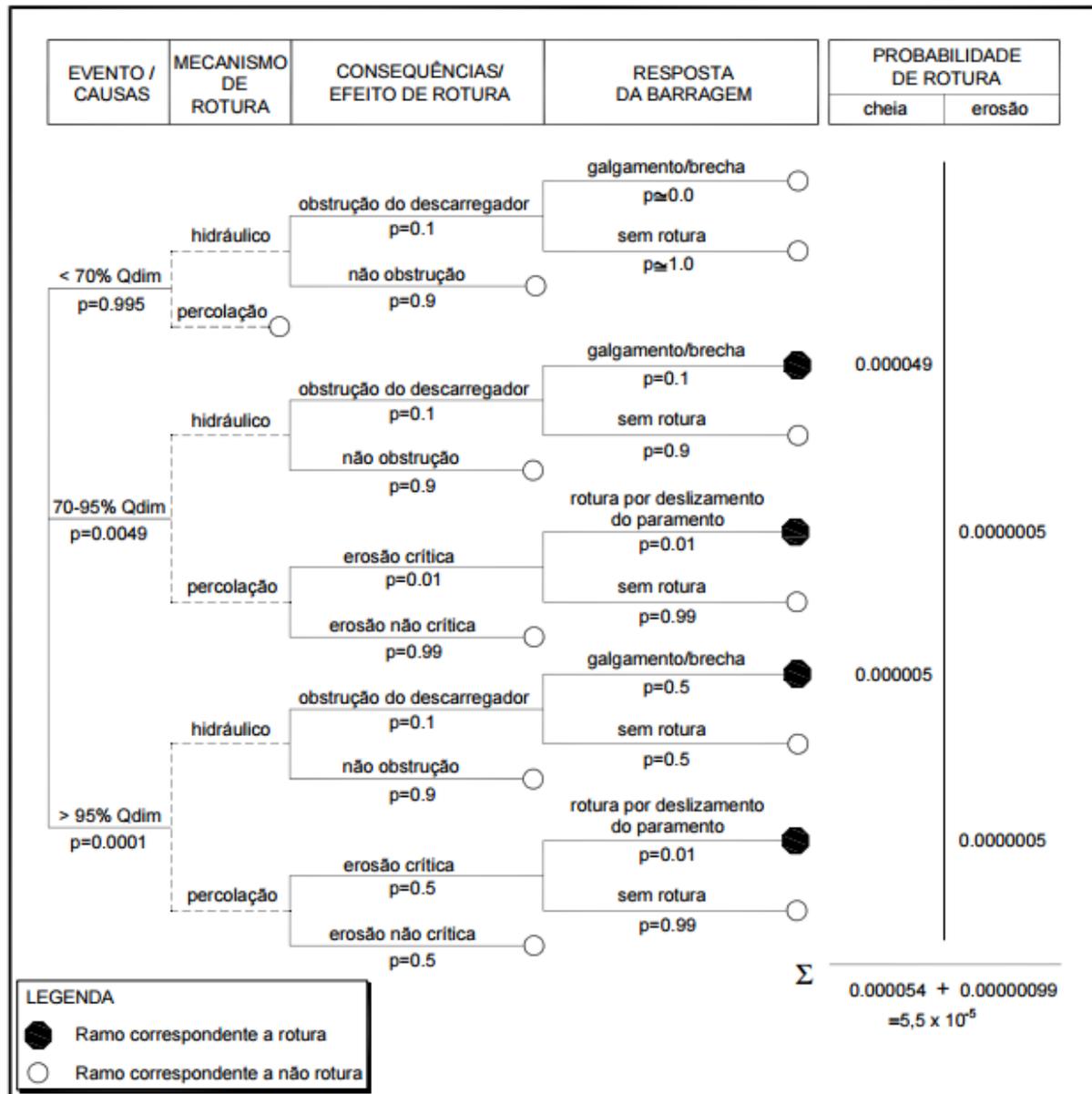
Figura 4 – Estrutura de uma árvore de eventos



Fonte: Adaptado de King (2014).

A Figura 4 ilustra a complexidade do uso dessa ferramenta. Diversas possibilidades podem ser consideradas como sendo: o estado inicial do sistema (a exemplo do nível do reservatório); a ocorrência de diversos eventos perturbadores considerando cada um dos estados iniciais; para então ser estimada a probabilidade de ocorrência de uma resposta da barragem ao evento (consequência) que pode ser uma ruptura, um galgamento sem ruptura, dentre outras possibilidades. Um exemplo de uma árvore de eventos considerando a ocorrência de eventos hidrológicos é apresentada na Figura 5.

Figura 5 - Análise de risco por árvore de probabilidade de eventos



Fonte: Viseu (2006), adaptado de Salmon e Hartford (1995).

Entretanto, de acordo com Fusaro (2003), essa abordagem probabilística de avaliação do risco aplicada às barragens apresenta restrições, a exemplo da dificuldade de se estabelecer uma árvore de eventos consistente, e de se efetuar a análise probabilística do risco, isto é, de interpretar o que representa o valor numérico encontrado.

Medeiros (2005) ressalta que os métodos probabilísticos requerem uma série de dados (universo amostral) e resultados estatísticos, sendo que não existem dados organizados sobre incidentes ou acidentes considerando o tipo de estrutura, porte, fundações, semelhanças entre materiais de construção e combinação entre eles,

idade da estrutura, dentre outras informações necessárias, o que resultaria em conclusões probabilísticas de baixa confiabilidade.

Apesar dessas dificuldades, o interesse na avaliação do risco é crescente, sendo então bastante disseminada a avaliação não probabilística, ou seja, do risco qualitativo.

O risco qualitativo é aquele no qual são realizadas análises de forma descritiva ou com escalas de ordenação numérica para representar a dimensão das consequências potenciais e da sua probabilidade de ocorrência, como aqueles que são baseados em índices (MELO & FUSARO, 2015).

No Brasil, a PNSB estabeleceu que as barragens devem ser classificadas em função da categoria de risco, do DPA e do volume do seu reservatório, com base em critérios gerais estabelecidos pelo CNRH. No que concerne à categoria de risco, a Resolução nº 143 de 2012 do CNRH preconiza a atribuição de pontuações em função das características técnicas (altura, comprimento, tipo de barragem quanto ao material de construção, tipo de fundação, idade da barragem e vazão de projeto), do estado de conservação (confiabilidade das estruturas extravasoras, percolação controlada ou com surgências e carreamento de material, deformações e recalques, deterioração nos taludes e paramentos) e do Plano de Segurança da Barragem (documentação de projeto, da estrutura organizacional e qualificação da equipe, dos manuais de procedimentos para inspeção e monitoramento, da existência do PAE e da emissão de relatórios de inspeção e monitoramento). Assim sendo, a classificação quanto ao risco do CNRH (2012) é realizada de acordo com os fatores que podem indicar quais seriam as barragens com maior possibilidade de ruptura.

Logo, diante da dificuldade de se efetuar a quantificação probabilística do risco, a avaliação e classificação das barragens quanto ao risco do CNRH (2012) é uma importante ferramenta para indicar quais são as possíveis providências que o empreendedor, que é o responsável pela barragem e que detém o direito de explorar a estrutura, deve adotar com vistas à redução desse risco não probabilístico, conforme recomendado por Fusaro (2003) e por Medeiros (2013).

Após a avaliação do risco, quantitativo ou qualitativo, é iniciada a fase de estimativa das consequências e classificação dos danos decorrentes da ruptura da barragem. Nessa etapa, pode-se identificar a necessidade de adoção de medidas estruturais e

estruturantes. A classificação dos danos ajuda também no processo decisório de alocação de recursos, sendo que, quando há limitações, as decisões são tomadas com base nessa informação, uma vez que ela fornece uma indicação de quais barragens e quais vales apresentam maiores riscos e danos e que requerem, conseqüentemente, mais atenção e planejamento de ações (USBR, 2000b).

3.1.1.2. Mitigação do risco de ruptura de barragens

A mitigação do risco corresponde à fase final do processo de gestão do risco e pode ocorrer por meio da redução do risco associado à barragem, com medidas de prevenção associadas ao controle da segurança da barragem, ou da redução da vulnerabilidade do vale a jusante da barragem, com medidas de preparação e planejamento do uso e ocupação do solo (VISEU & ALMEIDA, 2011).

De acordo com Almeida (2015), as principais medidas mitigadoras do risco, que buscam reduzir significativamente o número expectável de vítimas, são: a implementação de um sistema de aviso à população interligado à equipe de controle e operação da barragem; elaboração de um plano de evacuação com base no mapa de inundação fornecido pelo proprietário da barragem; e elaboração de um plano de emergência para gestão da possível crise contendo ações de socorro, recuperação e a realização de treinos, exercícios e ensaios dos sistemas de aviso e alerta.

Uma ferramenta de preparação que reduz os danos (sobretudo a perda de vidas) quando da ocorrência de acidentes, a partir do planejamento prévio das ações, bastante difundida mundialmente é o PAE, que consiste em um documento que descreve “quem faz o quê, onde, quando e como” em situações de emergência (CWC, 2006), sendo dessa forma, uma medida estruturante de mitigação do risco.

De acordo com Olds & Hall (2003), o PAE consiste em um plano que identifica as potenciais condições de comprometimento da integridade da estrutura, e estabelece as ações imediatas a serem adotadas para redução dos danos na barragem ou no vale, como perdas de vidas. Segundo os autores, o PAE é necessário para: planejar antecipadamente as ações do proprietário da barragem e das autoridades responsáveis pelo atendimento à população; reduzir o risco de perdas de vidas e danos materiais; e identificar situações que podem ocasionar o colapso da barragem com indicação de medidas corretivas ou mitigadoras.

Segundo a Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2013), o PAE deve conter essencialmente: a delimitação das responsabilidades de todos os envolvidos na gestão de um incidente ou emergência; fluxogramas de notificação com procedimentos para emissão de alerta e mensagens às autoridades responsáveis pela gestão de emergência no vale a jusante; descrição do projeto; processos para detecção, avaliação e classificação de emergências; ações a serem adotadas; identificação e responsabilidades do coordenador do PAE; fontes alternativas de energia; e mapa da área de inundação para auxiliar na identificação de infraestruturas atingidas e da população em situação de risco.

No Brasil, recomendações acerca do conteúdo do PAE foram feitas de forma pioneira pela Eletrobrás (2003). De acordo com o autor, o PAE para a barragem deve conter a identificação e avaliação de emergências; ações preventivas; procedimentos e fluxograma de notificação; sistemas de comunicação; acessos ao local; resposta durante períodos de falta de energia elétrica; resposta durante períodos de intempéries; fontes de equipamentos e mão de obra; estoques de materiais de suprimentos; fontes de energia de emergência; mapas de inundação; e sistemas de advertência. Segundo Eletrobrás (2003), o PAE para a barragem deve ser implementado, testado e atualizado (em termos das instituições e pessoas que deverão avisar e ser avisadas em situações de emergência) sob responsabilidade do proprietário da barragem.

Além das recomendações propostas por Eletrobrás (2003), no Brasil observa-se também a contribuição da ANA que publicou uma versão preliminar do “Guia de Orientação e Formulários dos Planos de Ação de Emergência” com especificação das informações que precisam ser apresentadas e um modelo de organização do plano. Essa publicação ocorreu em abril de 2015, com o objetivo de subsidiar os empreendedores frente a implementação da Lei nº 12.334/2010.

Diante do exposto, observa-se que o PAE será eficaz caso seja desenvolvido e implementado de forma integrada com os responsáveis pela gestão de emergência no vale. O PAE para a barragem fornecerá as informações necessárias para o planejamento das autoridades de proteção e defesa civil. O planejamento e a implementação da evacuação é, geralmente, responsabilidade das autoridades de gestão de emergências locais ou estaduais, assim o PAE para a barragem não precisa

incluir um plano de evacuação, mas deve indicar quem é responsável pela evacuação (FEMA, 2013).

No que tange ao PAE para o vale, eles devem ser elaborados a partir do pior cenário possível e devem conter: iniciação dos sistemas de alerta de emergência; identificação das instalações críticas; procedimentos de evacuação; distâncias e rotas para partes mais elevadas; medidas de controle de tráfego e rotas de tráfego; transporte; recuperação e retorno às áreas atingidas; dentre outros (FEMA, 2013).

De acordo com Almeida (2001) e com Viseu & Almeida (2011), a elaboração de um único plano de emergência para barragem e para o vale a jusante não é a melhor solução, uma vez que o Plano de Emergência Interno (PEI), que corresponde ao PAE para a barragem, é uma ferramenta de gestão do risco interno de responsabilidade do proprietário da barragem, e que visa o controle da segurança da estrutura e a redução da possibilidade de ocorrência de um acidente. Já, o Plano de Emergência Externo (PEE), que corresponde ao PAE para o vale a jusante da barragem, é uma ferramenta de gestão do risco externo de responsabilidade das autoridades de proteção e defesa civil com vistas à gestão do risco no vale a jusante frente a inundações causadas pela ruptura da barragem, reduzindo o número expectável de vítimas e outros danos.

Com efeito, recomenda-se a elaboração de dois documentos (PEI e PEE) distintos e complementares. Dessa forma, o PEI deve subsidiar a detecção de anomalias na estrutura, a tomada de decisão com base em possíveis medidas corretivas, mitigadoras ou notificação da situação de emergência e a instalação dos meios de aviso na zona de auto-salvamento, que corresponde à zona mais próxima da barragem. Já o PEE deve contemplar os procedimentos de aviso e evacuação da população na zona do vale mais afastada da barragem (VISEU & ALMEIDA, 2011).

Observa-se que a aceitabilidade do risco tem sido associada cada vez mais à avaliação dos danos decorrentes da propagação da onda de cheia no vale a jusante (PINTO, 2008), sendo de suma importância o desenvolvimento de metodologias para avaliação desses danos. Dessa forma, devido à sua relevância no processo de tomada de decisão, mitigação e controle do risco nos vales a jusante de barragens, a avaliação dos danos precisa ser minuciosamente estudada.

3.2. METODOLOGIAS DE CLASSIFICAÇÃO DOS DANOS DECORRENTES DA RUPTURA DE BARRAGENS

De acordo com Uemura & Martins (2009), a ruptura de barragens causa danos ao meio ambiente e à sociedade, incluindo perda de vidas. Logo, o uso de ferramentas que permitam prever essas consequências, avaliar e classificar os danos, assim como auxiliar na organização de planos de ações preventivas e emergenciais, torna-se extremamente necessário.

Nesse contexto, há que se levar em conta inúmeros fatores, como a segurança populacional e a ordem econômica. Por ser objetivo prioritário, a classificação dos danos deve preferencialmente recair sobre os danos que influenciam diretamente na segurança da população, tendo como principal objetivo evitar perdas de vidas. Entretanto, mesmo que esse principal objetivo seja alcançado, também é necessário considerar os impactos econômicos e ambientais (MASCARENHAS, 1990).

A avaliação dos danos seguida da sua classificação possui algumas vantagens como: a graduação dos danos, que pode subsidiar uma análise técnica; permite a avaliação da importância relativa dos danos, justificando decisões que visem o aumento da proteção dos vales; permite comparar o risco relativo de diversos vales a jusante de barragens, embasando a priorização de investimentos (VISEU, 2006). De acordo com a autora, essa avaliação e classificação deve ser feita a nível do PAE para a barragem (PEI) servindo de base para a elaboração do PAE para o vale (PEE).

3.2.1. Metodologias avaliadas

Diversas metodologias de classificação dos danos decorrentes da ruptura de barragens estão disponíveis mundialmente. Algumas delas são apresentadas a seguir.

Vale ressaltar que, para todas as metodologias identificadas, a classificação dos danos (perda de vidas, danos econômicos e ambientais) é feita com uso do mapa de inundação, o qual resulta do estudo de ruptura da barragem e que representa a delimitação da área inundada e as características de uso e ocupação do solo, onde podem ser avaliados os impactos.

a) Metodologia proposta pela United States Bureau of Reclamation – USBR (1988) – Estados Unidos

De acordo com a USBR (1988), a classificação dos danos decorrentes da ruptura de barragens deve englobar as vidas em risco permanente e temporário (nas residências, áreas de lazer e outros locais de uso temporário) e as perdas econômicas (danos às residências, edifícios comerciais, indústrias, terras agrícolas, pastos, rodovias, e danos aos recursos naturais de áreas protegidas por legislação). Segundo a USBR (1988), essa classificação deve ser enquadrada em uma das três classes: risco alto, médio ou baixo.

Segundo a USBR (1988), a análise do dano é feita considerando: uma base incremental ao buscar separar os danos provenientes de uma cheia natural dos danos efetivamente causados pela ruptura da barragem, quando se está analisando ruptura por galgamento; que os danos potenciais dependem da relação entre a profundidade e a velocidade do escoamento, ou seja, do risco hidrodinâmico, uma vez que baixas profundidades e velocidades do escoamento podem não caracterizar uma ameaça; e que pode-se utilizar a avaliação de especialistas ao invés de estudos de ruptura nas situações de alto risco óbvio e de baixo risco óbvio (como a existência de uma comunidade imediatamente a jusante da barragem – Risco alto).

No que concerne ao risco hidrodinâmico, a USBR (1988) estabelece que deve ser feito o zoneamento do risco em função da profundidade e velocidade do escoamento para as vidas em risco situadas em edificações com fundações, edificações sem fundações, em áreas de passagem de pedestres e de veículos. Entretanto, o autor esclarece que, caso as informações de velocidade e profundidade não sejam conhecidas, pode-se proceder com a classificação de forma mais conservadora, considerando que há perda de vidas em toda área inundada.

b) Metodologia proposta pelo Department of Environmental Protection – DEP (1923) - Pensilvânia

De acordo com DEP (1923), a classificação dos danos também deve ser feita em uma base incremental, quando se está analisando ruptura por galgamento (danos que poderiam ocorrer com a ruptura da barragem - danos que ocorreriam mesmo sem a barragem). Essa classificação é feita de modo a enquadrar os danos em uma das quatro categorias possíveis: 1, 2, 3 ou 4 (em ordem decrescente de danos).

Essa metodologia não considera vidas em risco nas áreas de lazer, como aquelas que podem ocorrer em teatros, estádios, dentre outros locais, e sim apenas aquelas existentes nas residências, nos locais de trabalho e nas escolas. Já com relação aos danos econômicos, são quantificados os danos às edificações residenciais e comerciais, às áreas agrícolas e áreas de uso público.

No que tange aos danos ambientais, eles não são avaliados nessa fase e sim no processo de licenciamento ambiental. Nessa etapa, de licenciamento, o DEP (1923) estabelece que devem ser avaliados os impactos na qualidade da água, aos peixes e animais selvagens, ao habitat aquático, ao uso da água a jusante, aos terrenos agrícolas principais, às áreas ou estruturas de significado histórico, córregos, dentre outros aspectos, além de fatores ambientais que sejam considerados relevantes e/ou significativos para o caso em questão.

c) Metodologia proposta pelo Ministerio de Medio Ambiente – MMA (1996) - Espanha

De acordo com as diretrizes apresentadas por MMA (1996), a classificação dos danos decorrentes da ruptura de barragens também depende do risco hidrodinâmico. Segundo o autor, a classificação pode ser feita conforme três categorias: A, B ou C (em ordem decrescente de danos).

Dentre os procedimentos a serem adotados estabelecido por MMA (1996) destacam-se: assim como a USBR (1988), ele permite a classificação na Categoria A (dano mais elevado) ou C (menor dano) apenas a partir da avaliação de um especialista em situações óbvias, desde que devidamente justificado; a avaliação e classificação são feitas analisando a pior classificação possível em uma base incremental, considerando-se que se para o cenário de uma ruptura “em dia de sol” a classificação não for na categoria A, deve-se aumentar o carregamento acrescentando a cheia máxima provável e aumentando o nível do reservatório, delimitar a área inundada e verificar a diferença de danos com relação à classificação anterior; a avaliação dos danos ambientais deve ocorrer de acordo com a legislação específica, sendo considerados danos ambientais muito importantes os que são irreversíveis; e que não se deve considerar os riscos à vida humana existente em áreas de uso temporário como nas áreas de lazer, quantificando-se apenas as vidas em risco nas residências de uso permanente.

d) Metodologia proposta pela Federal Emergency Management Agency – FEMA (2004) – Estados Unidos

Segundo a FEMA (2004), também não são contabilizadas vidas em risco temporário, ou seja, dos usuários de áreas recreativas, de áreas de passagem de veículos e pedestres, dentre outras. Nesse sistema são consideradas três classes de danos: baixo, significativo e alto. Nessa metodologia, ao verificar a possibilidade de perda de vida igual ou maior que um, a classificação deve ser de dano alto.

De acordo com a FEMA (2004), a classificação deve basear-se no pior cenário de ruptura, isto é, no que resultar na mais alta classificação. Assim sendo, se para o cenário de ruptura em “dia de sol”, sem considerar grandes vazões afluentes ao reservatório, obtém-se uma classificação de baixo risco, mas para condições de grandes afluências observa-se a possível perda de vidas humanas, a classificação de dano alto se torna prudente.

Outro critério adotado por FEMA (2004) que merece destaque é que quando se trata de um sistema de barragens em série no mesmo rio, é necessário avaliar se o mal funcionamento ou rompimento da barragem localizada a montante contribui para a ruptura ou mal funcionamento da barragem situada a jusante. Caso essa possibilidade seja confirmada, a classificação dos danos potenciais para a barragem de montante deve ser maior ou igual à da barragem de jusante e considerar os efeitos adversos decorrentes da ruptura com o “efeito dominó” (danos na região entre as duas barragens acrescidos dos danos a jusante da segunda barragem).

e) Metodologia proposta por Teresa Viseu (2006) - Portugal

De acordo com Viseu (2006), o dano a bens materiais, ambientais e principalmente perda de vidas, é classificado sem considerar o risco hidrodinâmico, tendo como premissa que tudo que é inundado pela cheia será dano ou perda. De acordo com a autora, a classificação pode ser feita em cinco categorias: 0, 1, 2, 3 ou 4 (em ordem crescente de risco).

Nessa metodologia, os danos também são avaliados a partir de uma base incremental (subtraindo os danos causados pelo rompimento da barragem daqueles causados pela cheia natural sem considerar a existência da barragem) e as vidas em risco devem ser contabilizadas considerando apenas as residentes.

Nessa metodologia de avaliação, o dano depende: do número total de pessoas em risco ou exposição (PAR), considerando a população residente (edificações x taxa de ocupação do Censo); do valor da área agrícola (medido em hectares no mapa de inundação); do número de indústrias (que traduz o desenvolvimento industrial); da importância das infraestruturas essenciais afetadas (pontes, rodovias, sistemas de abastecimento de água e esgotamento sanitário, etc.); e da importância dos recursos naturais na área de risco (VISEU, 2006).

Na metodologia proposta, Viseu (2006) buscou associar descritivos verbais (que indicam nominalmente a gravidade/importância do risco) às faixas de valores de todos os itens a serem avaliados, tornando a classificação menos subjetiva uma vez que ela já explicita, por exemplo, o que deve ser considerado muito importante ou de importância reduzida a partir de valores numéricos encontrados. Assim sendo, a delimitação entre as classes de risco ficou bastante clara, exceto no quesito de danos ambientais conforme será explicado posteriormente.

f) Metodologia proposta pelo Australian National Committee on Large Dams – ANCOLD (2012) - Austrália

De acordo com o ANCOLD (2012) *apud* DEPI (2014), essa classificação estabelece sete classes de danos: muito baixo; baixo; significativo; alto C; alto B; alto A; e extremo.

O sistema de classificação do ANCOLD (2012) *apud* DEPI (2014) considera que a população em risco (PAR) deve ser quantificada em todos os locais onde as pessoas se reúnem, incluindo casas, escolas, hospitais, áreas comerciais e de varejo, estradas, comunidades e áreas recreativas.

De acordo com as diretrizes do ANCOLD (2012) *apud* DEPI (2014), quando $1 \leq \text{PAR} \leq 10$, deve-se analisar se a PAR está localizada dentro de: um km a jusante da barragem com topografia plana; três quilômetros a jusante da barragem com topografia com irregularidades moderadas; ou de cinco quilômetros a jusante da barragem com topografia bastante acidentada. Se nenhuma dessas situações for identificada, o risco é classificado como significativo. Caso contrário, será alto C ou maior.

3.2.2. Análise comparativa e escolha das metodologias

As metodologias pesquisadas apresentam algumas diferenças e semelhanças em suas premissas para a classificação dos danos, sendo que as principais podem ser melhor visualizadas na Tabela 1:

Tabela 1 – Comparação das premissas das metodologias apresentadas

Autor da metodologia	Premissas				
	Risco hidrodinâmico	Vidas em risco			Julgamento de especialista em situação de risco óbvio
		Residentes	Em trabalho/escola	Em áreas de lazer	
USBR	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
DEP	Não	Sim	Sim	Não	Não
MMA	Sim	Sim	Não	Não	Sim
FEMA	Não	Sim	Não	Não	Não
WISEU	Não	Sim	Não	Não	Não
ANCOLD	Não	Sim	Sim	Sim	Não

Fonte: Próprio autor.

A metodologia da USBR, intitulada de “*Metodologia de Classificação do Risco*”, é a única que atende à todas as premissas elencadas na Tabela 1. Com a aplicação dessa metodologia, espera-se obter um resultado mais próximo da realidade ao se considerar o risco hidrodinâmico (sem adotar que pode haver perda de vida com baixas velocidades e alturas de escoamento). Ao mesmo tempo, essa metodologia mostra maior cautela em contabilizar todas as possíveis perdas de vidas em todos os locais (residências, áreas de lazer, de trabalho e escolas). Outro diferencial é que ela não requer o desenvolvimento de estudo de ruptura e de mapas de inundação em situações de risco óbvio desde que devidamente justificado, o que pode gerar agilidade e economia de recursos nessas situações.

Tendo essas premissas como critério comparativo, as duas metodologias mais distintas à da USBR é a de Viseu e a da FEMA. Utilizar uma dessas duas metodologias (da FEMA ou de Viseu) se torna interessante pela possibilidade de se poder comparar os resultados obtidos a partir da aplicação de metodologias com critérios tão distintos. Ao não adotar como premissa para avaliação o risco hidrodinâmico, essas metodologias se tornam mais conservadoras, uma vez que contabilizam perdas em todos locais inundados, independente da velocidade e da profundidade do escoamento, tornando a análise também mais rápida. O contrário ocorre ao não permitir o julgamento de especialistas em situações de risco óbvio.

Entretanto, há que se observar que a metodologia proposta de Viseu, intitulada de “*Metodologia do Índice de Risco*”, foi feita após a análise de diversas metodologias disponíveis internacionalmente e buscar ultrapassar algumas fragilidades identificadas como: caracterização superficial da ocupação do solo no vale; diferenciação entre os níveis de risco pouco precisa; regulamentos pouco claros ou omissos. Além disso, a metodologia do Índice de Risco foi elaborada com apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) de Portugal que, assim como a USBR, está auxiliando a Agência Nacional de Águas (ANA) do Brasil no estabelecimento de critérios e procedimentos a serem adotados na área de segurança de barragens.

Logo, diante dessas características e considerações, optou-se por trabalhar com a metodologia de “*Classificação de Risco*” e com a metodologia do “*Índice de Risco*”.

3.2.3. Análise crítica referente à avaliação dos danos ambientais

No que tange as considerações ambientais, cabe registrar que as enchentes no ambiente fluvial (como as causadas pela ruptura de barragens) ocasionam, dentre outros impactos, o transporte de sedimentos e o assoreamento dos corpos d’água. Assim sendo, o estudo dos danos ambientais desses eventos deve ser alicerçado na estrutura e na dinâmica dos sistemas ambientais inseridos na área de análise, como o tipo de cobertura vegetal e de solo (DIAS *et al.*, 2002). Além disso, devem ser avaliados os impactos como: alteração da qualidade da água; alteração da paisagem natural; alteração do perfil das encostas por queda de barreiras e deslizamentos; comprometimento de árvores e margens; proliferação de zoonoses; e perda de habitats (VALEC, 2015).

Entretanto, diferentemente do que é recomendado pela literatura conforme supracitado, observa-se que nas metodologias citadas e nas escolhidas para esse estudo, a avaliação dos danos ambientais não é apresentada de forma muito clara, estando demasiadamente subjetiva, implícita ou superficial.

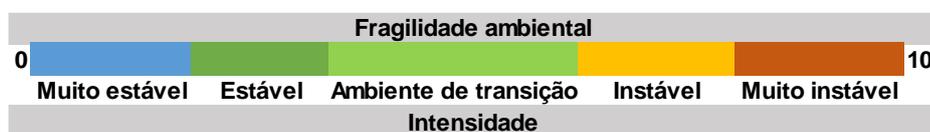
Na metodologia do Índice de Risco, por exemplo, a classificação quanto aos danos ambientais se resume na inexistência dos recursos naturais, na sua importância (pouco importante ou não) e na reversibilidade e gravidade dos impactos. Já a metodologia da Classificação do Risco, avalia apenas se os recursos naturais

relevantes na área inundada são mínimos ou existentes, estando ainda implícitos nos danos econômicos.

De todo modo, as metodologias não apresentam critérios a serem considerados para avaliar se os danos aos recursos naturais existentes na área de inundação são mínimos, moderados, importantes, relevantes ou graves. Diante disso, materiais adicionais foram consultados, de modo a subsidiar a proposta de adaptação também no quesito “avaliação e classificação dos *danos ambientais* decorrentes da ruptura de barragens”.

A título de complementação, pode-se citar o estudo realizado por Weiss *et al.* (2013), desenvolvido para identificar a fragilidade ambiental. Nesse estudo, para a identificação da fragilidade ambiental quanto a enchentes, foram aplicadas ferramentas de geoprocessamento na elaboração de mapas base de hipsometria, declividade (que reflete o tipo de relevo, plano a montanhoso, que está relacionado com o potencial de a área permanecer inundada), pedologia (que reflete as características de resistência de cada solo e desempenho quanto à drenagem) e uso do solo (que representa a intensidade da proteção da cobertura vegetal), sendo atribuídos níveis de fragilidade para cada um desses parâmetros de acordo com faixas de valores e características identificadas. Posteriormente, são aplicados pesos para cada um dos elementos avaliados (declividade, pedologia e uso do solo), sendo encontrado um valor para a fragilidade ambiental local. Os critérios propostos pelos autores podem ser visualizados nas Figuras 6 e 7:

Figura 6 – Níveis de fragilidade ambiental quanto a enchentes



Fonte: Weiss *et al.* (2013).

Figura 7 – Níveis de fragilidade ambiental por parâmetro avaliado

HIPSOMETRIA		DECLIVIDADE		PEDOLOGIA		USO DO SOLO	
Classe	Nível de fragilidade	Classe	Nível de fragilidade	Classe	Nível de fragilidade	Classe	Nível de fragilidade
70-90	10	< 5%	10	Água	10	Água	10
90-120	6	5,01-12%	7	Planossolo	3	Mata	1
120-260	5	12,01-30%	5	Alissolo	5	Campo	6
260-320	3	30,01-47%	3	Argissolo	7	Urbano	8
320-400	1	> 47%	1	Neossolo	10	Solo exposto	7

Fonte: Weiss *et al.* (2013).

Assim sendo, pode-se inferir que em áreas com baixa declividade, com solos pouco resistentes e expostos, a fragilidade, assim como o dano ambiental, tende a ser mais significativa. Entretanto, devido às particularidades de cada região, esses parâmetros podem ser considerados como “mínimos a serem avaliados”.

As zonas costeiras por exemplo, como se caracteriza a região de estudo desse projeto, são áreas de transição entre os ambientes marinhos e terrestres sendo estabelecidas como patrimônio nacional no parágrafo 4º do art. 225 da Constituição Federal (MPF, 2015). A zona costeira possui grande diversidade de espécies e ecossistemas, sendo altamente sensível à mudança de salinidade, ao transporte de sedimentos e nutrientes (BIAI, 2009).

Nesse contexto, o impacto ambiental da ruptura de barragens em zonas costeiras tende a ser grave, causando, dentre outros danos, a redução da salinidade (tornando o ambiente hipohalino), perda de vegetação do estuário, erosão do solo e arraste de invertebrados¹.

Dessa forma, adicionalmente aos parâmetros propostos por Weiss *et al.* (2013), deve-se avaliar a estrutura e a dinâmica do ambiente em questão, conforme recomendado por Dias *et al.* (2002).

3.3. ESTUDO DE RUPTURA DE BARRAGENS PRECEDENTE À AVALIAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS DANOS

Para avaliar os danos nos vales a jusante de barragens é indispensável efetuar alguns estudos prévios, como a estimativa dos parâmetros de ruptura, a simulação da propagação da onda de cheia e a elaboração do mapa de inundação, para então se obter as informações necessárias referentes aos danos. Dessa forma, apresenta-se a seguir algumas considerações para a realização desses estudos.

¹ AGUIAR, M. C. P. *Impactos de cheias em zonas costeiras*. Salvador, 29 mai. 2015 (informação verbal).

3.3.1. Formação da brecha e hidrogramas de ruptura

As inundações decorrentes da ruptura de barragens tendem a ser mais catastróficas que as cheias naturais, haja vista que todo volume retido no reservatório é liberado através da brecha para o vale a jusante (KHASSAF *et al.*2011).

De acordo com Xiong (2011), a compreensão dos possíveis mecanismos de colapso da barragem e a previsão da vazão de pico são essenciais para a estimativa das perdas e dos danos. Entretanto, em decorrência do caráter aleatório dos eventos, é necessário considerar os chamados cenários de simulação para que se possa atribuir valores às variáveis (VISEU, 2006), sendo recomendada a análise da onda de cheia a partir de três ou quatro cenários (BRASIL, 2005; LAURIANO, 2009; CESTARI JR., 2013).

Segundo Viseu e Martins (1997), na gestão do risco nos vales a jusante de barragens três cenários devem ser analisados, sendo dois de ruptura hipotética da barragem e um de operação extrema associado a uma cheia natural, mas que não cause o colapso da estrutura. Espanha (2001) recomenda a análise de apenas dois cenários de ruptura (com e sem cheia afluyente). Já a USBR (1988), recomenda a análise da ruptura em “dia de sol” (por percolação) sem considerar grandes cheias afluentes ao reservatório e por galgamento, considerando como vazão afluyente ao reservatório a cheia decamilenar.

De acordo com Viseu (2006), o cenário sem ruptura, que pode corresponder ao evento da cheia de projeto, pode originar descargas importantes e oferecer risco à população e bens situados no vale a jusante, por isso também deve ser analisado. No que concerne aos cenários de ruptura, a autora ressalta que estes devem se constituir de um cenário de ruptura mais provável (estabelecido em função da causa mais provável de ruptura, com menores vazões afluentes e dimensões da brecha) e de um cenário de ruptura extrema (mais conservador e pessimista que o anterior, associado a uma cheia com pequena probabilidade de ocorrência, com formação de uma brecha com maiores dimensões e mais rápida).

Adicionalmente a estes cenários, Cestari Jr. (2013) propõe a análise de um quarto cenário, correspondente à maior cheia já registrada na barragem.

Dessa forma, têm-se quatro cenários que podem ser considerados representativos:

- **Cenário 1** – operação com a maior cheia já registrada na barragem;
- **Cenário 2** - operação extrema considerando a ocorrência da vazão de projeto;
- **Cenário 3** – ruptura mais provável;
- **Cenário 4** – extremo de ruptura.

Segundo Viseu (2006), devido aos possíveis valores atribuídos a essas variáveis, pode-se obter resultados muito distintos para uma mesma barragem. Dessa forma, essas estimativas estão associadas a um alto grau de incerteza (WAHL, 2004; CHAUHAN *et al.*, 2004; ZHANG *et al.*, 2010).

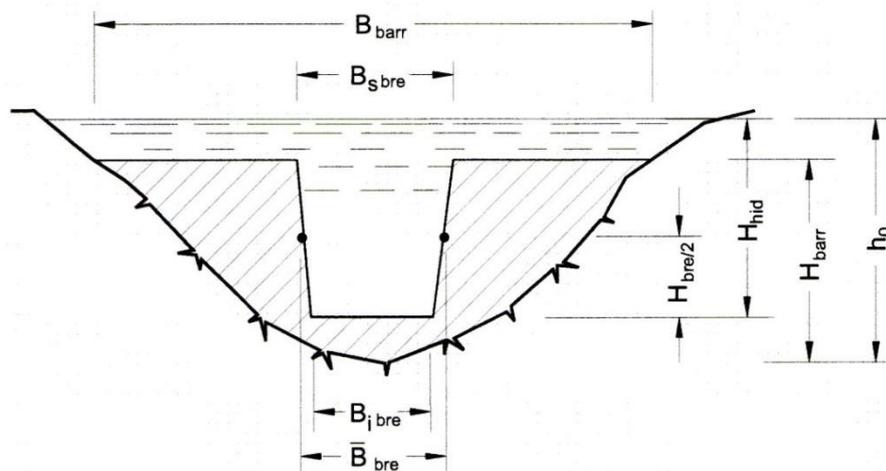
As características geométricas da brecha (largura, altura e inclinações laterais) e o tempo de ruptura dependem do tipo e da geometria da barragem, das propriedades dos materiais constituintes da estrutura, do nível d'água e do volume do reservatório no momento do rompimento (FREAD, 1988; CHAUHAN *et al.*, 2004).

Segundo Fread (1988), as dimensões da brecha (nomeadamente profundidade e largura) e o tempo de ruptura é que determinam a magnitude e forma do hidrograma de ruptura, assim como a vazão resultante. Conseqüentemente, esses parâmetros são de suma importância para a equipe envolvida na estimativa do tempo disponível para atuação no vale a jusante e evacuação, uma vez que impactam no tempo de chegada da onda de cheia.

Com base no histórico de acidentes, a hipótese mais comum é que no caso de barragens de concreto a ruptura é praticamente instantânea, total (cenário de ruptura extremo) ou parcial (cenário de ruptura mais provável). Já para barragens de terra, a ruptura caracteriza-se por ser progressiva no tempo e com evolução da brecha por quase toda estrutura (ESPANHA, 2001; KHASSAF *et al.* 2011).

Apresenta-se na Figura 8 a configuração típica da brecha para barragens de terra.

Figura 8 – Seção típica da brecha em barragem de terra



Fonte: Viseu (2006).

Onde: B_{ibre} corresponde à largura final da base da brecha; B_{Sbre} é a largura final do topo da brecha; \bar{B}_{bre} é a largura média da brecha; B_{bar} é a largura da barragem (da crista); H_{bre} é a altura média da brecha; H_{barr} é a altura da barragem contada do leito até a crista; H_{hid} é carga hidráulica máxima sobre a base da brecha; e h_0 é a altura da água na seção imediatamente a montante da barragem no instante inicial da ruptura.

De acordo com Balbi (2008), algumas formulações podem ser utilizadas como referência para a determinação da forma da brecha, da vazão de pico e do hidrograma de ruptura, sendo que a escolha da mais adequada deve vir do julgamento de quem está analisando o processo.

Segundo Wahl (1998), muitos autores têm buscado relacionar a vazão de pico decorrente da ruptura com o volume do reservatório e com a altura da barragem e da brecha, ou com o produto entre a carga hidráulica e o volume do reservatório. Entretanto, muitas incertezas estão envolvidas na caracterização da brecha e na estimativa da vazão de pico (WAHL, 2004), certamente devido: à grande variedade de características das barragens e seus reservatórios; à diversidade de cenários de ruptura já ocorridos; e à escassez de dados registrados (nomeadamente características das barragens, brecha, vazão e tempo de pico observados) dos casos ocorridos conforme relatado por Wahl (1998).

De acordo com Wahl (1998), uma alternativa ao uso de equações empíricas é a realização de testes em modelos físicos, o que em grande escala por se tornar inviável economicamente. Além do uso das equações empíricas, o meio mais econômico de

se realizar estudos de ruptura de barragens é fazer uso de dados obtidos a partir de casos reais de falhas ocorridas, embora os dados sejam escassos e exista a possibilidade de não serem encontrados dados de ruptura de uma barragem com características similares a que se está analisando (WAHL, 1998).

No que tange aos estudos das vazões, observa-se que as vazões afluentes ao reservatório podem ser desconsideradas, exceto quando se tratar de um cenário de rompimento em dia chuvoso, como na ruptura por galgamento (VISEU, 2006; BALBI, 2008). Outra situação apresentada por Viseu (2006), na qual a vazão afluente ao reservatório deve ser levada em conta, é quando se supõe que o reservatório pode ser atingido pela onda de ruptura de uma barragem a montante. No caso de as vazões afluentes ao reservatório serem contempladas, podem ser utilizadas cheias naturais históricas, vazões médias de períodos chuvosos ou hidrogramas das cheias de projeto (BALBI, 2008).

No entanto, segundo Xiong (2011), caso o vertedor da barragem tenha sido dimensionado para a cheia máxima provável, tendo capacidade adequada para evitar o rompimento da barragem por galgamento, pode-se analisar apenas o cenário de ruptura por percolação. De acordo com Balbi (2008), a cheia do projeto geralmente é muito inferior à de ruptura, tendo, portanto, uma importância reduzida na simulação da onda de cheia.

Assim, após o estudo e formulação dos cenários de ruptura (estimativa da brecha, da vazão de pico, do tempo de pico e do hidrograma de ruptura), é possível prosseguir com a simulação da propagação da onda de cheia no vale a jusante da barragem.

3.3.2. Simulação da propagação da onda de cheia

As cheias induzidas, provocadas pelo rompimento de barragens ou por eventos que causem uma descarga descontrolada, podem ser classificadas como macro cheias, caracterizadas por grandes alturas da lâmina d'água e altas velocidades de escoamento, e como cheias abruptas, cuja elevação do nível d'água é mais rápida que a subida associada a uma cheia natural, o que reduz o tempo disponível para aviso e evacuação (VISEU, 2006).

A análise dessa cheia induzida pode ser feita com o uso de modelos de simulação que reproduzem as condições do escoamento não permanente. A utilização desses

modelos permite avaliar a extensão da inundação e planejar medidas de mitigação dos seus impactos (CHERNOBYL, 2014).

Diversos modelos uni, bi e tridimensionais podem ser utilizados para simular a propagação da onda de cheia induzida. De acordo com Viseu (2006), os modelos unidimensionais são de uso mais generalizado, tendo em vista que não é necessário muito tempo de cálculo e que eles apresentam a melhor relação facilidade de utilização versus exatidão dos resultados.

A seguir, a Tabela 2 apresenta alguns modelos que são utilizados para esse fim.

Tabela 2 – Exemplos de modelos de simulação da propagação da onda de cheia disponíveis

	Modelo	Organização / Suporte
1D	HEC-RAS	USACE
	MIKE 11	DHI
	DAMBRK	NWS
	SMPDBK	NWS
	FLDWAV	NWS
	Hydro1D	Mott MacDonald
	Info Works RS	Wallingford Software
	ISIS	Wallingford Software
	BOSS DAMBRK	Boss International
	SOBEK	WL/Delft Hydraulics
	DBK 1	IWHR, China
	Cliv PLUS	EPUSP
	HAESTED DAMBRK	HAESTED METHODS
	LATIS	Tams
	TVDDAM	Royal Institute of Technology
	CASTOR	Cemagref
	SOBEK	Delft Hydraulics
	DYNET - ANUFLOOD	ANU –Reiter Ltd
	RECAS	ENEL- Centro diRicerca, Idraulica e Strutturale
	STREAM	ENEL - Centro diRicerca, Idraulica e Strutturale
FLORIS	ETHZ	
RUPTURE	EDF – Laboratoire National de Hydraulique	
DAMBRK-UK	Binnie & Partners	
2D	MIKE 21	DHI
	JFLOW	Jeremy Benn Associates
	Hydro2D	Mott MacDonald
	DIVAST	Cardiff University
	DelftFLS	Delft Hydraulics
	SMS	USACE, EMRL e FHWA
	DBK 2	IWHR, China
	FLOOD 2D	ENEL - Centro diRicerca, Idraulica e Strutturale
	2D-MB	ETHZ
	RUBAR 20	Cemagref
	DYX. 10	Consulting Engineers Reiter Ltd
TELEMAC-2D	EDF – Laboratoire National de Hydraulique	
3D	MIKE 3	DHI
	Hydro 3D	Mott MacDonald
	Delft 3D	Delft Hydraulics
	FLUENT	FLUENT
	TRIVAST	Cardiff University
	TELEMAC-3D	EDF – Laboratoire National de Hydraulique

Fonte: Lauriano (2009).

Em um estudo realizado por Goodell & Warren (2006), os autores observaram que no caso do HEC-RAS, por ser um modelo unidimensional e que calcula apenas uma elevação da superfície da água para toda seção em determinado instante, os erros devidos a unidimensionalidade do modelo são irrelevantes e que os resultados podem ser aceitos para fins de planejamento.

Em um estudo comparativo entre a simulação com o modelo FLDWAV e com o HEC-RAS, Lauriano (2009) observou que a grande vantagem do modelo HEC-RAS reside na possibilidade de melhor detalhamento da entrada de dados nas seções transversais.

Chernobyl (2014) realizou simulações de enchentes utilizando modelos hidrodinâmicos unidimensionais e fez uma análise comparativa. Segundo o autor, o MIKE 11 é um software moderno e que possui uma interface clara, mas o seu alto custo, considerando o objetivo de desenvolver simulações unidimensionais, nem sempre é economicamente viável. Já no que tange ao HEC-RAS, Chernobyl (2014) ressalta a confiança dos desenvolvedores e que se trata de um programa gratuito. No entanto, para obter resultados mais confiáveis o autor recomenda o uso de um sistema de softwares.

Além das condições estimadas para os cenários de ruptura, para realizar as simulações é necessário conhecer o relevo da área de estudo ao longo do qual se observará a atenuação da vazão. Nesse contexto, é necessário obter dados topográficos e batimétricos do vale e com essas informações elaborar um modelo digital do terreno (MDT). Segundo Déstro *et al.* (2009), para elaborar o MDT pode-se utilizar os Sistemas de Informações Geográficas (SIGs), como o ArcGIS.

O MDT é uma imagem raster que armazena dados de elevação do terreno de determinada região, ou seja, o MDT consiste em uma matriz ordenada de números que representam a distribuição espacial das elevações (LAURIANO, 2009).

De acordo com Grohmann *et al.* (2008), existe uma grande diferença entre um MDT e um modelo digital de elevação (MDE). Segundo os autores, o segundo é aquele que pode ser encontrado, por exemplo, com as imagens da Missão Topográfica Radar Shuttle (SRTM), uma vez que os sinais de radar não são refletidos apenas pelo solo, mas também por outros objetos (obstáculos) como edifícios, copas das árvores, etc. Já o MDT, de acordo com os autores, é produzido apenas a partir de valores de

altitude do nível do solo, obtidos em mapas topográficos (curvas de nível), levantamentos por GPS ou por altimetria a laser.

No Brasil, algumas fontes gratuitas de dados topográficos são o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) e o Google Earth. Entretanto, de acordo com Silva *et al.* (2013) e com Alencar e Santos (2013), é necessário saber que as cotas fornecidas pelo Google Earth apresentam erros de precisão, os quais devem ser avaliados para não comprometer a qualidade dos trabalhos. Silva *et al.* (2013) realizaram uma pesquisa na qual encontraram erros de precisão de até 11 m ao confrontar os resultados de coordenadas de pontos encontrados por um Teodolito com as do Google Earth. Já Alencar e Santos (2013), encontraram uma diferença de quase 7 m ao comparar dados altimétricos do Google Earth com dados coletados em campo com uma Estação Total, e de até 28 m nos dados de coordenadas.

Dessa forma, é necessário atentar para a qualidade dos dados utilizados uma vez que os mesmos podem comprometer a confiabilidade dos resultados obtidos nos estudos.

Embora o MDT seja composto preferencialmente por dados topográficos e batimétricos, segundo Viseu (2015), na ausência de dados batimétricos de rios de pequeno porte, pode-se adotar uma calha hipotética trapezoidal, com base na estimativa do perfil longitudinal e da cota das margens coletadas em cartas topográficas, como é feito atualmente pelo LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil - Lisboa). Nesse caso, considera-se que, segundo Chow (1959), a calha de geometria trapezoidal é a que mais se assemelha à dos canais naturais.

Com relação à escala, Balbi (2008) afirma que o uso de bases na escala de 1:25.000 apresenta bons resultados. De acordo com Viseu (2006), a maioria dos países utiliza a escala 1:25.000, a qual fornece dados bem detalhados.

Ressalta-se que o IBGE fornece dados topográficos nas escalas de 1:25.000, 1:50.000, 1:100.000 e de 1:250.000, o que varia de acordo com o local, uma vez que para algumas regiões as informações são mais escassas.

Outra questão a ser considerada, é a necessidade de se identificar o limite do cálculo, isto é, a fronteira de jusante do estudo. De acordo com USBR (1988), o estudo deve ser realizado até onde não há e não se prevê no futuro a existência de ocupação humana, até o mar ou até um grande reservatório.

Viseu (2006) cita que a legislação finlandesa estabelece que o cálculo da onda de cheia deve ocorrer até 50 km a jusante da barragem, e que Graham (1998) ressalta a importância desse estudo até os primeiros 30 km a jusante da barragem. Segundo Viseu (2006), as informações disponíveis acerca dos acidentes ocorridos indicam que a grande parte das vítimas mortais ocorre nos primeiros 25 km.

Diante disso, Viseu (2006) recomendou a adoção de fronteiras de jusante físicas como segue:

- Foz do rio no oceano – é a mais abrangente, mas pode não se justificar seu uso caso a área de análise seja exageradamente extensa;
- Seção de confluência com outro rio de maior porte – considera que a cheia provocada pela ruptura da barragem não irá alterar significativamente as condições do escoamento para a cheia natural do rio;
- Reservatório a jusante – situação relacionada com barragens em série, na qual o estudo de ruptura da primeira barragem fornece a estimativa do nível d'água na segunda barragem, que também deve ter seu estudo de rompimento realizado.

No contexto brasileiro, a ANA (2015) ressalta que a extensão do trecho analisado depende principalmente do volume do reservatório da barragem, sendo apresentados alguns valores de referência, conforme Tabela 3.

Tabela 3 – Valores de referência para a extensão do estudo no vale

Volume armazenado no reservatório (hm ³)	Classe	Comprimento do vale a jusante aconselhada - L (km)
3 - 50	Pequena	Máximo 25
50 - 200	Média	25 < L < 100
> 200	Significativa	Mínimo 100

Fonte: ANA (2015).

Entretanto, de acordo com ANA (2015), o limite de análise deve ser a seção onde a altura da lâmina d'água atinja a ordem de grandeza da vazão de projeto do vertedor. Logo, embora exista uma recomendação inicial para a fronteira de jusante, pode-se verificar a necessidade de ajuste desse limite, tendo em vista que o comportamento e as características da onda de cheia dependem também de outros fatores, como a topografia.

3.3.3. Mapa da área de inundação e zoneamento de risco

O mapeamento das áreas de risco, incluindo de inundação, tem sido bastante utilizado como uma importante ferramenta do processo de priorização dos trabalhos de fiscalização preventiva, controle e gestão de inundações e para elaboração de planos de emergência (GOODELL & WARREN, 2006; HORA & GOMES, 2009; DÉSTRO *et al.* 2009). Nesse contexto, observa-se que a cartografia desempenha um importante papel tendo em vista que ela possibilita a elaboração dos mapas associados às características físicas, ambientais e sociais que interferem na dinâmica das inundações (HORA & GOMES, 2009).

De acordo com Almeida (2015), os mapas de inundação, assim como as características das cheias induzidas pela ruptura de barragens, são elementos reservados às autoridades de segurança e de proteção civil. Dentre os motivos citados pelo autor para se manter essas informações em caráter reservado, têm-se o receio de ações de guerra direcionadas à destruição de barragens e o surgimento de um movimento de pânico na população. Segundo Almeida (2000a), essas informações na Europa revestem-se de secretismo devido: à forte influência militar nas chefias dos serviços de proteção civil de alguns países europeus; à inexistência de uma participação pública nas tomadas de decisão; à propriedade estatal ou pública das grandes barragens e à responsabilidade civil inerente a esse poder, face às potenciais vítimas.

De acordo com Almeida (2001) e com Viseu (2006), o mapa da área de inundação é elaborado a partir da caracterização hidrodinâmica da cheia induzida, principalmente com as informações de altura máxima da lâmina d'água, tempo de chegada da onda de cheia e da velocidade do escoamento.

Segundo Viseu (2014), em geral elabora-se apenas um mapa de inundação com apresentação das linhas de inundação representativas de cada cenário considerado.

No que concerne ao zoneamento do risco, ele consiste na subdivisão da área de inundação em função do perigo da onda de cheia, que se modifica ao longo do vale. Assim sendo, pode-se elaborar um mapa de risco para cada uma das variáveis que interferem na capacidade de arraste e destruição, nomeadamente a altura máxima da lâmina d'água, o tempo de chegada da onda em determinada seção (t_{cheg}) e a velocidade do escoamento (VISEU, 2006). Além desses fatores, a autora cita que

pode-se ainda analisar o risco hidrodinâmico, que corresponde ao produto entre a profundidade e a velocidade do escoamento, sendo este parâmetro o mais adotado para ilustrar o grau de perigo da cheia.

A Tabela 4 apresenta uma proposta de estimativa das consequências por faixa de risco hidrodinâmico.

Tabela 4 - Estimativa das consequências do risco hidrodinâmico

Parâmetro- $H \times V$ (m²/s)	Consequências
< 0,5	Crianças e deficientes são arrastados
0,5 - 1	Adultos são arrastados
1 - 3	Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas
3 - 7	Danos estruturais em edifícios e possível colapso
> 7	Colapso de certos edifícios

Fonte: Synaven *et al.* (2000) *apud* Balbi (2008).

Com relação ao parâmetro t_{cheg} , ele cresce à medida que aumenta a distância da seção para a barragem, sendo particularmente útil no planejamento de emergência do vale. Na prática, devido ao receio de dar origem a falsos alarmes, o tempo utilizado para aviso e evacuação da população tem sido igualado ao t_{cheg} , que é contabilizado a partir da finalização da formação da brecha. Esse é o pior cenário possível, mas que poderá existir quando da ocorrência de acidentes imprevistos, como atos de terrorismo, que causem a ruptura instantânea da obra. Entretanto, para os outros modos de ruptura, o tempo de aviso deveria ser maior, permitindo evacuações mais eficazes, ou seja, o aviso deveria ser feito no momento da identificação do risco de ruptura, antes da sua ocorrência (VISEU, 2006).

De acordo com Viseu (2006), a zona de maior risco é a mais próxima da barragem, onde a ação dos agentes de proteção civil se torna mais difícil devido à rapidez com que a área é inundada. Essa zona é chamada de Zona de Auto-Salvamento (ZAS), na qual se identifica o $t_{cheg} < 0,5$ horas sendo preconizado o auto-salvamento como meio de evacuação. Nesse caso, geralmente são utilizadas sirenes como forma de aviso, que em caso de acidente são acionadas diretamente pelo sistema de aviso da barragem (PEI). Já as demais zonas são conhecidas como zona de risco intermediário (Zona de Intervenção Principal – ZIP) e a zona de risco baixo (Zona de Intervenção Secundária – ZIS). Na ZIP estima-se que $0,5 < t_{cheg} < 1 - 2$ horas, sendo que nessa zona são concentrados os esforços da proteção civil. Já na ZIS estima-se que $t_{cheg} >$

1 - 2 horas, havendo mais tempo disponível para garantir uma evacuação segura, sendo pequena a chance de haver vítimas mortais.

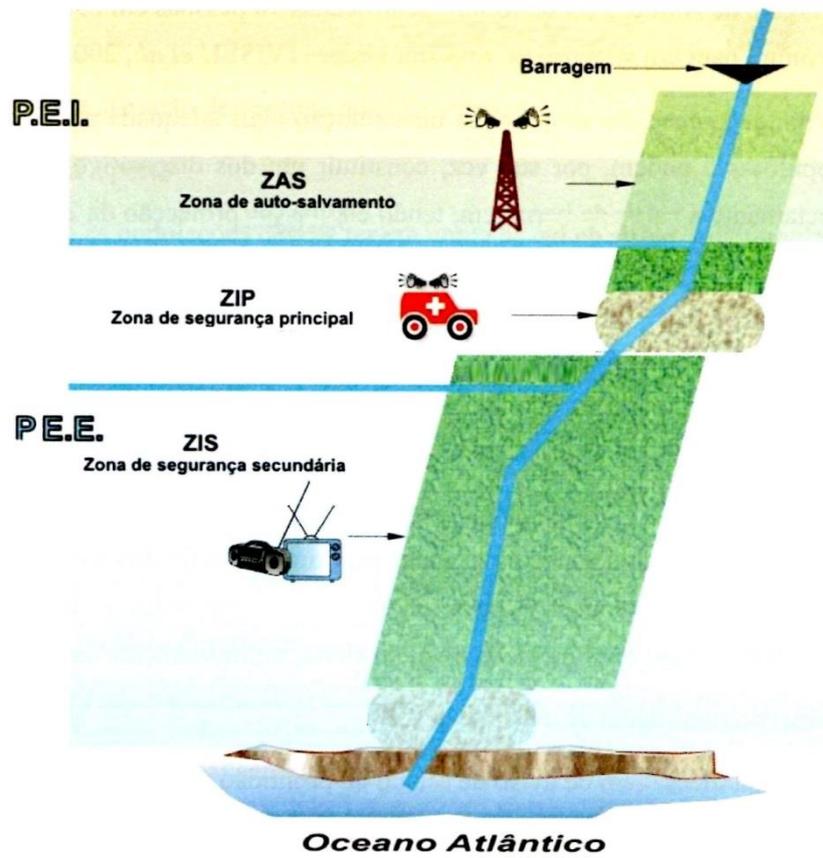
Outras metodologias para a delimitação da ZAS são citadas por Almeida (2001), considerando que na ZAS a severidade da onda de cheia é mais intensa e requer maior urgência na aplicação dos procedimentos de emergência, aviso e evacuação, os quais, por estas razões, devem ser desencadeados e implementados em conformidade com o PAE da barragem (PEI). Os critérios citados pelo autor para essa divisão são:

- Distância fixada pela autoridade caso a caso ou em geral (10, 15 ou 25 km);
- Tempo disponível em função da velocidade de propagação da onda de cheia (como ocorre na Suíça, onde a ZAS corresponde à distância percorrida pela onda, após a ruptura, em 2 horas).

No caso do Brasil, a proposta de regulamentação do conteúdo mínimo e do grau de detalhamento do PAE publicada pela ANA, define a ZAS como sendo a região delimitada pela menor das seguintes distâncias: 10 km a jusante da barragem ou a distância que corresponda a um tempo de chegada da onda de inundação igual a trinta minutos (ANA, 2012).

A Figura 9 ilustra um exemplo de zoneamento da área de inundação, com indicação dos possíveis meios de aviso à população.

Figura 9 – Zoneamento do risco e meios de aviso à população



Fonte: Viseu (2006).

4. METODOLOGIA DA PESQUISA

A metodologia dessa pesquisa tem como finalidade classificar os danos decorrentes da ruptura de barragens, utilizando como estudo de caso a Barragem de Santa Helena. Essa classificação foi feita em conformidade com as metodologias do Índice de Risco e da Classificação do Risco.

Inicialmente, foi realizada a caracterização do sistema (barragem e vale). Em seguida, para a aplicação das metodologias de classificação dos danos, foi feita a estimativa dos parâmetros de ruptura, sendo que buscou-se a redução das incertezas da estimativa desses parâmetros com uso das informações do evento que ocorreu em 1985. Com essa finalidade, foi realizada uma análise da variabilidade dos parâmetros de ruptura, encontrados por diferentes equações empíricas, e uma comparação dos mesmos com os dados registrados referentes ao evento já ocorrido.

Posteriormente procedeu-se com a calibração e validação do modelo hidrodinâmico com uso de dados medidos em campo (vazão, velocidade e profundidade do escoamento), para então fazer a simulação da propagação dos hidrogramas de ruptura no vale e os respectivos mapas das áreas de inundação.

Após isso, foi necessário realizar a simulação da propagação da vazão de projeto do vertedor da barragem (cheia decamilenar) e elaborar o respectivo mapa de inundação, com vistas ao atendimento das premissas das metodologias no que se refere à avaliação dos danos incrementais, quando da classificação para o cenário de ruptura por galgamento.

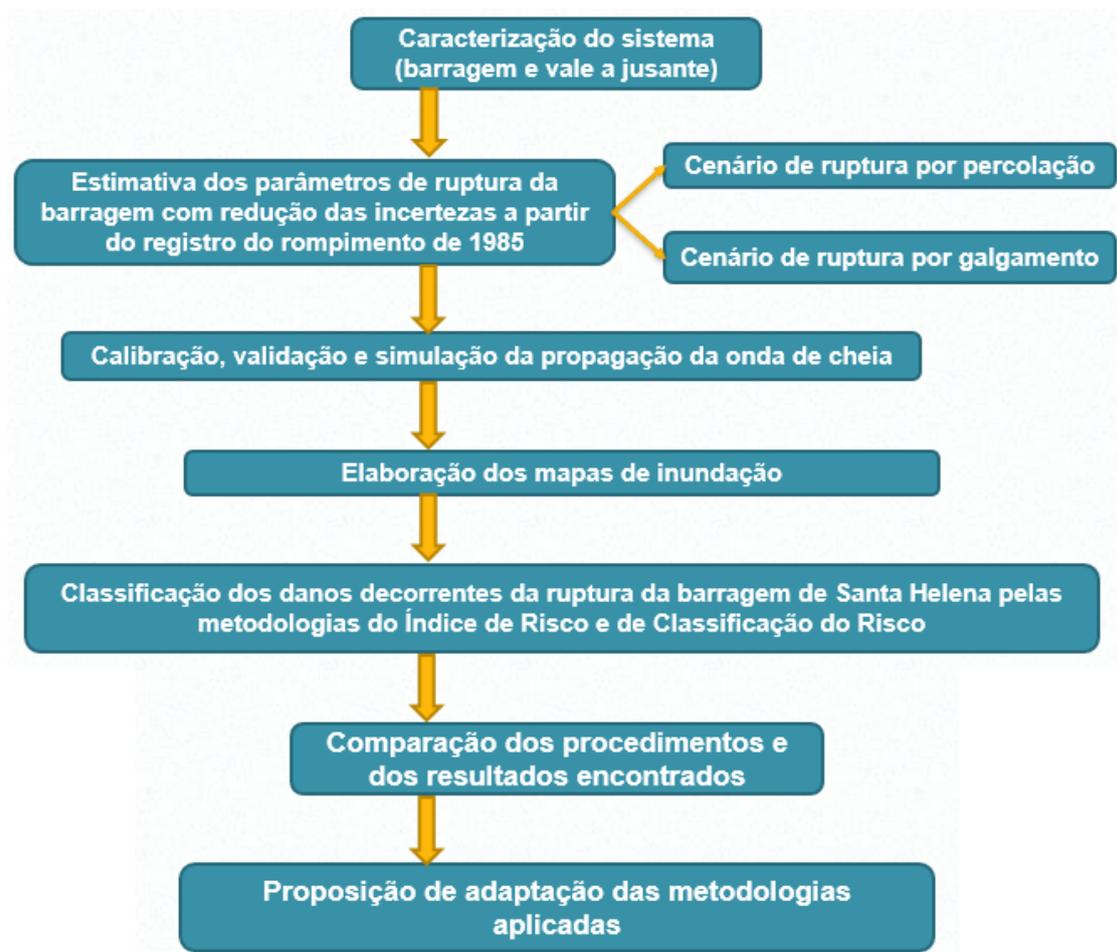
Com os mapas das áreas de inundação sobreposto às imagens de satélite, foi possível estimar os danos no vale a jusante da Barragem de Santa Helena com aplicação da metodologia do Índice de Risco. Já para a classificação dos danos pela metodologia de Classificação do Risco, além do mapa da área de inundação sobreposto às imagens de satélite, foram utilizados os resultados da simulação (profundidade da lâmina d'água x velocidade do escoamento) plotados nos ábacos propostos pelo autor da metodologia.

Após o cumprimento dessas etapas, foi realizada uma análise comparativa entre os procedimentos necessários para aplicação das duas metodologias e os resultados obtidos por cada uma delas. Por fim, foram destacados os procedimentos e critérios

considerados mais compatíveis com as particularidades legais do Brasil, nomeadamente para o caso aplicado, tendo como base as duas metodologias utilizadas.

De modo geral, foram seguidas as etapas apresentadas na Figura 10.

Figura 10 – Etapas da pesquisa



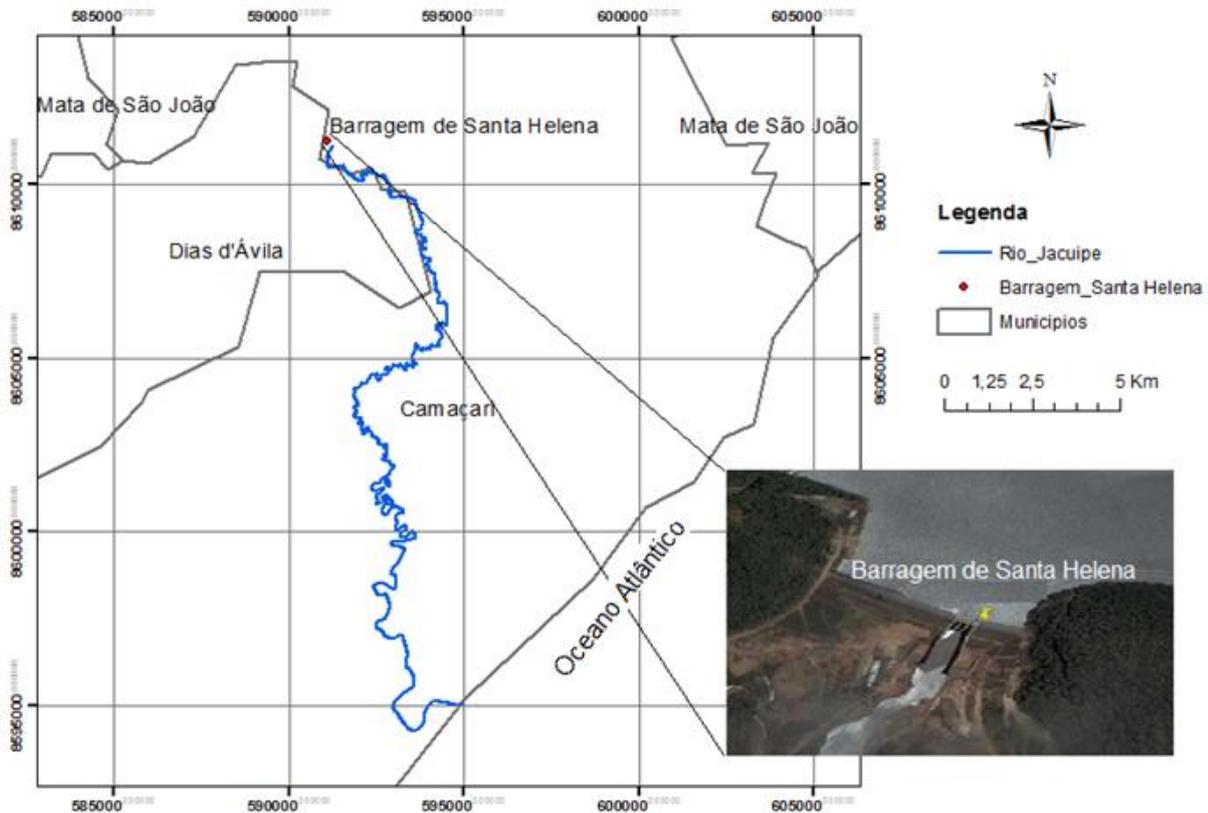
Fonte: Próprio autor.

4.1. ÁREA DE ESTUDO

A barragem de Santa Helena foi construída no rio Jacuípe, no município de Camaçari. A estrutura está inserida na Bacia Hidrográfica do Rio Jacuípe, na Região Metropolitana de Salvador, e possui capacidade para formar um lago de 241 hm³. A finalidade da obra é compor o sistema de abastecimento de água da região metropolitana de Salvador, sendo que ela atende atualmente aos municípios de Salvador, Lauro de Freitas, Simões Filho, Candeias, São Francisco do Conde, Madre de Deus, à indústria Braskem e ao Pólo Petroquímico de Camaçari (Embasa, 2012).

Apresenta-se na Figura 11 a localização da estrutura.

Figura 11 – Localização da Barragem de Santa Helena

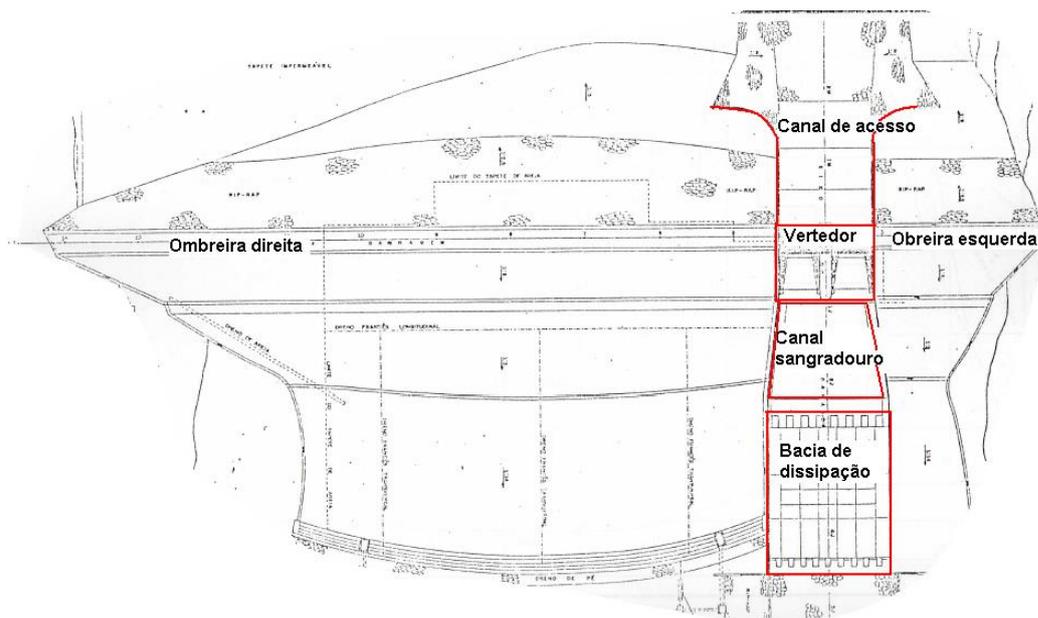


Fonte: Próprio autor.

A primeira construção da barragem foi concluída em dezembro de 1979, tendo a obra as seguintes características: barragem de terra homogênea com dreno vertical de areia; comprimento do coroamento igual a 260 m; cota do coroamento igual a 23 m; largura do vertedor igual a 21,5 m; duas comportas com dimensão de 10,75 x 12,0 m cada; descarga máxima de 1.750 m³/s; e nível máximo de represamento igual a 20 m (AMORIM, 2008).

A Figura 12 ilustra o layout da barragem construída em 1979.

Figura 12 – Layout inicial da Barragem de Santa Helena



Fonte: SSRH (1985).

De acordo com a Secretaria do Saneamento e Recursos Hídricos do Estado da Bahia - SSRH (1985), após a ocorrência de duas cheias nos meses de abril e maio de 1985, foram observadas pequenas fissuras no coroamento do lado direito do maciço, próximas da junção com a estrutura de concreto do vertedor. Posteriormente, foi constatado que a quantidade de fissuras aumentava, sendo elas mais extensas e profundas com relação à observação inicial.

Paralelamente a esse cenário, os operadores da barragem identificaram que o nível d'água no reservatório da barragem subia rapidamente, ultrapassando a cota máxima de 19,20 m e alcançando a cota de 20,03 m, quando então a barragem veio a romper no dia 09 de maio de 1985 (A TARDE, 1985a).

Em decorrência do acidente, a ombreira esquerda foi completamente destruída e da direita restaram 160 m intactos (VILLANOVA, 1997). A Junta de Consultores, constituída para investigar as causas do acidente, concluiu que a ruptura ocorreu devido ao mau comportamento hidráulico da obra, sendo iniciada pelo deslocamento ou destruição das lajes do canal sangradouro em decorrência da elevação do nível do rio a jusante da barragem, superando o previsto em projeto, o que gerou maior subpressão na laje citada (SSRH, 1985). Segundo A TARDE (1985b), engenheiros afirmaram que houve rompimento do vertedor da barragem.

De acordo com A TARDE (1985a), as ações de evacuação da população, cerca de 10 mil pessoas, iniciaram poucas horas antes do rompimento da barragem sendo executadas sob o comando do governo do estado da Bahia e com o apoio da Polícia Militar, do Exército, da Marinha e da Aeronáutica. A Prefeitura Municipal de Camaçari também participou, com a disponibilização de veículos para a retirada da população da área passível de inundação. Todo vale do rio Jacuípe até a foz foi inundado (A TARDE, 1985a).

Não foram registradas vítimas fatais. Entretanto, os danos econômicos foram incalculáveis dentre fazendas, casas, galpões, animais das propriedades rurais e pertences que não puderam ser salvos em decorrência da urgência da evacuação. Os desabrigados foram levados para escolas, órgãos públicos e para um clube (A TARDE, 1985a).

Ao sobrevoar a região, foi constatado que os distritos de Emboacica, Jordão, Arembepe, Barra do Jacuípe e Lagoa Grande foram atingidos pela inundação. Estima-se que cerca de mil pessoas ficaram desabrigadas apenas na periferia do distrito de Arembepe, e cerca de oito mil nas demais áreas atingidas (A TARDE, 1985a).

De acordo com A TARDE (1985a), não houve nenhum acidente envolvendo redes de transmissão de energia nas áreas afetadas pela inundação. O fornecimento de energia em algumas localidades de Camaçari, como Itacimirim e Guarajuba, foi interrompido temporariamente apenas por medida de segurança.

A Figura 13 apresenta a brecha que se formou na barragem. Outras imagens são apresentadas no Anexo C.

Figura 13 – Vista da brecha formada na barragem de Santa Helena



Fonte: SSRH (1985).

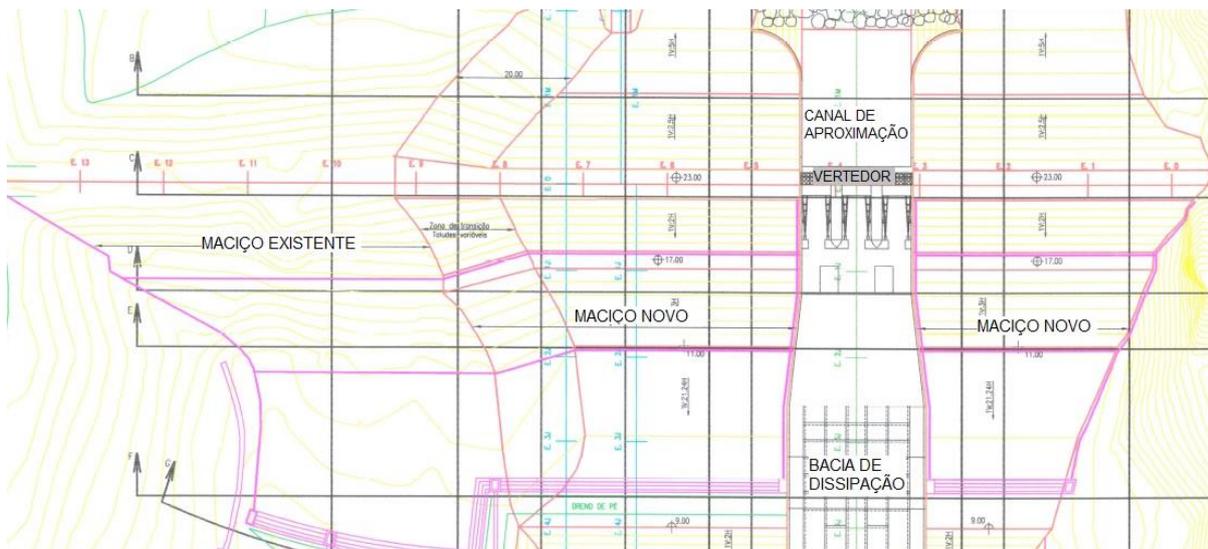
Após o acidente, a barragem de Santa Helena foi reconstruída no ano 2000, com aproveitamento parcial da ombreira direita, uma vez que essa parte da barragem ficou bastante preservada após o acidente. A nova barragem difere basicamente da anterior pela inclusão de mais uma comporta no vertedor, isto é, a barragem de Santa Helena passou a ter um vertedor controlado por três comportas (Embasa, 2013).

Segundo Villanova (1997), o rompimento da barragem foi iniciado pelas estruturas de extravasão. Assim sendo, a divisão do vertedor em três comportas favoreceu a flexibilidade operacional, diminuiu a área individual das comportas e conseqüentemente os esforços atuantes.

De acordo com Amorim (2008), dentre as modificações feitas destacam-se: comprimento do coroamento de 290 m; largura do vertedor igual a 26 m; descarga máxima ($Tr = 10.000$ anos) igual a $1.776,3 \text{ m}^3/\text{s}$; fundação do vertedor da nova estrutura em concreto compactado a rolo (CCR), com execução de escavação até o topo da rocha e posterior enchimento com CCR visando proporcionar maior estabilidade, uma vez que antes era composto por aterro argiloso compactado, colchão de areia e arenito.

As Figuras 14 e 15 apresentam o layout da barragem reconstruída e a vista do seu vertedor.

Figura 14- – Layout da barragem de Santa Helena reconstruída



Fonte: VILLANOVA (1997).

Figura 15 – Vista frontal do vertedor da barragem de Santa Helena na fase de reconstrução



Fonte: Amorim (2008).

No que tange às atuais condições de uso e ocupação do solo no vale a jusante da barragem, observa-se que a maior parte do trecho médio do rio Jacuípe apresenta-se intensamente arborizada e com vegetação bastante preservada. Já a região mais próxima da foz é caracterizada por ser uma área urbanizada, com ocupação mais densa e de interesse ambiental, principalmente por ser um estuário.

Pode-se inferir que, o acidente que ocorreu em 1985 não causou perdas de vidas uma vez que o processo de ruptura foi detectado com antecedência. Além disso, há que se considerar que na época a ocupação do vale não era tão intensa como atualmente.

Entretanto, no cenário atual de ocupação da região, caso o acidente ocorresse causando a inundação da mesma área que o de 1985, acredita-se que os danos econômicos e ambientais seriam maiores (por se tratar de uma região desenvolvida e com frequente transporte de produtos químicos nas principais vias, devido à proximidade de parques industriais) assim como a possibilidade de perdas de vidas (devido ao maior número de residentes).

4.1.1. Caracterização do sistema

Essa etapa da pesquisa consistiu na obtenção e descrição de todas as informações da estrutura e do vale a jusante que foram utilizadas diretamente no desenvolvimento do projeto. Assim sendo, foi necessário coletar algumas informações junto à determinadas instituições bem como em trabalhos e publicações disponíveis na literatura.

4.1.1.1. Caracterização da barragem

Para a elaboração dos cenários de ruptura da Barragem de Santa Helena, foram utilizadas informações geométricas e operacionais da estrutura, além de algumas informações acerca do acidente ocorrido em 1985 com vistas à redução das incertezas, dentre as quais destacam-se:

- Altura da barragem sobre o leito do rio = 20,5 m (contabilizada entre a cota da crista, 23 m, e a cota do leito do rio, 2,5 m);
- Comprimento do coroamento = 292 m;
- Cota do nível máximo operacional = 20 m
- Volume do reservatório no nível máximo operacional = 241.000.000 m³;
- Cota do nível d'água no momento da ruptura de 1985 = 20,03 m;
- Largura da parte superior da brecha registrada em 1985 = 100 m (260 m do coroamento original – 160 m que ficaram intactos);
- Tempo de ruptura registrado para o evento ocorrido em 1985 = 3:45 h;
- Algumas localidades atingidas pela inundação de 1985 = Emboacica, Jordão, Arembepe, Barra do Jacuípe e Lagoa Grande.

Além dessas informações, para o cenário de ruptura por galgamento, foi necessário utilizar a curva cota x volume da barragem, fornecida pela Embasa que é responsável pela barragem, e apresentadas no Anexo D, com a respectiva curva de tendência. A cota do nível d'água adotada nesse cenário foi igual a 23,15 m, isto é, 15 cm acima da crista da barragem. O volume do reservatório correspondente, calculado com a equação da linha de tendência, é 341.000.190 m³.

Com uso das informações supracitadas, pôde-se elaborar os cenários de ruptura da barragem com uma considerável redução das incertezas, dada a possibilidade de comparação dos valores calculados a partir das equações empíricas com os valores registrados.

4.1.1.2. Caracterização do vale a jusante

Nessa fase da pesquisa foi elaborado o modelo digital do terreno (MDT), foram definidas as seções transversais ao leito do rio Jacuípe para uso na simulação hidrodinâmica, assim como foi realizado o reconhecimento das condições de uso e ocupação do solo no vale a jusante da barragem. Para isso, foram utilizados os seguintes dados:

- Topografia da região fornecida pela CONDER, na escala de 1:10.000, complementada pela topografia fornecida pela SEI (Superintendência de Estudos Econômicos e Sociais da Bahia), na escala 1:25.000, que foram as de melhor resolução encontradas gratuitamente, uma vez que a topografia disponibilizada pelo IBGE para a área de estudo encontra-se na escala de 1:100.000;
- Batimetria do rio a jusante da barragem fornecida pela Embasa em 2015;
- Imagens de satélite na escala de 1:10.000 fornecidas pela Companhia de Desenvolvimento Urbano do Estado da Bahia (CONDER), para a elaboração do mapa de inundação e para a quantificação dos danos.

O MDT foi elaborado a partir da topografia e da batimetria com uso do software ArcGis, que é amplamente empregado para este fim.

O levantamento batimétrico realizado pela Embasa, em setembro de 2015, em seções ao longo do rio Jacuípe, foi realizado nos locais apresentados na Figura 16.

Figura 16 – Seções do levantamento batimétrico ao longo do Rio Jacuípe



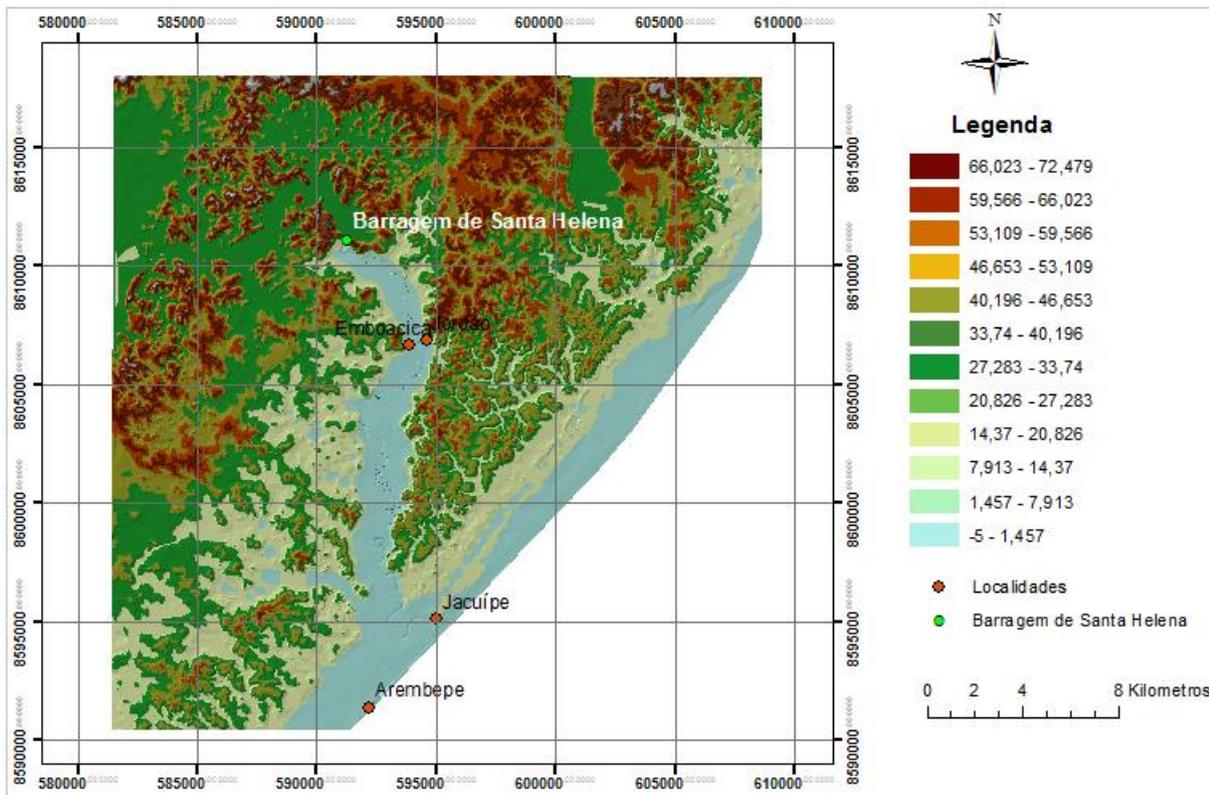
Fonte: Embasa (2015).

Para a definição das seções buscou-se a proximidade de localidades, bens materiais (galpões, residências, etc.) e de vias de acesso.

Como o trecho do rio situado a jusante da barragem possui extensão de quase 40 km, o levantamento de 8 seções não parece ser o ideal, uma vez que a distância entre seções ficou elevada, variando de 0,8 km até 12 km (nas áreas de acesso muito restrito em decorrência da vegetação densa). Entretanto, dada a ausência de melhores informações, optou-se por utilizar esse levantamento batimétrico e os dados topográficos disponíveis para a elaboração do MDT, por entender que essa metodologia possibilitará a obtenção de uma caracterização geométrica do sistema mais próxima da realidade que a utilização da batimetria hipotética proposta por Viseu (2015) e por Chow (1959), a qual foi citada na “Revisão Bibliográfica e Fundamentação Teórica” dessa pesquisa (item 3.3.2). Porém, ressalta-se que uma quantidade maior de dados contribuiria para melhores estimativas, principalmente tratando-se de um rio com muitos meandros como o rio Jacuípe.

Com topografia fornecida pela CONDER e pela SEI, e com os dados do levantamento batimétrico, foi gerado o MDT apresentado na Figura 17.

Figura 17 – Modelo digital do terreno – vale a jusante da Barragem de Santa Helena (BA)



Fonte: Próprio autor.

O MDT gerado mostra que a área de estudo é bastante plana, uma vez que a cota máxima predominante na região gira em torno de 33 m, sendo que as cotas mais elevadas (de até 72 m) estão situadas nas partes mais afastadas do rio Jacuípe. Esse fato também justifica a grande abrangência relatada da área inundada para o evento que ocorreu em 1985, e o uso de seções transversais extensas para a simulação da propagação da onda de cheia nesse estudo, conforme explicado abaixo.

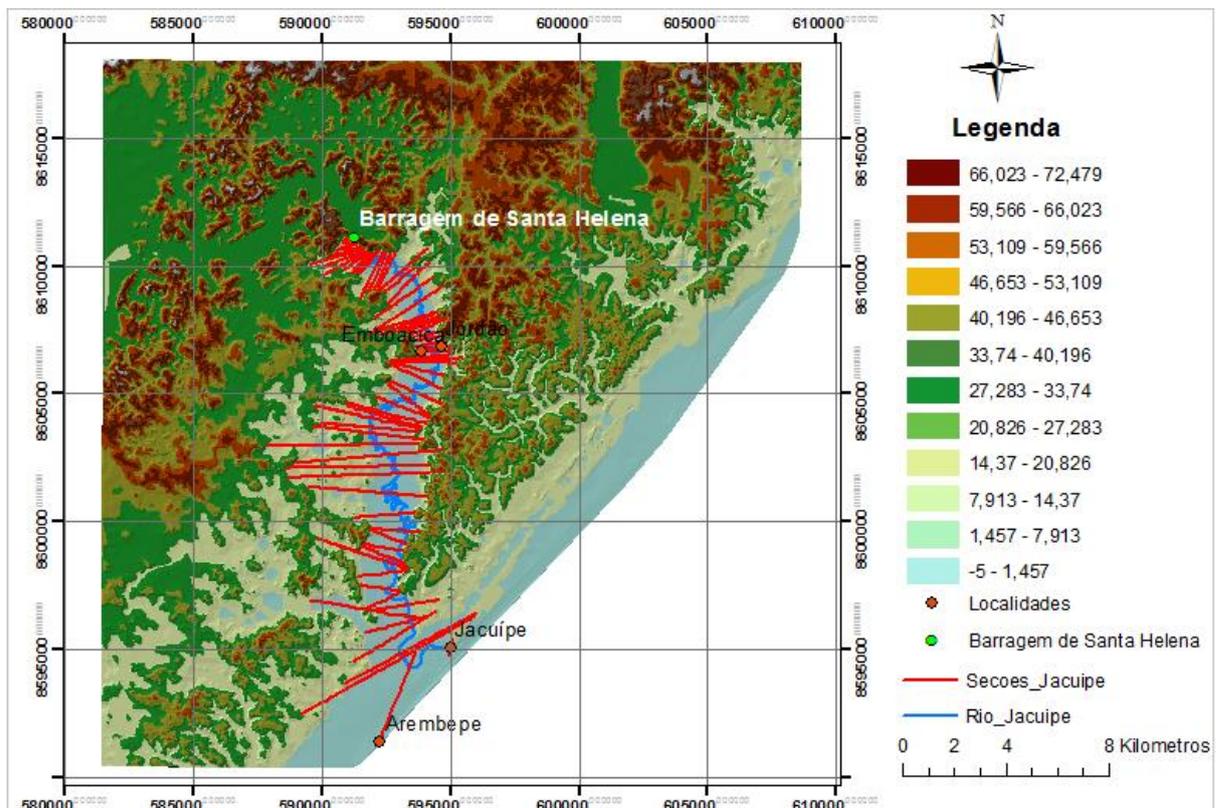
Após a criação do MDT foram traçadas as seções transversais ao longo do rio, buscando sempre ter em seus pontos extremos valores mais elevados de cota. Por se tratar de uma região muito plana as seções transversais ficaram bastante longas, uma vez que utilizar seções menores poderia ocasionar instabilidade e erros na simulação por serem insuficientes para representar a cota máxima de inundação.

Com relação à distância entre as mesmas, não foi possível adotar um valor fixo por se tratar de um rio com muitos meandros e em uma região demasiadamente plana. Assim sendo, o que definiu a quantidade de seções e a distância entre elas foi o objetivo de obter o máximo possível de seções que pudessem ter em seus extremos cotas elevadas e que não se cruzassem com outras seções, sendo essa última uma

condição imposta pelo modelo. Além dos fatores supracitados, priorizou-se a inserção de seções transversais nas proximidades de residências, vias de acesso, etc.. Diante dessas condicionantes, não foi possível utilizar a ferramenta de inserção de seções do modo automático disponibilizada pelo modelo. Assim sendo, foram traçadas manualmente 74 seções transversais ao rio.

Como resultado, a Figura 18 ilustra a disposição das seções adotadas.

Figura 18 – Representação das seções transversais



Fonte: Próprio autor.

No que concerne à identificação de estruturas e ao reconhecimento das condições de uso e ocupação do solo, foram utilizadas as imagens de satélite fornecidas pela CONDER assim como as informações aferidas em campo. Nesse aspecto, observa-se que ao longo de toda planície de inundação há edificações (após a faixa de mata densa), vias de acesso e algumas áreas utilizadas para a agricultura. A região com ocupação mais densa é a que fica nas imediações da foz do rio e da terceira ponte sobre o rio Jacuípe formada pela Estrada do Coco (BA – 099).

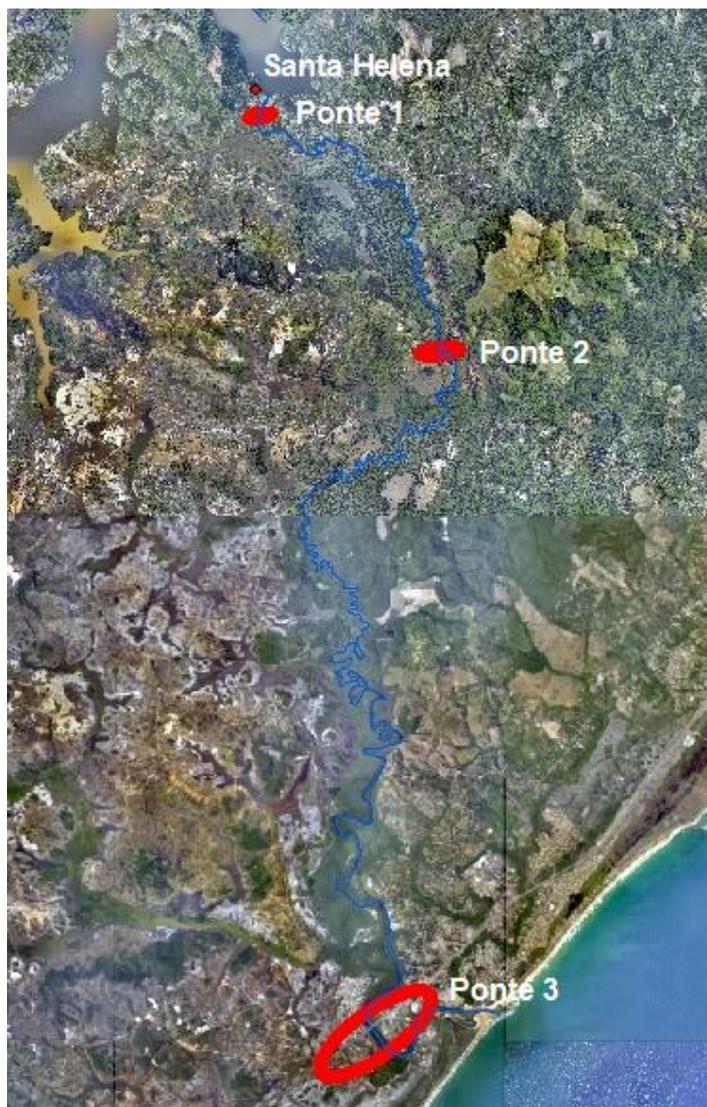
As localizações das pontes são apresentadas na Tabela 5 e na Figura 19:

Tabela 5 – Localização das pontes – Distância para a barragem

Local	Distância da barragem (km)
Ponte 1	0,37
Ponte 2	8,73
Ponte 3	36,55

Fonte: Próprio autor.

Figura 19 – Localização das pontes na área de estudo



Fonte: Adaptado de CONDER.

4.2. CLASSIFICAÇÃO DOS DANOS DECORRENTES DA RUPTURA DA BARRAGEM DE SANTA HELENA

Uma vez que a classificação dos danos possui como principal ferramenta o mapa de inundação, procedeu-se com o estudo de ruptura da barragem de Santa Helena.

4.2.1. Estimativa dos parâmetros de ruptura da barragem com redução das incertezas

Nessa fase, foram considerados apenas dois cenários: o de ruptura por galgamento, causa mais provável de ruptura de barragens de terra; e o de ruptura por percolação. O cenário de ruptura por percolação foi utilizado apenas na aplicação da metodologia de Classificação do Risco, que requer que a classificação inicial dos danos seja realizada para o cenário de ruptura menos grave.

Esses cenários, foram construídos com uso de equações empíricas disponíveis na literatura e com as informações obtidas na fase de caracterização da barragem, incluindo os registros da ruptura que ocorreu em 1985.

Optou-se por não trabalhar com os outros cenários para avaliar os cenários recomendados pelos autores das metodologias utilizadas. Além disso, a bibliografia recomenda que a gestão do risco no vale seja fundamentada no pior cenário possível, como relatado no item “Revisão Bibliográfica e Fundamentação Teórica”.

Assim, nessa pesquisa, foram considerados os seguintes cenários:

- **Cenário 1** – ruptura por percolação (ruptura mais lenta e com menor vazão de pico);
- **Cenário 2** - ruptura por galgamento (ruptura mais rápida e com maior vazão de pico).

A representação de cada cenário foi feita com seus respectivos hidrogramas elaborados a partir das vazões de ruptura e do tempo de pico.

4.2.1.1. Cenário de ruptura por percolação

Nessa fase foram estimados os seguintes parâmetros: dimensão final da brecha formada na estrutura, vazão de pico, tempo de ruptura e hidrograma resultante, conforme descrito a seguir.

a) Caracterização da brecha

A brecha caracterizada nessa etapa é aquela resultante da erosão de partículas da barragem pela água, que passa através de um orifício formado na estrutura e que alcança uma saída desprotegida. O resultado da evolução desse processo erosivo é

a brecha ora caracterizada, a partir da qual a vazão de pico flui, ou seja, não se trata da simulação da evolução da brecha e sim da estimativa das suas dimensões finais.

Para a estimativa das características da brecha de ruptura da Barragem de Santa Helena foi inicialmente analisada a Tabela 6, apresentada a seguir, elaborada por Balbi (2008) com base nas recomendações, para barragens de terra, das seguintes publicações: “Dam break inundation analysis downstream hazard classification” do Department of Ecology (DOE) do estado de Washington de 1992; “Guia para La elaboración de los planes de emergencia de presas” publicado em 2001 na Espanha; e “Critérios de Projeto de Usinas Hidrelétricas” publicado pela Eletrobrás em 2003. À tabela original, apresentada por Balbi, foram acrescentadas as recomendações de Von Thun e Gillette (1990) e de Viseu (2006).

Tabela 6 – Parâmetros de formação da brecha em barragem de terra

País	Forma da ruptura	Profundidade da brecha	Largura da brecha
Espanha (2001)	Trapezoidal com inclinação dos taludes de 1:1	Até o contato com o leito no pé	$\bar{B}_{bre} (m) = 20 (V(hm^3) H_{barr} (m))^{0,25}$ Largura média da brecha
Estados Unidos (1992)	Vertical a trapezoidal (1:1)	H_{barr}	0,5 a 3 vezes a altura da barragem Largura da base da brecha
Brasil – Eletrobrás (2003)	Declividade da lateral da brecha entre 0,25 e 1		Entre 1 e 5 vezes a altura da barragem (normalmente entre 2 e 4 vezes) Largura média da brecha
Von Thun e Gillette (1990)	Trapezoidal com inclinação dos taludes de 1:1	-	$\bar{B}_{bre} (m) = 2,5 H_{hid} + C_b$ Largura média da brecha
Viseu (2006) – cenário mais provável	Trapezoidal	H_{barr}	$2 < B_{ibre} / H_{barr} < 3$

Fonte: Adaptado de Von Thun e Gillette (1990), Viseu (2006) e Balbi (2008).

Onde V é o volume do reservatório no instante inicial da ruptura; \bar{B}_{bre} é a largura média da brecha; H_{barr} é a altura da barragem contada do leito até a crista; H_{hid} é a carga hidráulica máxima sobre a base da brecha; e C_b é um fator compensatório que varia em função do volume do reservatório da barragem, conforme apresentado na Tabela 7.

Tabela 7 – Variação do coeficiente Cb

Volume do reservatório (m³)	Cb
$V < 1,23 \times 10^6$	6,1
$1,23 \times 10^6 < V < 6,17 \times 10^6$	18,3
$6,17 \times 10^6 < V < 1,23 \times 10^7$	42,7
$V > 1,23 \times 10^7$	54,9

Fonte: Von Thun e Gillette (1990).

Para aplicação das recomendações apresentadas nas Tabelas 6 e 7, foram utilizadas as informações descritas na caracterização da barragem, dados da estrutura e da ruptura ocorrida, com vistas à redução de incertezas a partir da comparação dos resultados calculados com os registrados.

Adicionalmente às Tabelas 6 e 7, foi considerada a recomendação proposta por Viseu (2006) de adotar como nível d'água inicial no reservatório, para esse cenário, igual ao nível pleno de armazenamento.

b) Tempo de ruptura

O tempo de ruptura foi estimado tendo como base as equações apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8 – Equações para cálculo do tempo de ruptura

Autores	Tempo de ruptura (horas)	Características
USBR (1988)	$tr = 0,011 \bar{E}_{bre}$	
USBR (1989)	0,5 < tr < 3 (bem construída) 0,1 < tr < 0,5 tr < 0,2 (rejeitos de mineração)	Barragens de terra
Froehlich (1987)	$tr = 0,007 (V_{res} / H_{bre}^2)^{0,5}$ Respeitando os limites: Cenário extremo – tr < 1 Cenário mais provável – tr < 1,5	Estimativa com base nas características de 43 brechas que se desenvolveram em barragens de terra
Singh (1989)	0,25h < tr < 1,0 h	Estimado com base em 20 casos de ruptura de barragens de terra
Froehlich (1995)	$tr = 0,00254 (V_{hid}^{0,53} / H_{bre}^{0,9})$	Estimativa com base em um maior número de casos de ruptura
Von Thun e Gillette (1990)	$tr = 0,02 H_{hid} + 0,25$	Válida para barragens de terra com materiais mais resistentes à erosão
	$tr = 0,015 H_{hid}$	Válida para barragens de terra com materiais facilmente erodíveis
Hartford e Kartha (1995)	$tr = H_{bar} / 30$	Válida para barragens de terra com menos de sessenta metros de altura.
Eletrobrás (2003)	0,1 h < tr < 1 h (compactada)	Terra e enrocamento
	0,1 h < tr < 0,5 h (não compactada)	

Fonte: Eletrobrás (2003) e Viseu (2006).

Além dos valores calculados a partir das equações apresentadas e das faixas de valores recomendadas pelos autores, foi também feita uma comparação com o valor registrado no evento ocorrido em 1985, conforme descrito na caracterização da barragem, buscando identificar os resultados mais similares e certamente mais adequados à estrutura, além da redução das incertezas a partir dessa retroanálise.

c) Vazão de pico

Após a caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação, a vazão de pico foi estimada utilizando as equações empíricas apresentadas na Tabela 9, que estão em conformidade com as unidades do Sistema Internacional (altura em m, volume em m³ e vazão em m³/s, exceto nas equações de Costa onde o volume está em hm³).

Tabela 9 – Equações para cálculo da vazão de pico

Autores	Vazão de pico	Características
Kirkpatrick (1977)	$Q_p = 7,683H_{hid}^{1,909}$	Fórmula baseada na análise de 13 casos de ruptura de barragens de terra e 6 rupturas hipotéticas
Hagen (1982)	$Q_p = 1,205(H_{hid}V_{res})^{0,48}$	Desenvolvida com base em 6 casos históricos
Costa (1985)	$Q_p = 19H_{barr}^{1,85}$	Equação baseada na amostragem de 31 barragens com características diversas
	$Q_p = 961V_{res}^{0,68}$	
	$Q_p = 325(H_{barr}V_{res})^{0,42}$	
USBR (1989)	$Q_p = 6,14h_0^{1,81}V_{res}^{0,061}$	Equação melhorada após a apresentação da primeira equação, em 1983, que foi baseada na análise de 21 casos de ruptura de naturezas diversas.
Froehlich (1995)	$Q_p = 0,607H_{hid}^{1,24}V_{hid}^{0,295}$	Desenvolvida com base em 22 casos de ruptura
Singh (1996)	$Q_p = 1,7\bar{B}_{bre}H_{bre}^{3/2}$	Considera que o escoamento que passa pela brecha é similar ao que passa por um vertedouro retangular de soleira espessa
Institution of Civil Engineers (1996)	$Q_p = 1,3H_{barr}^{2,5}$	Leva em conta diferentes casos de ruptura de naturezas diversas
Webby (1996)	$Q_p = 0,0443g^{0,5}H_{hid}^{1,4}V_{hid}^{0,367}$	Utilizou técnicas de análise dimensional
Lemperière (1996)	$Q_p = H_{hid}^{0,5}(H_{hid}^2 + kV_{res}^{0,5})$	Indicada para barragens extensas, sendo k = 0,1 para argilas bem compactadas e 1 para materiais de menor coesão e pequena dimensão
Espanha - Ministerio de Medio Ambiente (1998)	$Q_p = k(H_{barr}V_{res})^{0,5}$	Baseada na equação de Hagen (1982), onde k = 0,78 para barragens de concreto e k = 0,55 para barragens de terra e enrocamento

Fonte: Adaptado de Wahl (1998), Brasil (2005) e Viseu (2006).

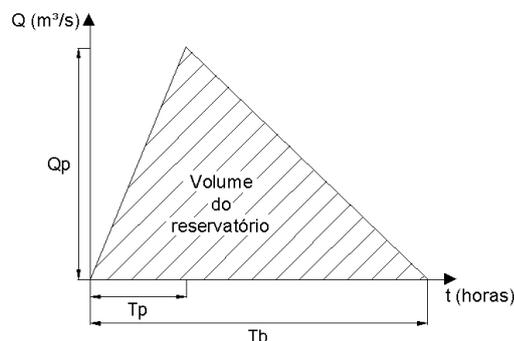
Onde V_{res} é o volume do reservatório no instante inicial da ruptura; V_{hid} é a diferença entre o volume do reservatório no instante inicial e o volume do reservatório com nível na soleira inferior da brecha; \bar{B}_{bre} é a largura média da brecha; H_{bre} é a altura média da brecha; H_{barr} é a altura da barragem contada do leito até a crista; H_{hid} é a carga hidráulica máxima sobre a base da brecha; h_0 é a altura da água na seção imediatamente a montante da barragem no instante inicial da ruptura; e g é a aceleração da gravidade (m/s^2).

Ressalta-se que outras equações encontradas na literatura não foram utilizadas por não serem recomendadas para barragens de terra.

d) Hidrograma de ruptura

A partir das vazões estimadas e do tempo de pico, foram elaborados os hidrogramas de ruptura. Nessa pesquisa foram utilizados dois modelos, o hidrograma triangular simplificado e o hidrograma com decaimento parabólico, os quais são apresentados nas Figuras 20 e 21.

Figura 20 - Hidrograma triangular simplificado



Fonte: Mascarenhas (1990).

Onde: Q_p é a vazão de pico ou vazão máxima defluente da barragem em ruptura (m^3/s); T_p é o tempo de pico/ruptura correspondente ao tempo em que se atinge a Q_p ; T_b é o tempo de base do hidrograma.

Os parâmetros necessários para traçar o hidrograma triangular simplificado relacionam-se conforme as seguintes equações:

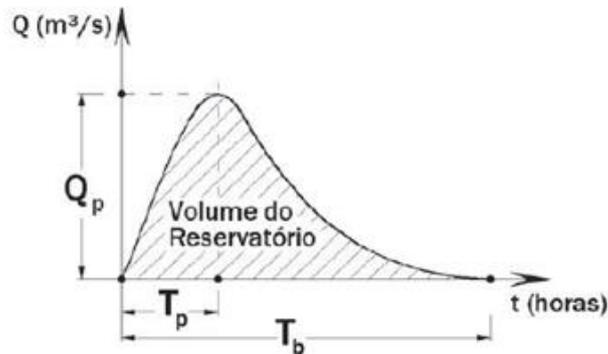
$$Q_p = \frac{2V}{T_b} \quad (3)$$

$$Q(t) = Q_p \frac{t}{T_p}, \text{ para } 0 \leq t \leq T_p \quad (4)$$

$$Q(t) = Q_p - Q_p \left(\frac{t - T_p}{T_b - T_p} \right), \text{ para } t \geq T_p \quad (5)$$

Onde $Q(t)$ é a vazão, dada em m^3/s , para cada tempo t , em horas.

Figura 21 – Hidrograma com decaimento parabólico



Fonte: Barfield *et al.* (1981) *apud* Walther (2000).

As variáveis necessárias traçar o hidrograma com decaimento parabólico relacionam-se conforme a seguinte equação:

$$Q(t) = Q_p \left[\left(\frac{t}{T_p} \right) e^{\left(1 - \frac{t}{T_p} \right)} \right]^k \quad (6)$$

Onde: t é a variável independente relativa ao tempo (s); e k é o fator de ponderação adimensional, que é ajustado manualmente em função do volume do reservatório e varia geralmente de 0,01 a 5.

4.2.1.2. Cenário de ruptura por galgamento

Nessa fase da pesquisa, foram estimados os seguintes parâmetros: dimensão final da brecha, vazão de pico, tempo de ruptura e o hidrograma resultante, conforme descrito a seguir.

Ressalta-se que nesse cenário também foram utilizadas as informações encontradas referentes ao acidente de 1985, com vistas à redução de incertezas. Embora o cenário de ruptura em análise seja diferente do ocorrido, ele se caracteriza por ser mais grave (maiores brechas, vazões mais elevadas e menores tempos de pico), e com essas considerações, também foi realizada uma retroanálise.

a) Caracterização da brecha

A brecha estimada nessa fase da pesquisa consiste naquela resultante do escoamento contínuo, em alta velocidade e descontrolado sobre a estrutura, causando erosão e evolução para a brecha final, a qual se refere esse estudo e a

partir da qual escoar a vazão de pico, ou seja, não se trata da simulação da evolução da brecha e sim da estimativa das suas dimensões finais.

Para a estimativa das características da brecha de ruptura da Barragem de Santa Helena nesse cenário, também foram utilizadas as Tabelas 6 e 7 apresentadas anteriormente. Adicionalmente, foi considerada a recomendação proposta por Viseu (2006) de adotar como nível d'água inicial no reservatório, para esse cenário, igual à 15 cm acima da crista e de ruptura total (largura da brecha igual ao comprimento da crista) no cenário extremo de rompimento.

A partir dessas recomendações foi feita a caracterização da brecha.

b) Tempo de ruptura

O tempo de ruptura foi estimado com uso da Tabela 8 e das informações acerca da barragem e do seu reservatório para a condição considerada. Além disso, foi realizada uma comparação dos valores encontrados/recomendados com o registro histórico visando a redução de incertezas.

c) Vazão de pico

Após a caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento, a vazão de pico foi estimada utilizando as equações empíricas, apresentadas na Tabela 9, e as informações acerca da barragem e do seu reservatório para a condição considerada (nível d'água inicial igual a 15 cm acima da crista).

d) Hidrograma de ruptura

Com as vazões de pico estimadas e com o tempo de ruptura, foram elaborados os hidrogramas triangular e parabólico, em conformidade com as Figuras 20 e 21.

4.2.2. Calibração, validação e simulação da propagação da onda de cheia

Nessa pesquisa foi utilizado o modelo hidrodinâmico HEC-RAS, que é amplamente empregado na simulação da propagação de ondas de cheias induzidas, sendo disponibilizado gratuitamente pelo Hydrologic Engineering Center (HEC) do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos.

O HEC-RAS é um software de análise de sistemas de rios (River Analysis System), que foi projetado para executar cálculos hidráulicos unidimensionais considerando

uma rede completa de canais com superfície livre, podendo ser naturais ou construídos (HEC-RAS, 2010).

O modelo utiliza as leis básicas que regem o escoamento não permanente: a equação da continuidade (conservação da massa) e a equação da dinâmica (quantidade de movimento). No que tange à perda de energia entre duas seções transversais, ela é composta das perdas por atrito e perdas por contração ou expansão, com o uso da equação de Manning (HEC-RAS, 2010).

Inicialmente, a geometria do sistema foi importada do ArcGIS para o HEC-RAS (traçado do rio e seções transversais com as respectivas informações topobatimétricas). Posteriormente, essa geometria foi complementada com a inserção das três pontes existentes a jusante da barragem e especificação das suas características aferidas em campo (como cota e espessura do tabuleiro, quantidade e geometria dos pilares).

Para a calibração e validação do modelo, foram utilizadas as seguintes informações:

- Faixa de valores do coeficiente de Manning recomendada pela literatura, para a configuração do sistema aferida em campo;
- Dados das medições de vazão, velocidade e profundidade do escoamento, realizadas pelo empreendedor da barragem em setembro de 2015 (na seção que coincide com a primeira seção do levantamento batimétrico), que foram comparadas com os valores simulados pelo modelo (cota da lâmina d'água e velocidade de escoamento)
- Como condição de contorno de montante foram inseridas as vazões medidas (hidrograma) na primeira seção e como condição inicial do sistema foi inserida a vazão inicial na primeira seção (vazão medida que antecede a ocorrência do hidrograma de montante);
- Na condição de contorno de jusante (foz do rio Jacuípe), foram utilizados os níveis da maré disponibilizados pela Diretoria de Hidrografia e Navegação da Marinha do Brasil (DHN) para o período de realização das medições hidrométricas.

Devido à ausência de dados de medições de cota da lâmina d'água na foz do rio Jacuípe e de um porto na região, foram utilizados os dados do Porto de Salvador por ser o mais próximo da área de estudo.

Assim sendo, os dados das medições hidrométricas foram divididos em primeiro período (utilizado na calibração) e segundo período (utilizado na validação).

Como parâmetros de avaliação de desempenho da calibração e da validação, foram utilizados o coeficiente de Nash-Sutcliffe Efficiency (NSE) e o Coeficiente de correlação de Pearson (CP).

As seguintes equações são utilizadas para calcular o NSE e o CP:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{t=1}^n (O-S)^2}{\sum_{t=1}^n (O-\bar{O})^2} \quad (7)$$

$$CP = \frac{\sum (O-\bar{O})(S-\bar{S})}{\sqrt{\sum (O-\bar{O})^2 \sum (S-\bar{S})^2}} \quad (8)$$

Onde: O é o valor observado, S é o valor simulado, \bar{O} é a média dos valores observados e \bar{S} é a média dos valores simulados.

De acordo com Moriasi *et al.* (2007), o NSE pode variar de $-\infty$ até 1,0, sendo NSE igual a 1,0 o valor ótimo. Valores entre 0,0 e 1,0 geralmente são vistos como níveis de desempenho aceitáveis, e valores menores ou iguais a 0,0 indicam que a média dos dados observados pode fornecer uma melhor previsão que os valores simulados pelo modelo. Segundo Collischonn (2001), quando NSE está próximo de 1 o modelo fornece um bom ajuste para cheias.

Já o CP, segundo Sousa (2008), pode ser interpretado da seguinte forma:

- CP = 1 indica uma correlação perfeita;
- $0,8 \leq CP < 1$ indica uma correlação forte;
- $0,5 \leq CP < 0,8$ indica uma correlação moderada;
- $0,1 \leq CP < 0,5$ indica uma correlação fraca;
- $0 < CP < 0,1$ indica uma correlação ínfima;
- CP = 0 indica uma correlação nula.

Assim sendo, o coeficiente de Manning foi ajustado até encontrar o melhor conjunto de valores (para o canal principal e áreas inundáveis) que representasse um bom

desempenho, indicado pelos coeficientes NSE e CP, para então realizar as simulações.

Na fase da simulação da propagação da onda de cheia decorrente da ruptura da barragem, a condição de contorno de montante utilizada foi cada um dos hidrogramas elaborados para cada cenário, e de jusante a declividade média do fundo do canal, conforme recomendado pelo manual do usuário do HEC-RAS, uma vez que nessas condições não é possível conhecer a cota da lâmina d'água, sendo essa uma das informações que se busca.

4.2.3. Elaboração dos mapas de inundação

Com os resultados obtidos nas simulações, nomeadamente cota máxima da superfície da água, foi feito o mapeamento da área de inundação para cada cenário com uso do HEC-GeoRAS, uma extensão do HEC-RAS no ArcGIS, que permite a importação e exportação das informações entre o HEC-RAS e o ArcGIS.

Posteriormente, os resultados da simulação (altura máxima da lâmina d'água em cada seção) foram sobrepostos às imagens aéreas do vale, o que possibilitou a quantificação/identificação dos danos (área inundada, estradas ou pontes atingidas, residências, etc.).

Como o intuito de subsidiar o processo de planejamento das ações em prol da gestão do risco no vale a jusante de barragens, foi feito o zoneamento da inundação. Tendo como base a proposta da ANA (2012), que define a ZAS como sendo a região delimitada pela menor das distâncias de 10 km a jusante da barragem ou a distância que corresponda a um tempo de chegada da onda de inundação (t_{cheg}) igual a trinta minutos, foi feita a delimitação da ZAS. Já a delimitação da ZIP e da ZIS foi feita conforme recomendações de Viseu (2006), onde estima-se que na ZIP tem-se $0,5 < t_{cheg} < 1 - 2$ horas, e na ZIS tem-se $t_{cheg} > 1 - 2$ horas.

Ressalta-se que para as duas metodologias utilizadas, os danos decorrentes da ruptura da barragem por galgamento, que considera como vazão afluente a cheia de projeto – Tr de 10.000 anos, devem ser avaliados com uma base incremental (subtraindo os danos decorrentes da cheia decamilar) para não considerar na classificação dos danos aqueles provenientes de um evento que ocorreria mesmo sem a existência da barragem. Dessa forma, para o cenário de ruptura por

galgamento, foram traçadas duas linhas de contorno no mapa de inundação: uma que representa o limite da inundação para o escoamento da cheia decamilenar; e outra que representa as condições para o escoamento da vazão de pico estimada. Assim, os danos contabilizados no cenário de ruptura por galgamento são aqueles existentes na área entre as duas linhas de contorno.

4.2.4. Classificação dos danos pela metodologia do Índice de Risco

Na aplicação da metodologia do Índice de Risco (I_{risco}), foram utilizados os mapas de inundação elaborados para o cenário de ruptura por galgamento e para a propagação da vazão de projeto do vertedor (cheia natural). Nessa fase, não foi considerado o zoneamento do risco, uma vez que essa metodologia considera apenas a inundação (áreas atingidas pela onda de cheia) e não suas características (como velocidade do escoamento).

Considerando a região situada entre as duas áreas de inundação (ruptura por galgamento e cheia natural), foi calculado o I_{risco} que corresponde à soma ponderada dos seguintes subíndices:

- Subíndice de risco demográfico (I_{dem}) – número total de pessoas em risco ou exposição (PAR), considerando a população residente;
- Subíndice de risco econômico (I_{eco}) – valor da área agrícola, número de indústrias (que traduz o desenvolvimento industrial) e a importância das infraestruturas essenciais afetadas (pontes, rodovias, sistemas de abastecimento de água e esgotamento sanitário, etc.);
- Subíndice de risco ambiental (I_{amb}) – representa a importância dos recursos naturais na área de risco.

Sendo que

$$I_{risco} = K_1 I_{dem} + K_2 I_{eco} + K_3 I_{amb} \quad (9)$$

Onde K_1 , K_2 e K_3 são os pesos que representam a importância dos respectivos subíndices, sendo:

$$K_1 + K_2 + K_3 = 1 \quad (10)$$

De acordo com a autora, K_1 deve sempre ser maior que os demais pesos, independente dos impactos ambientais e econômicos, priorizando o zelo pela vida.

Após definir os pesos adotados para a área de análise dessa pesquisa, os subíndices foram definidos conforme as Tabelas 10 e 11.

Tabela 10 - Classes de risco para os subíndices de risco demográfico e ambiental

Subíndice demográfico		Subíndice ambiental ou dos recursos naturais	
Indicador		Indicador	
PAR	I_{dem}	Importância dos recursos naturais	I_{amb}
0	0	Não existem recursos naturais	0
1-9	1	Recursos naturais pouco importantes	1
10-19	2	Existem recursos naturais que sofrem impactos em curto prazo mas autorregulam-se a médio e longo prazo	2
20-99	3	Existem recursos naturais que sofrem impactos que apenas são minimizáveis por ação específica do homem	3
≥ 100	4	Existem recursos naturais que sofrem impactos graves e irreversíveis	4

Fonte: Viseu (2006).

Tabela 11 – Classes de risco para os subíndices de risco econômico

Subíndice econômico					
Indicador	I_{agr}	Indicador	I_{ind}	Indicador	I_{inf}
Valor da área agrícola	Classe	Nº de unidades industriais afetadas	Classe	Importância das infraestruturas afetadas	Classe
Área ≤ 500 ha	0	0	0	Nenhuma afetada	0
500 < Área ≤ 2000 ha	1	1-5	1	Importância reduzida	1
2000 < Área ≤ 4000 ha	2	6-10	2	Importância média ou em dúvida	2
4000 < Área ≤ 15000 ha	3	11-50	3	Importante	3
Área > 15000 ha	4	>50	4	Muito importante	4

Fonte: Viseu (2006).

O subíndice de risco econômico, que depende dos indicadores apresentados na Tabela 11, será calculado com aplicação da seguinte equação:

$$I_{eco} = \frac{I_{agr} + I_{ind} + I_{inf}}{3} \quad (11)$$

Após essas etapas foi feita a classificação da barragem quanto ao I_{risco} de acordo com a Tabela 12.

Tabela 12 – Classes de risco e respectivos significados

I_{risco}		
Classe	Limites de variação do I_{risco}	Significado do risco
0	0-0,8	Risco não importante
1	0,81-1,6	Risco de importância reduzida
2	1,61-2,4	Risco de importância média
3	2,41-3,2	Risco importante
4	3,21-4	Risco muito importante

Fonte: Viseu (2006).

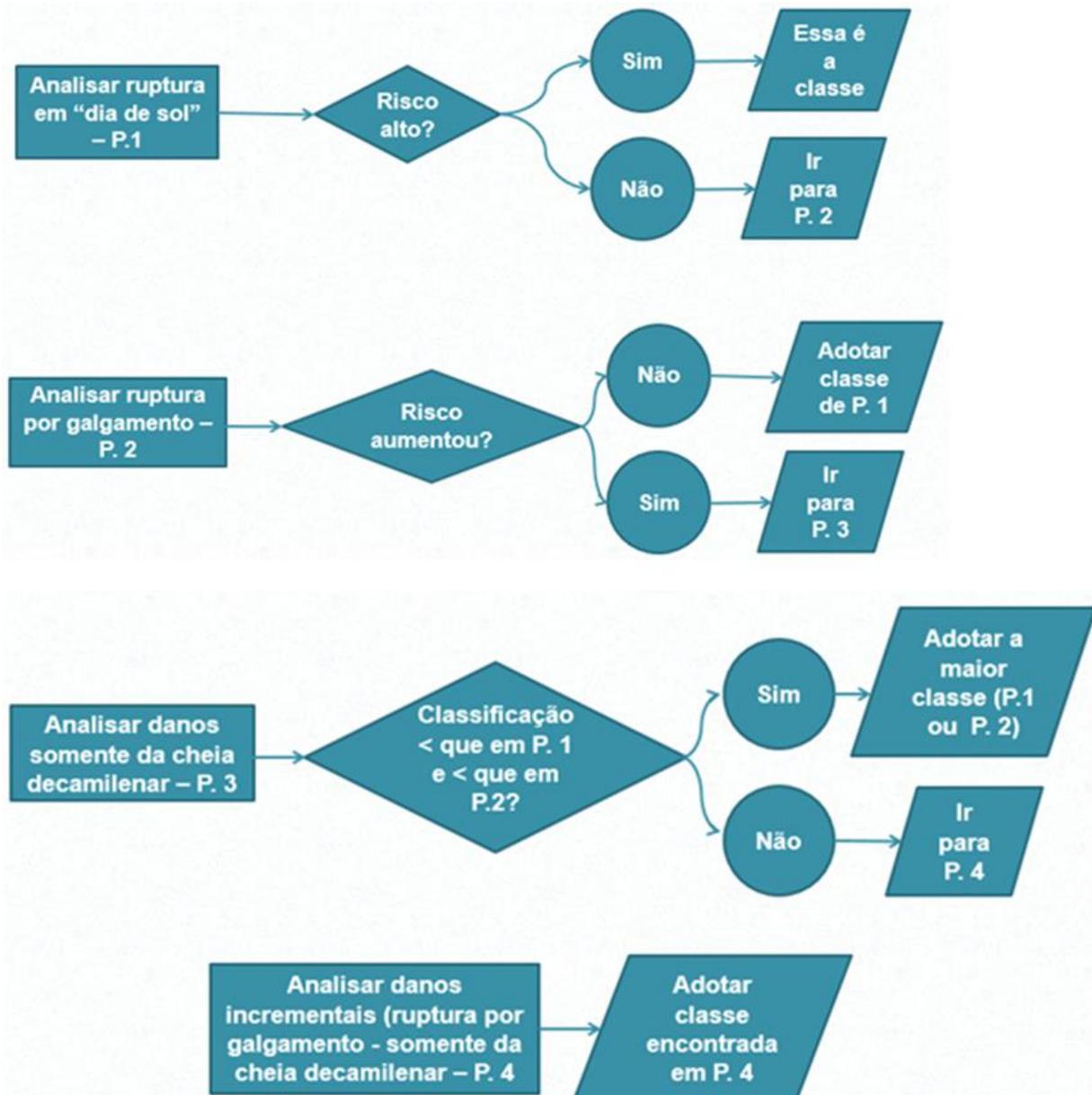
4.2.5. Classificação dos danos pela metodologia de Classificação do Risco

Para aplicação da metodologia de Classificação do Risco, são consideradas como vidas em risco permanente as representadas pelas habitações e pelos locais de trabalho onde há trabalhadores com uma jornada de trabalho (como prédios públicos, plantas industriais e outros). Já as vidas em risco temporário são representadas por aquelas possivelmente presentes nas áreas públicas e de lazer.

A USBR esclarece que para a estimativa das perdas de vidas e das perdas econômicas pode-se utilizar: um estudo de inundação/de ruptura da barragem existente para o vale a jusante elaborado por hidrólogos e/ou hidráulicos; a análise de especialistas quando a situação do perigo a jusante é óbvia (como aquelas nas quais existe comunidade localizada imediatamente a jusante da barragem - alto risco óbvio - ou planície de inundação completamente desocupada e subdesenvolvida - situação de baixo risco óbvio); ou realizar a análise da ruptura da barragem e da inundação.

Os procedimentos recomendados pela USBR, para a classificação dos danos quando da análise de ruptura da barragem como ocorre para essa pesquisa, são ilustrados na Figura 22 e descritos com maiores detalhes em seguida.

Figura 22 – Etapas para classificação dos danos pela metodologia de Classificação do Risco



Fonte: Adaptado de USBR (1988).

Ou seja, são seguidos os seguintes passos:

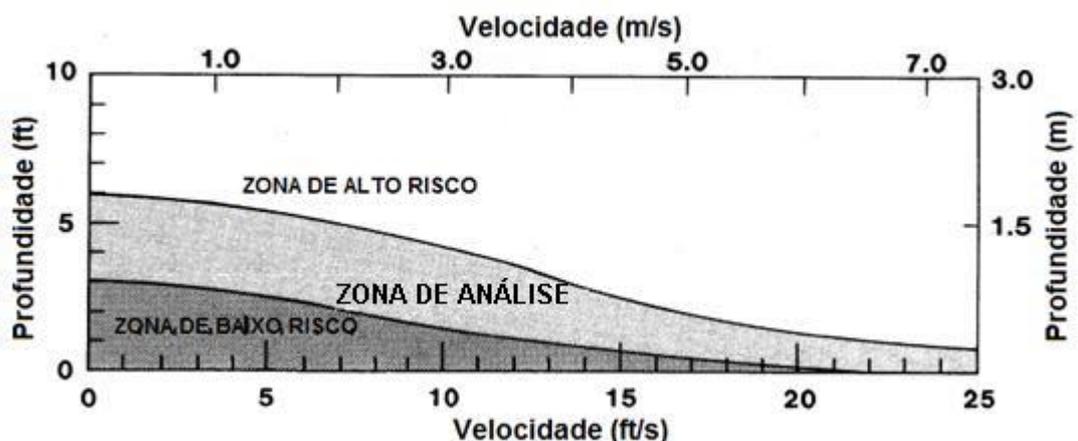
- a) Passo 1 – Analisar inicialmente a ruptura em “dia seco”, desconsiderando grandes vazões afluentes ao reservatório. Se com esse procedimento é encontrada uma classificação de risco alto, essa classificação pode ser adotada uma vez que o aumento das condições de carregamento não mudaria essa classificação.
- b) Passo 2 - Caso a classificação obtida com o passo 1 não seja de risco alto, torna-se necessário determinar o risco considerando a vazão de pico

decorrente da ruptura da barragem associada à cheia decamilenar, ou seja, a ruptura por galgamento. Se com essas premissas a classificação de risco não aumenta, os resultados obtidos pelo passo 1 podem ser utilizados com segurança.

- c) Passo 3 - Se a classificação do risco aumenta para o cenário de ruptura por galgamento, se torna necessário determinar os efeitos incrementais da inundação, com separação dos danos provenientes do rompimento da estrutura daqueles decorrentes de uma inundação natural. Nesse caso, é feita a simulação da inundação considerando apenas a cheia decamilenar e a classificação do risco para essa inundação. Se essa classificação for menor que a encontrada no passo 1 e no passo 2, então a maior classificação encontrada (no passo 2 ou no passo 1) deve ser adotada.
- d) Passo 4 – Se a classificação do risco considerando apenas a cheia decamilenar é maior que a classificação obtida apenas para a vazão de ruptura em “dia seco”, então é necessário avaliar os efeitos incrementais da inundação natural sobre a classificação de risco. Nesse caso, são avaliados os danos situados entre as duas áreas de inundação (apenas cheia decamilenar e ruptura da barragem associada à cheia decamilenar), sendo a classificação do risco feita considerando apenas o dano incremental encontrado.

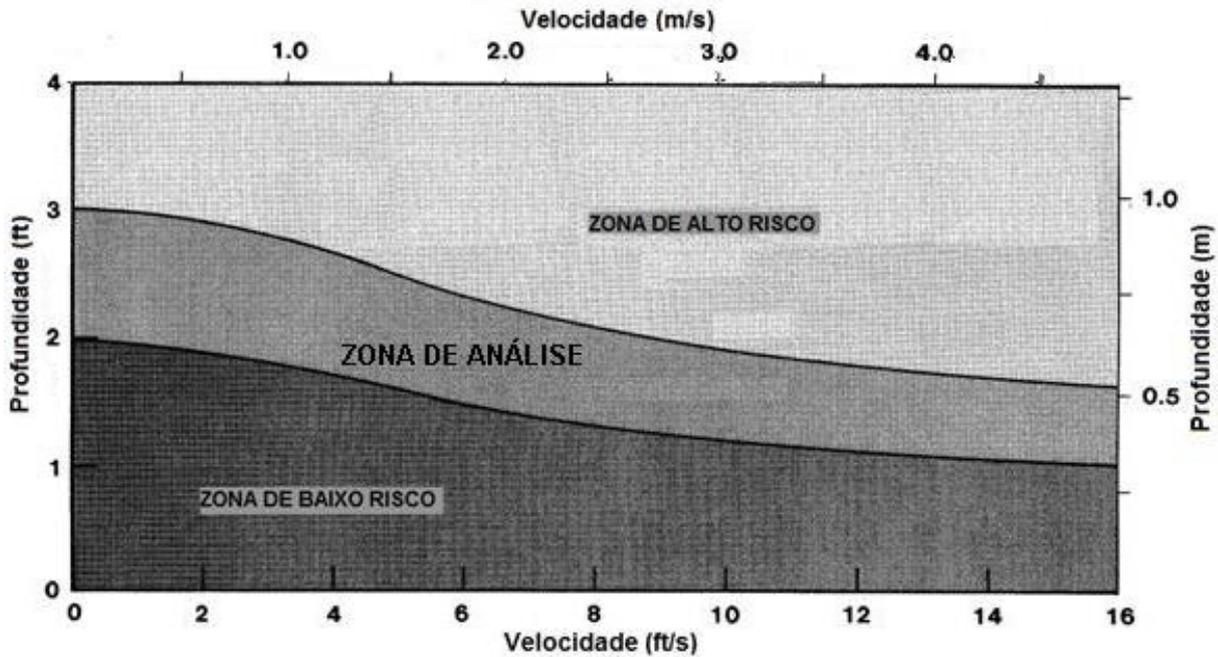
A USBR adota critérios de zoneamento do risco hidrodinâmico nessa classificação dos danos, que é feita com uso dos ábacos apresentados nas Figuras 23, 24 e 25.

Figura 23 – Zonas de risco para habitantes de residências localizadas na área de inundação



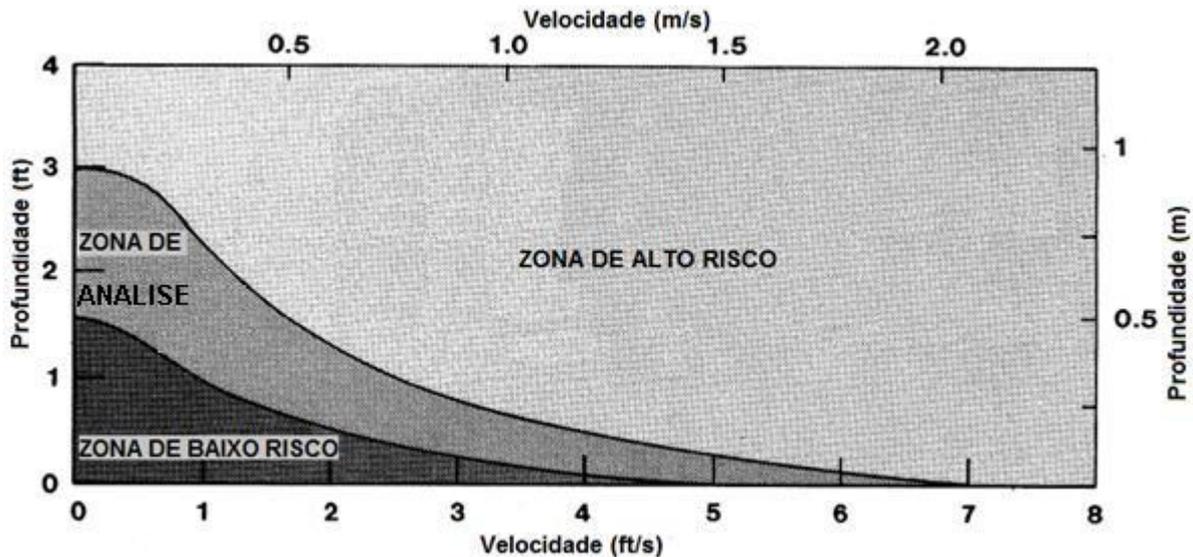
Fonte: USBR (1988).

Figura 24 - Zonas de risco para passageiros de veículos



Fonte: USBR (1988).

Figura 25 – Zonas de risco para pedestres em áreas de passagem



Fonte: USBR (1988).

De acordo com USBR (1988), considera-se que há vidas em risco, dentro dos limites da inundação, quando existe uma combinação entre a profundidade e a velocidade do escoamento acima da zona de baixo risco. Caso o risco hidrodinâmico esteja inserido na zona de baixo risco, então o número de vidas em risco é assumido como zero. Além disso, segundo o autor, a classificação quanto às perdas econômicas, que inclui os danos ambientais, deve ser realizada à critério do responsável pela classificação.

Após essas verificações, a classificação pode ser feita conforme Tabela 13, considerando toda a caracterização do evento e o zoneamento do risco hidrodinâmico supracitado.

Tabela 13 – Sistema de classificação dos danos a jusante de barragens

Classificação	Vidas em risco	Perda econômica
Baixo	0	Mínima (agricultura pouco desenvolvida, estruturas desabitadas ou com ocupação ocasionais, ou recursos naturais relevantes mínimos)
Significante	1 - 6	Apreciável (área rural com a agricultura evidente, indústria ou locais de trabalho ou recursos naturais relevantes)
Alto	> 6	Excessiva (área urbana, incluindo extensa comunidade, indústria, agricultura, ou relevantes recursos naturais)

Fonte: USBR (1988).

Dessa forma, seguindo as premissas supracitadas, foi realizada a classificação dos danos decorrentes da ruptura da barragem de Santa Helena pela metodologia de Classificação do Risco.

4.3. COMPARAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS E RESULTADOS ENCONTRADOS COM A APLICAÇÃO DAS DUAS METODOLOGIAS

Após o cumprimento das etapas anteriores, foi possível fazer a comparação entre os procedimentos necessários, as dificuldades encontradas para aplicação de cada uma das metodologias especificadas e os resultados obtidos.

Logo, foi indicado:

- Qual a metodologia que fornece uma classificação mais conservadora (maior dano/risco);
- Se houve dificuldade na aquisição de dados para a aplicação de alguma metodologia;
- Qual das duas metodologias requer mais tempo para chegar na classificação dos danos.

4.4. PROPOSIÇÃO DE ADAPTAÇÃO DAS METODOLOGIAS APLICADAS

Nessa etapa da pesquisa, foi proposta uma metodologia a partir de possíveis adaptações e combinações das metodologias do Índice de Risco e de Classificação do Risco, considerando aspectos legais do Brasil como: a delimitação da ZAS no mapa de inundação, conforme proposição da ANA (2012); e a pontuação máxima para os danos potenciais quando existir ocupação permanente independentemente da quantidade, conforme avaliação preliminar dos danos proposta pelo CNRH (2012).

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A classificação dos danos decorrentes da ruptura de barragens requer a coleta de dados sobre a barragem e sobre o vale a jusante, o estudo de cenários de ruptura, elaboração de um MDT, calibração e validação do modelo hidrodinâmico, simulação da propagação da onda de cheia no vale, elaboração do mapa de inundação e, por fim, a avaliação e classificação dos danos. Dessa forma, seguindo as etapas necessárias, e adicionalmente com a redução das incertezas da estimativa dos parâmetros de ruptura a partir de uma retroanálise, foram encontrados os resultados apresentados a seguir por meio da aplicação da metodologia da pesquisa descrita no capítulo anterior.

5.1. CLASSIFICAÇÃO DOS DANOS DECORRENTES DA RUPTURA DA BARRAGEM DE SANTA HELENA

Conforme explicado, a aplicação das metodologias de classificação dos danos utilizadas nessa pesquisa foi realizada com base no estudo de ruptura da barragem de Santa Helena, cujos resultados são apresentados a seguir.

5.1.1. Escolha dos parâmetros de ruptura da barragem com redução das incertezas

Os parâmetros de ruptura da barragem (brecha, tempo de ruptura, vazão de pico e hidrograma de ruptura) foram estimados para cada cenário considerado (por percolação e por galgamento), conforme apresentado a seguir.

5.1.1.1. Cenário de ruptura por percolação

a) Caracterização da brecha

Para o cenário de ruptura por percolação, o H_{hid} adotado foi igual a 17,5 m que corresponde à carga hidráulica no nível máximo operacional (20 m de cota do nível d'água – 2,5 m de cota do terreno), conforme sugerido por Viseu (2006).

Dessa forma, as características da brecha foram estimadas a partir das recomendações que constam nas Tabelas 6 e 7. Os resultados encontrados são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Parâmetros da brecha da Barragem de Santa Helena (cenário de ruptura por percolação)

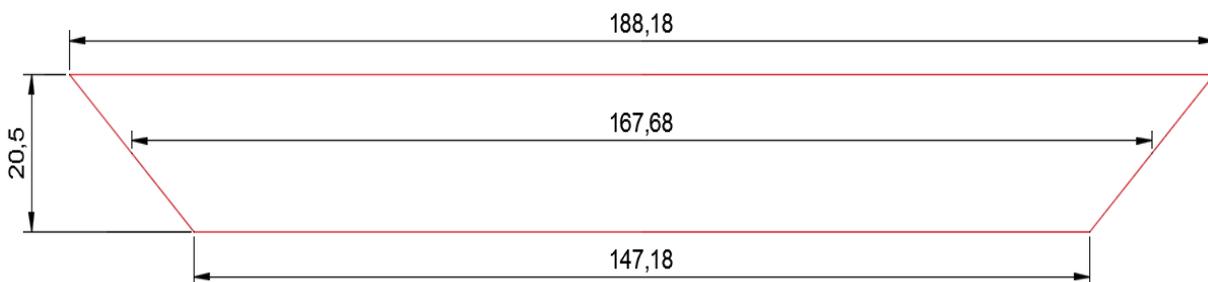
Autor das recomendações	Forma	Profundidade	Largura da base da brecha		
			Lmin.	Lmed.	Lmax.
Espanha (2001)	Trapezoidal com inclinação dos taludes de 1:1	20,5	147,18		
Estados Unidos (1992)	Trapezoidal com inclinação dos taludes de 1:1	20,5	10,25	35,86	61,50
Eletróbrás (2003)	Trapezoidal declividade lateral de 1:1	20,5	20,50	41,00	61,50
Von Thun e Gillette (1990)	Trapezoidal com inclinação dos taludes de 1:1	20,5	78,15		
Viseu (2006) – cenário mais provável de ruptura	Trapezoidal	20,5	41,00	51,25	61,50

Fonte: Próprio autor.

No caso das indicações de Viseu, Eletróbrás e Estados Unidos que apresentam uma faixa entre valores máximos e mínimos para a largura da brecha, foi feita também a caracterização para um valor intermediário, ou seja, nesses casos foram feitas 3 caracterizações da brecha (valor mínimo, médio e máximo de largura da brecha).

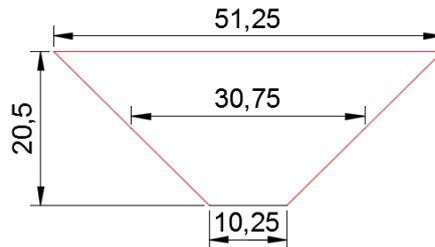
Assim sendo, os resultados apresentados na Tabela 14 foram ilustrados nas Figuras 26 a 36 abaixo:

Figura 26 – Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Espanha



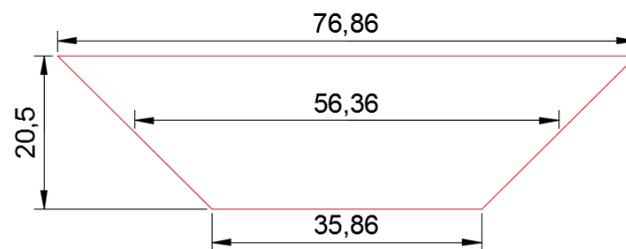
Fonte: Próprio autor.

Figura 27 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo EUA mín.



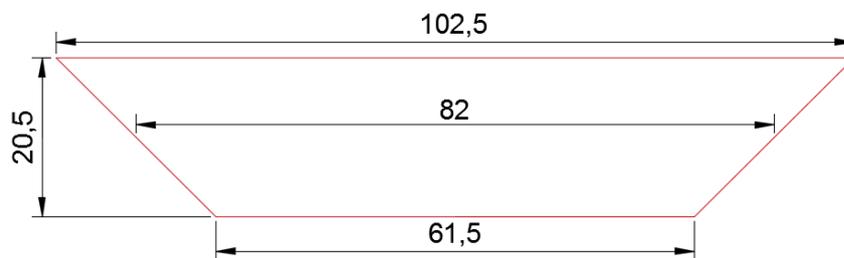
Fonte: Próprio autor.

Figura 28 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo EUA méd.



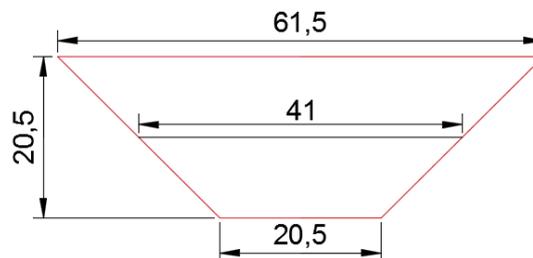
Fonte: Próprio autor.

Figura 29 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo EUA máx.



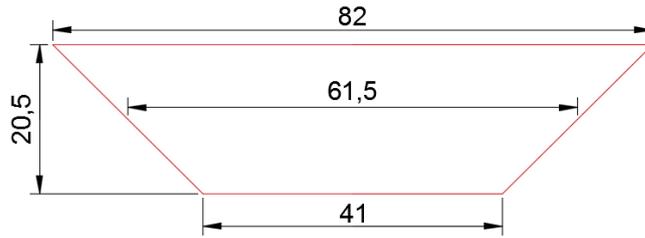
Fonte: Próprio autor.

Figura 30 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Eletrobrás mín.



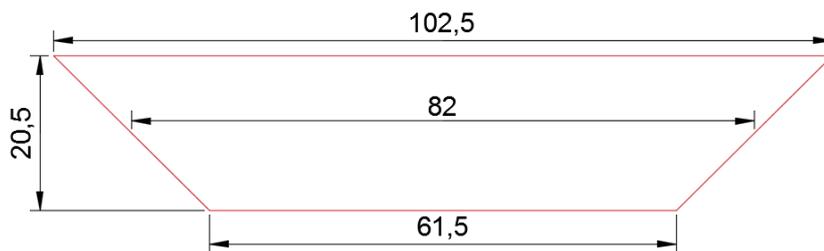
Fonte: Próprio autor.

Figura 31 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Eletrobrás méd.



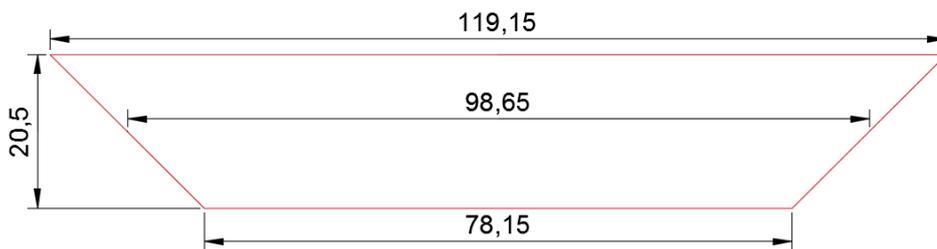
Fonte: Próprio autor.

Figura 32 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Eletrobrás máx.



Fonte: Próprio autor.

Figura 33 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Von Thun e Gillette



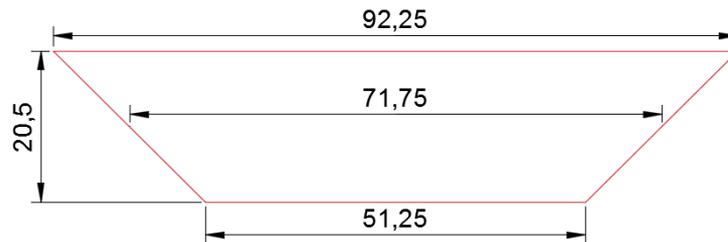
Fonte: Próprio autor.

Figura 34 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Viseu mín.



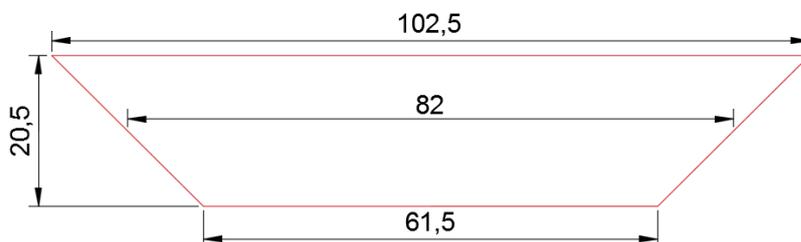
Fonte: Próprio autor.

Figura 35 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Viseu méd.



Fonte: Próprio autor.

Figura 36 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por percolação segundo Viseu máx.



Fonte: Próprio autor.

➤ *Seleção da brecha para esse cenário*

No que concerne ao cenário de ruptura por percolação há que se considerar que:

- ✓ Adotar as brechas encontradas pelas indicações de EUA (mínima) ou Eletrobrás (mínima) seria uma consideração muito otimista, devido às pequenas dimensões dessas brechas (com largura da base igual a 10,25 m e 20,50 m, respectivamente) quando comparadas com as demais;
- ✓ Em contrapartida, adotar a recomendação de Espanha para a barragem em estudo poderia caracterizar um cenário muito pessimista, uma vez que a brecha encontrada por esse critério foi muito grande (com largura da base igual a 147,18m);
- ✓ Algumas recomendações resultaram em brechas idênticas para a Barragem de Santa Helena (EUA máx. = Eletrobrás máx. = Viseu máx. e Viseu mín. = Eletrobrás méd.), o que pode indicar que alguma dessas brechas comuns seria uma configuração mais confiável para ser aplicada à Barragem de Santa Helena.
- ✓ Algumas brechas possuem a medida da parte superior bastante próxima de 100 m, estando coerente com o registro histórico do acidente que afirma que a

largura da brecha foi igual a 100 m para a mesma carga hidráulica no reservatório, são elas: EUA máx., Eletrobrás máx., Viseu máx. e Viseu méd.

- ✓ Diante das considerações supracitadas, optou-se por adotar a de largura de base igual a 51,25 m recomendada por Viseu med., com largura da parte superior igual a 92,25 m, por ser a configuração mais próxima do registro histórico da barragem (com largura da parte superior igual a 100 m) e por ser da mesma ordem de grandeza que as configurações idênticas encontradas por critérios distintos.

Ressalta-se que, nessa fase da pesquisa optou-se por avaliar as proposições apresentadas na literatura para a configuração geométrica da brecha, em detrimento da simples adoção do valor registrado para o acidente ocorrido, com o intuito de viabilizar uma melhor avaliação das recomendações que mais se adequam às características do estudo de caso dessa dissertação. Além disso, considera-se que as revisões realizadas no projeto de reconstrução da barragem, notadamente da fundação e do vertedor, podem favorecer, em caso de acidente, a formação de uma brecha com menor dimensão do que já ocorreu considerando o mesmo carregamento da estrutura.

b) Tempo de ruptura

O tempo de ruptura foi estimado a partir das equações empíricas apresentadas na Tabela 8 do capítulo anterior.

Os resultados encontrados são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Tempos de ruptura calculados para o cenário de ruptura por percolação

Autores das equações	Tempo de ruptura (horas)
USBR (1988)	0,79
USBR (1989)	$0,5 < tr < 3$
Froehlich (1987)	Equação: 5,30; sendo que o limite é $tr < 1,5$
Singh (1989)	$0,25 < tr < 1,0$
Froehlich (1995)	4,64
	0,60
Von Thun e Gillette (1990)	0,26
Hartford e Kartha (1995)	0,68
Eletrobrás (2003)	$0,1 < tr < 1$

Fonte: Próprio autor.

No que concerne ao cenário de ruptura por percolação, há que se considerar que o tempo de ruptura relatado para o evento que ocorreu em 1985 foi de 3:45 h, e que as condições de carregamento na ocasião eram muito similares às condições adotadas como premissas para este cenário em análise.

Entretanto, há que se ponderar que foram feitas melhorias estruturais na obra de reconstrução da barragem, nomeadamente na fundação e vertedor, o que permite a estimativa de um cenário menos gravoso, com maior tempo de ruptura. Dessa forma, o tempo de ruptura adotado foi o de 4,64 horas, proposto pela equação de Froehlich (1995), sendo o valor calculado imediatamente superior ao registrado anteriormente.

c) Vazão de pico

Ao utilizar as equações apresentadas na Tabela 9, juntamente com as características da brecha, da barragem e do seu reservatório, foram encontradas as vazões apresentadas na Tabela 16.

Tabela 16 - Vazões do cenário de ruptura por percolação

Autores das equações	Vazão de ruptura calculada (m³/s)
Kirkpatrick (1977)	1.813,39
Hagen (1982)	50.235,82
Costa (1985)	5.075,73
	40.040,08
	11.568,24
USBR (1989)	3.542,99
Froehlich (1995)	6.269,76
Singh (1996)	11.321,44
Institution of Civil Engineers (1996)	2.473,59
Webby (1996)	9.092,68
Lemperière (1996)	20.763,82
Espanha - Ministerio de Medio Ambiente (1998)	38.658,78

Fonte: Próprio autor.

Como os valores encontrados foram muito distintos, o que já era esperado e citado por diversos autores como descrito na revisão bibliográfica, foi feita uma análise das equações e dos seus resultados, com base em recomendações de pesquisas anteriores e dos registros do acidente ocorrido.

Como não foram encontrados registros da vazão de ruptura para o evento de 1985, a retroanálise feita nessa fase da pesquisa teve como base o fato de que área do

hidrograma de ruptura formado precisa ser correspondente ao volume do reservatório. Dessa forma, foram feitas as seguintes considerações:

- Para vazões de pico iguais a 50.235,82 m³/s, 40.040,08 m³/s e 38.658,78 m³/s, maiores encontradas pelas equações empíricas, o tempo de base do hidrograma triangular ficou inferior ao tempo de pico selecionado, considerando como limitante o volume do reservatório e a fórmula de cálculo do tempo de base proposta pelo autor do hidrograma. Esse resultado mostra uma incompatibilidade tendo em vista que tempo de pico deve ser menor que o tempo de base do hidrograma;
- Para vazão de pico igual a 20.763,82 m³/s, quarta maior vazão calculada, o tempo de base do hidrograma triangular ficou maior que o tempo de pico selecionado em menos de 2 horas. Esse resultado também demonstra uma incompatibilidade dada a remota possibilidade de ocorrer o esvaziamento do reservatório com um elevado volume em apenas 1:40 h após a ocorrência da vazão de pico.

Assim sendo, pode-se inferir que 3 equações, do total de 4, que determinam um peso maior ou igual para o volume do reservatório (quando comparado com o definido para as variáveis altura da barragem e carga hidráulica sobre a brecha), podem ser consideradas inadequadas para a barragem de Santa Helena. Certamente isso ocorre em decorrência do elevado volume do seu reservatório, que acarretou uma classificação quanto ao volume como muito grande pela Resolução nº 143/2012 do CNRH

Para selecionar a vazão de pico desse cenário, considerou-se também uma análise de sensibilidade das equações de estimativa da vazão de ruptura de barragens realizada por Wahl (2004), com aplicação das equações e comparação dos resultados com os registros do banco de dados apresentado no Anexo E, onde pelo menos 78 barragens são de terra. De acordo com o autor, muitos dados utilizados na elaboração das equações foram utilizados nessa análise de sensibilidade, embora o mesmo tenha observado que o número exato de casos utilizados no desenvolvimento das equações não está claramente indicado na literatura para todas elas. Nessa análise, o autor verificou que a equação proposta por Froehlich (1995) foi a que apresentou menor erro de predição, correspondente a $\pm 0,32$ ciclos log ($\log_{10} \frac{S}{O}$, onde S é o valor simulado

e O é o valor observado), sendo considerada a melhor estimativa da vazão de pico na aplicação dos casos históricos.

Dessa forma, tendo como base os elementos supracitados, o valor resultante da aplicação da equação de Froehlich (1995) foi adotado para esse cenário.

Por se tratar de um estudo de ruptura por percolação e por não ser o cenário mais crítico a se analisar, não foi considerada a vazão afluyente ao reservatório. Dessa forma, obteve-se a vazão de pico para o cenário em questão:

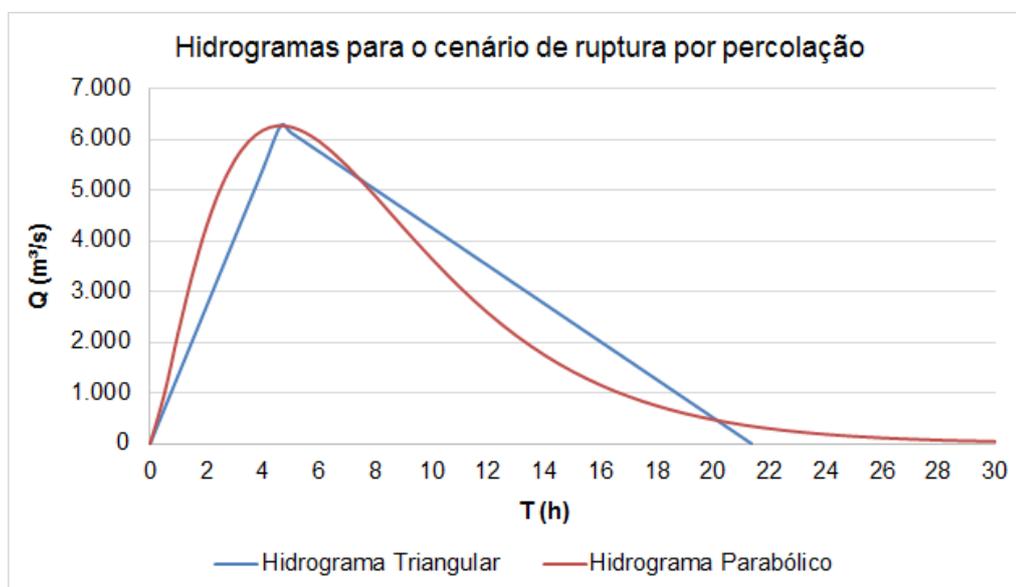
- **Cenário 1** - ruptura por percolação – $Q_p = 6.269,76 \text{ m}^3/\text{s}$.

d) Hidrograma de ruptura

Para esse cenário, o hidrograma com decaimento parabólico indicou um tempo de esvaziamento do reservatório igual a 30 horas e o fator de ponderação (k) correspondente a 1,4. Já o hidrograma triangular apresentou um tempo de base igual a 21,3 horas.

Os hidrogramas calculados são apresentados na Figura 37.

Figura 37 – Hidrogramas calculados para o cenário de ruptura por percolação



Fonte: Próprio autor.

Observa-se que os dois hidrogramas apresentaram tempos de base (de esvaziamento do reservatório) muito distintos. Na escolha do hidrograma a ser utilizado na presente pesquisa para esse cenário, foram considerados os resultados apresentados na Figura 37 e em outros trabalhos publicados.

Brasil (2005) observou que: o hidrograma com decaimento parabólico demonstrou maior estabilidade na discretização das vazões ao longo do tempo, quando comparado com o hidrograma triangular simplificado; o hidrograma triangular simplificado resultou em maiores tempos de chegada da vazão e da cota máxima; e que os maiores valores de cota e vazão máxima, para cada seção, ficam dispersos em sua maioria entre o hidrograma triangular simplificado e o hidrograma parabólico, sem entretanto, mostrar uma tendência definida. Diante dos resultados encontrados pelo autor, entende-se que, no que tange ao tempo de ação disponível para atuação das autoridades no vale a jusante, o hidrograma com decaimento parabólico representa a pior situação possível e, portanto, a favor da segurança, uma vez que indica menores tempos disponíveis dentro dos quais todas as ações devem ser tomadas.

Lauriano (2009) verificou que: o modelo do hidrograma triangular simplificado resulta em um esvaziamento mais rápido do reservatório, podendo indicar situações bastante irreais; o hidrograma parabólico representa o tempo de esvaziamento do reservatório de forma mais gradual, o que pode indicar uma melhor caracterização do fenômeno; e que a escolha do tipo de hidrograma de ruptura, triangular ou parabólico, não alterou significativamente a propagação da onda cheia no vale a jusante.

Diante das considerações supracitadas, optou-se por utilizar o hidrograma com decaimento parabólico.

5.1.1.2. Cenário de ruptura por galgamento

a) Caracterização da brecha

Para o cenário de ruptura por galgamento o H_{hid} adotado foi igual a 20,65 m que corresponde à carga hidráulica com cota de 15 cm acima da crista ($H_{barr} + 0,15$ m, ou seja, 23 m de cota da crista – 2,5 m de cota do terreno + 0,15 m de lâmina d'água vertente), conforme recomendado por Viseu (2006).

Dessa forma, as características da brecha foram estimadas a partir das recomendações que constam nas Tabelas 6 e 7, e são apresentadas na Tabela 17.

No caso das indicações de Eletrobrás e Estados Unidos que apresentam uma faixa entre valores máximos e mínimos para a largura da brecha, foi feita também a

caracterização para um valor intermediário, ou seja, nesses casos foram feitas 3 caracterizações da brecha (valor mínimo, médio e máximo de largura da brecha).

Tabela 17 - Parâmetros da brecha da Barragem de Santa Helena (cenário de ruptura por galgamento)

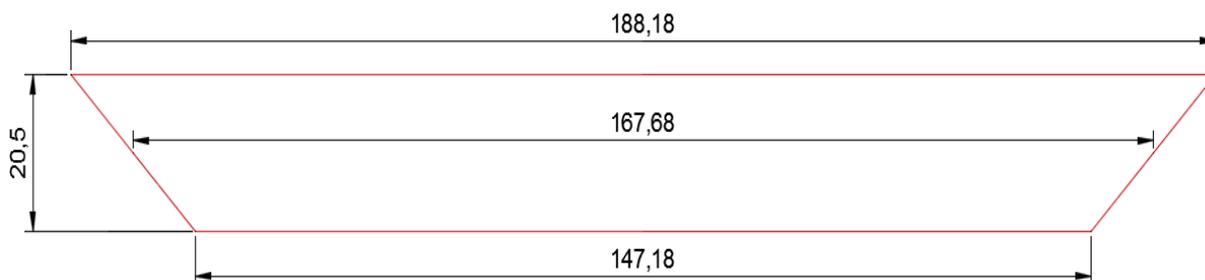
Autor das recomendações	Forma	Profundidade	Largura da base da brecha		
			Lmin.	Lmed.	Lmax.
Espanha (2001)	Trapezoidal com inclinação dos taludes de 1:1	20,5	147,18		
Estados Unidos (1992)	Trapezoidal com inclinação dos taludes de 1:1	20,5	10,25	35,86	61,50
Eletróbrás (2003)	Trapezoidal declividade lateral de 1:1	20,5	20,50	41,00	61,50
Von Thun e Gillette (1990)	Trapezoidal com inclinação dos taludes de 1:1	20,5	86,03		
Viseu (2006) – cenário extremo de ruptura	Trapezoidal	20,5	192,00		

Fonte: Próprio autor.

Ao analisar comparativamente as Tabelas 14 e 17, observa-se que as únicas diferenças encontradas para as brechas calculadas nos cenários 1 e 2 foram as das recomendações de Viseu (2006) e de Von Thun e Gillette (1990). A de Viseu (2006) diferiu do cenário anterior por adotar critérios distintos, ruptura total e parcial. Já a de Von Thun e Gillette (1990) diferiu nos dois cenários analisados por utilizar como parâmetro a carga hidráulica sobre a base da brecha (H_{hid}) e não a altura da barragem (H_{barr}) como as demais proposições.

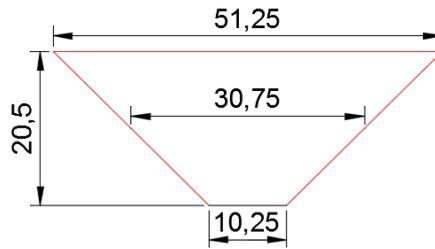
Os resultados apresentados na Tabela 17 foram ilustrados nas Figuras 38 a 46.

Figura 38 – Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo Espanha



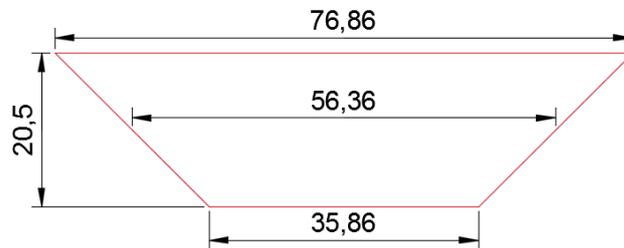
Fonte: Próprio autor.

Figura 39 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo EUA mín.



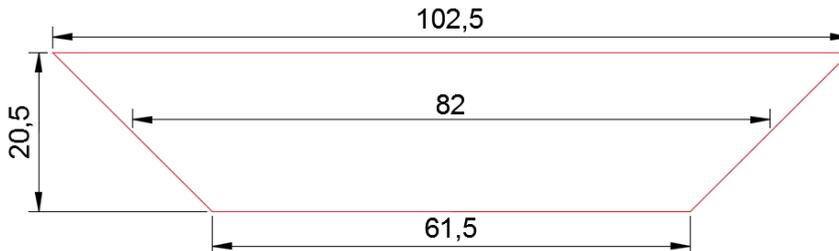
Fonte: Próprio autor.

Figura 40 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo EUA méd.



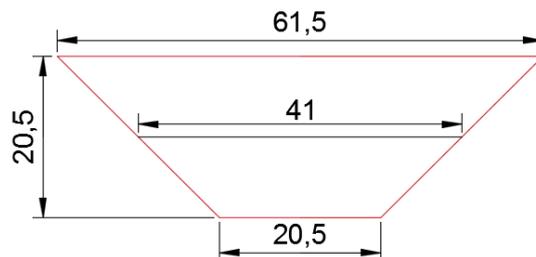
Fonte: Próprio autor.

Figura 41 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo EUA máx.



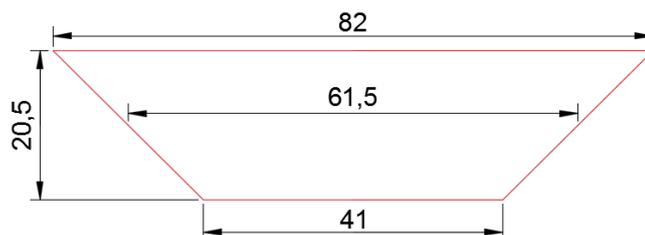
Fonte: Próprio autor.

Figura 42 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo Eletrobrás mín.



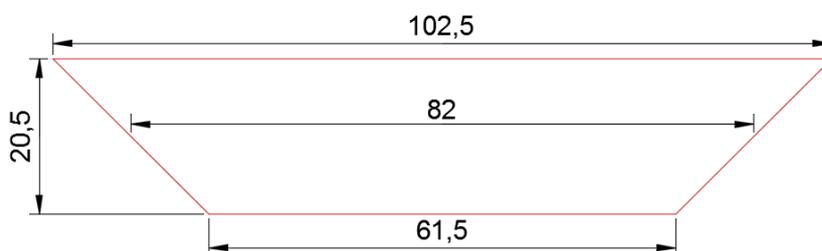
Fonte: Próprio autor.

Figura 43 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo Eletrobrás méd.



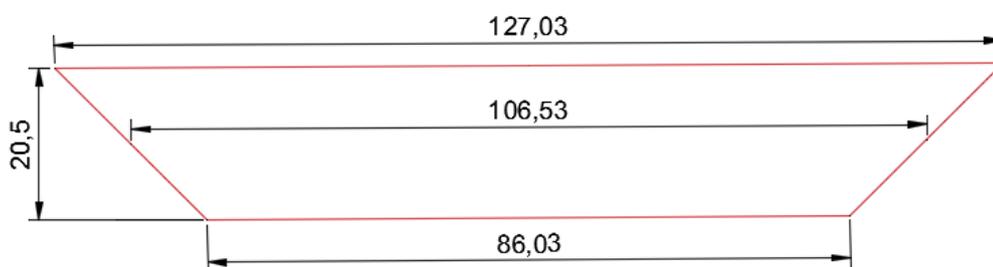
Fonte: Próprio autor.

Figura 44 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo Eletrobrás máx.



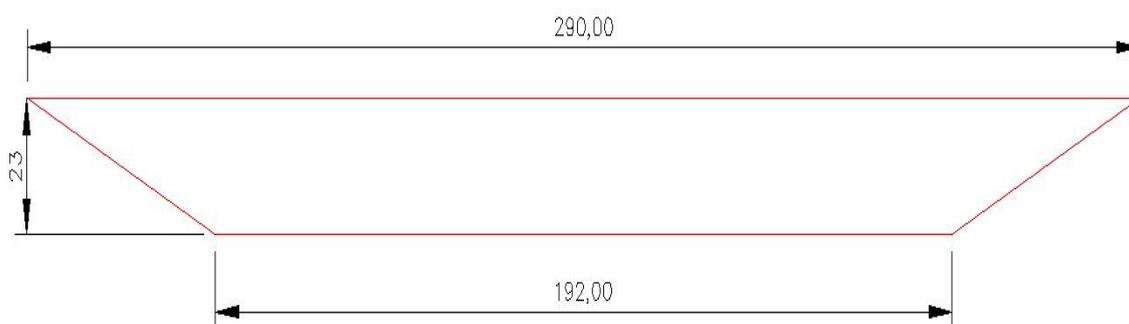
Fonte: Próprio autor.

Figura 45 - Caracterização da brecha para o cenário de ruptura por galgamento segundo Von Thun e Gillette



Fonte: Próprio autor.

Figura 46 - Caracterização da brecha adotada para o cenário de ruptura por galgamento segundo Viseu



Fonte: Próprio autor.

➤ *Seleção da brecha para esse cenário*

No que concerne ao cenário de ruptura por galgamento há que se considerar que:

- ✓ Adotar as brechas encontradas pelas indicações de EUA (mínima) ou Eletrobrás (mínima) seria uma consideração muito otimista, devido às pequenas dimensões dessas brechas (com largura da base igual a 10,25 m e 20,50 m, respectivamente) quando comparadas com as demais, principalmente por se estar analisando a pior situação possível que corresponde ao cenário extremo de ruptura;
- ✓ Em contrapartida, adotar a recomendação de Espanha ou de Viseu para a barragem em estudo poderia resultar um cenário muito pessimista, uma vez que as brechas encontradas por esses critérios foram muito grandes (com largura da base igual a 147,18 m e 192 m, respectivamente) quando comparada com as demais, representando uma ruptura quase total e total respectivamente. Além disso, há que se levar em conta que para as barragens com comprimento da crista extenso (como ocorre para a Barragem de Santa Helena) a adoção de ruptura total proposta por Viseu (2006) pode não ser aplicável, sendo, certamente, mais adequada para barragens construídas em vales encaixados. Já a recomendação de Espanha (1998), pode ter resultado em um valor elevado por estar em função do volume do reservatório;
- ✓ Com relação aos demais valores encontrados, observa-se que algumas recomendações resultaram em brechas idênticas (Eletrobrás máx. = EUA máx.) o que pode indicar que essa seria uma configuração mais confiável para ser aplicada à Barragem de Santa Helena;
- ✓ Dado o registro histórico do acidente, que afirma que dos 260 m de comprimento da crista da barragem restaram 160 m intactos (ou seja, que a largura da brecha foi igual a 100 m) e que na ocasião a cota do nível d'água do reservatório era de aproximadamente 20 m, entende-se que pode-se considerar que para o cenário de ruptura por galgamento, com cota do nível d'água no reservatório igual a 23,15 m, a brecha seria de maior dimensão que a ocorrida em 1985.

Diante do exposto, optou-se por adotar para este cenário a caracterização da brecha encontrada conforme indicações de EUA máx. e Eletrobrás máx. (com largura de base

igual a 61,5 m e da parte superior igual a 102,5 m), por ser ligeiramente de maior dimensão que a adotada no cenário anterior (que se caracteriza por ser menos grave). Outro fator que contribuiu para a escolha dessa configuração é que embora a dimensão da brecha apresente uma tendência crescente com a carga do reservatório, essa tendência não é muito brusca em decorrência da perda de carga que ocorre durante o escoamento pela brecha e a conseqüente perda de capacidade de erosão do material da barragem (CESTARI JR., 2015²).

b) Tempo de ruptura

O tempo de ruptura foi estimado a partir das equações empíricas apresentadas na Tabela 8 do capítulo anterior.

Os resultados encontrados são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 – Tempos de ruptura calculados para o cenário de ruptura por galgamento

Autores das equações	Tempo de ruptura (horas)
USBR (1988)	0,90
USBR (1989)	$0,5 < tr < 3$
Froehlich (1987)	Equação: 6,31; sendo que o limite é $tr < 1$
Singh (1989)	$0,25 < tr < 1,0$
Froehlich (1995)	5,58
	0,66
Von Thun e Gillette (1990)	0,31
Hartford e Kartha (1995)	0,68
Eletrobrás (2003)	$0,1 < tr < 1$

Fonte: Próprio autor.

Para o cenário de ruptura por galgamento, há que se considerar que nesse cenário as situações são as mais críticas, isto é, maiores brechas, vazões mais elevadas e menores tempos de pico/ruptura. Assim sendo, os valores 6,31 h e 5,58 h foram eliminados por serem maiores que o tempo de adotado no cenário de ruptura por percolação.

Diante dos demais valores, optou-se por adotar o tempo de ruptura igual a **0,9 h** por esse estar dentro dos limites propostos por três autores, USBR (1989), Singh (1989) e Eletrobrás (2003), o que pode indicar que está dentro de uma faixa de maior segurança para a estimativa, e por ser estar mais próximo do valor médio encontrado

² Cestari Jr, E. *Análise de sensibilidade na construção dos cenários de ruptura*. Salvador, 30 out. 2015 (informação verbal).

(retirando os dois valores que representariam um tempo de ruptura maior que o adotado para o cenário anterior).

c) Vazão de pico

Com a caracterização da brecha e com os dados da barragem e do seu reservatório, foi possível calcular a vazão para o cenário de ruptura por galgamento, a partir da aplicação das equações empíricas apresentadas na Tabela 9, obtendo-se os resultados apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 - Vazões do cenário de ruptura por galgamento

Autores das equações	Vazão de ruptura calculada (m³/s)
Kirkpatrick (1977)	2.487,21
Hagen (1982)	64.249,67
Costa (1985)	5.075,73
	50.698,67
	13.383,72
USBR (1989)	4.882,83
Froehlich (1995)	8.528,10
Singh (1996)	12.938,79
Institution of Civil Engineers (1996)	2.473,59
Webby (1996)	13.021,09
Lemperière (1996)	27.112,13
Espanha - Ministerio de Medio Ambiente (1998)	45.985,08

Fonte: Próprio autor.

Observa-se que, assim como ocorreu no estudo das vazões do cenário de ruptura por percolação, foram encontrados valores muito distintos na aplicação das equações. Dessa forma, as considerações feitas para o cenário de ruptura por percolação, subsidiadas pela avaliação da aplicabilidade das equações para o estudo de caso, foram utilizadas a fim de reduzir as incertezas nessa fase.

Assim sendo, optou-se por eliminar as vazões 64.249,67 m³/s, 50.698,67 m³/s, 27.112,13 m³/s e 45.985,08 m³/s, por entender que as equações que recomendam esses valores não se mostraram aplicáveis à Barragem de Santa Helena, conforme análise realizada no cenário anterior.

Logo, considerando que o presente cenário deve se configurar como sendo mais grave, com maiores vazões, foi adotada como vazão de pico para o mesmo a vazão de 13.383,72 m³/s, por ser a maior vazão restante.

Por se tratar de um cenário de ruptura por galgamento, deve-se considerar a vazão afluente ao reservatório no momento do evento. Nesse caso, a vazão afluente foi

considerada como sendo igual à vazão de projeto do vertedor ($T_r = 10.000$ anos = $1.776,3 \text{ m}^3/\text{s}$), conforme recomendado por USBR (1988) e por Viseu (2006).

Dessa forma, obteve-se a seguinte vazão de pico para esse cenário:

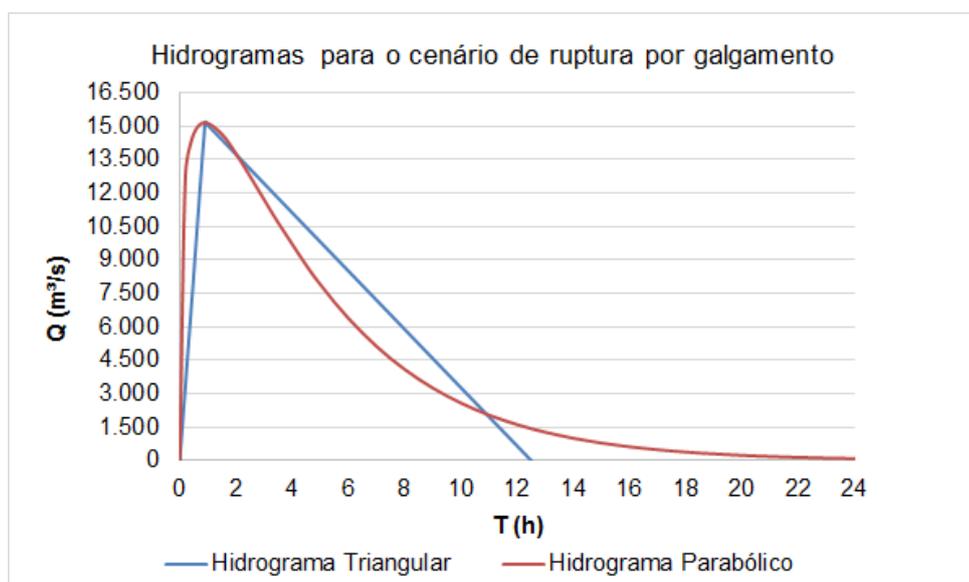
- **Cenário 2** - ruptura por galgamento (com ruptura maior e mais rápida da barragem) – $Q_p = 15.156,02 \text{ m}^3/\text{s}$.

d) Hidrograma de ruptura

Para esse cenário, o hidrograma com decaimento parabólico indicou um tempo de esvaziamento do reservatório igual a 24 horas e o fator de ponderação (k) correspondente a 0,23. Já o hidrograma triangular apresentou um tempo de base igual a 12,5 horas.

Os hidrogramas calculados são apresentados na Figura 47.

Figura 47 – Hidrogramas calculados para o cenário de ruptura por galgamento



Fonte: Próprio autor.

Pelos mesmos motivos apresentados para a escolha do hidrograma de ruptura no cenário avaliado anteriormente, para esse cenário foi adotado o hidrograma com decaimento parabólico.

5.1.2. Calibração, validação e simulação da propagação da onda de cheia

Os hidrogramas de ruptura elaborados foram utilizados na simulação da propagação da onda de cheia para cada cenário. Contudo, para obter resultados que

representassem bem o comportamento hidrodinâmico do sistema, antes da simulação foi realizada a calibração e validação dos coeficientes do modelo com uso de informações aferidas em campo (medições de vazão, cota da lâmina d'água e velocidade do escoamento) que foram comparados com os valores simulados na mesma seção.

5.1.2.1. Calibração e validação do modelo

- **Calibração**

Na calibração do modelo foram realizadas variações dos coeficientes de rugosidade (Manning) do canal principal e da planície de inundação. A variação dos mesmos foi feita a partir das características aferidas em campo e das faixas de valores recomendados pela literatura para as propriedades identificadas.

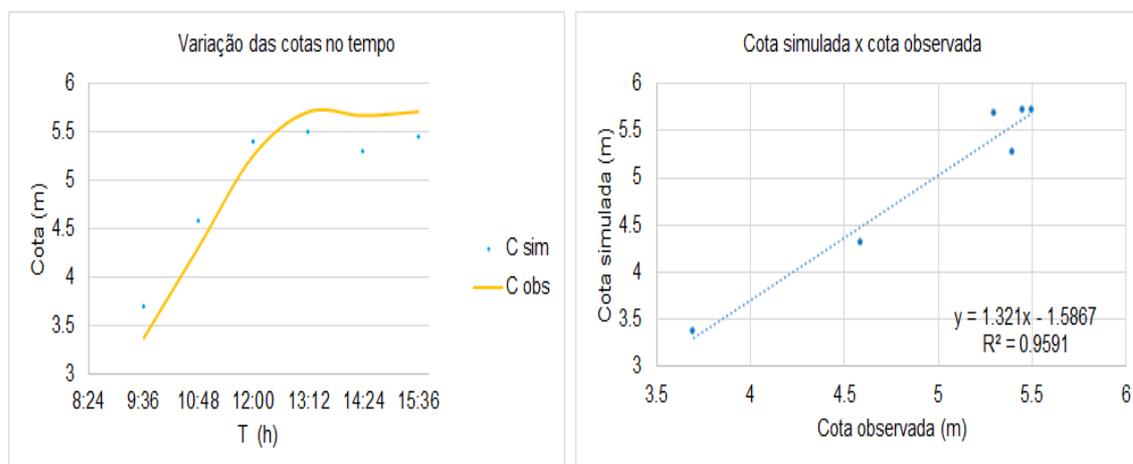
Para o canal principal, o coeficiente de Manning variou entre 0,03 (trechos mais largos, menos sinuosos e mais limpos) e 0,065 (rio sinuoso com muita vegetação). Para a planície de inundação variou entre 0,1 (áreas com vegetação média a densa) e 0,15 (áreas de ocupação urbana). Além disso, foram inseridos os valores dos coeficientes de contração e expansão, 0.3 e 0.5 respectivamente, para as três pontes.

A calibração do modelo foi realizada para o primeiro período de medições, visando o melhor ajuste para cota da lâmina d'água e para a velocidade do escoamento.

O primeiro período, utilizado na calibração, corresponde ao primeiro dia de medições (09/09/2015), no qual foram realizadas medições com intervalo médio de uma hora. Assim sendo, na condição de contorno de montante foi inserido o hidrograma medido, e na de jusante o cotograma do Porto de Salvador obtido com a DHN.

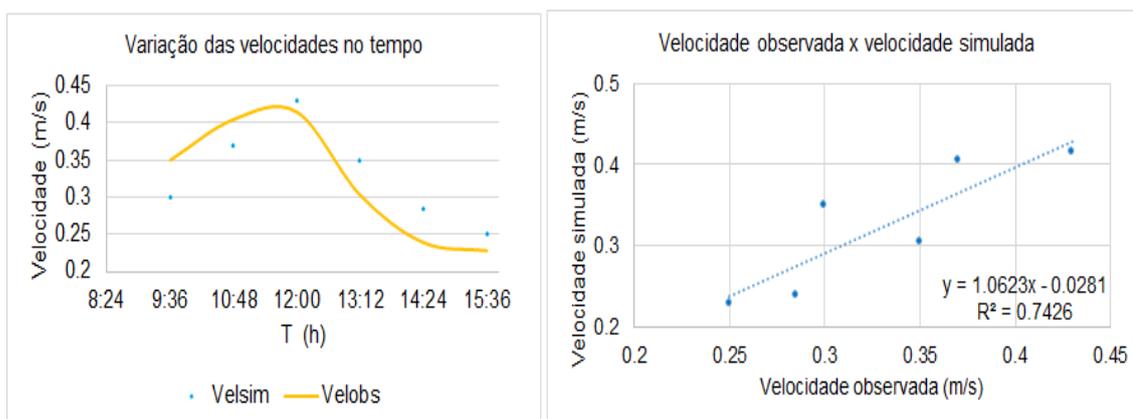
As Figuras 48 e 49 ilustram o melhor ajuste encontrado na calibração.

Figura 48 – Cotas observadas e simuladas (calibração)



Fonte: Próprio autor.

Figura 49 – Velocidades observadas e simuladas (calibração)



Fonte: Próprio autor.

A análise dos gráficos permite inferir que os coeficientes utilizados na calibração possibilitaram que o modelo representasse bem o comportamento hidrodinâmico do sistema. Para todas as componentes hidrodinâmicas, os coeficientes de determinação (R^2) ficaram acima de 70%, sendo o menor deles (74%) encontrado para a relação entre as velocidades simuladas e observadas.

Os parâmetros de desempenho (NSE e CP) calculados na calibração do modelo são apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 – Coeficientes de desempenho na calibração

Componente hidrodinâmica	NSE	CP
Cota (m)	0.90	0,97
Velocidade (m/s)	0.73	0,86

Fonte: Próprio autor.

Com relação ao NSE observa-se que foram encontrados valores bons, próximos de 1. Já para o CP, observa-se que ele indica uma forte correlação entre as cotas de lâmina d'água simuladas e observadas assim como para as velocidades.

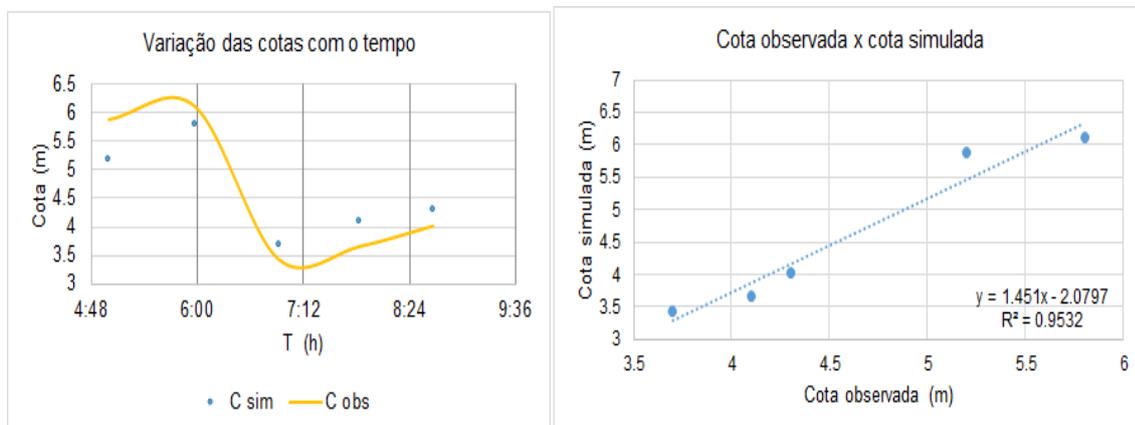
Embora os resultados encontrados na calibração sejam bons, pode-se inferir que uma melhor caracterização geométrica da calha do rio a partir do levantamento de uma quantidade maior de seções batimétricas, assim como medições do nível d'água na foz do rio Jacuípe e uma série maior de dados fluviométricos observados, favoreciam a obtenção de melhores resultados.

- **Validação**

A validação do modelo foi realizada para o segundo período de medições, 10/09/2015, no qual foram realizadas medições com intervalo médio de uma hora.

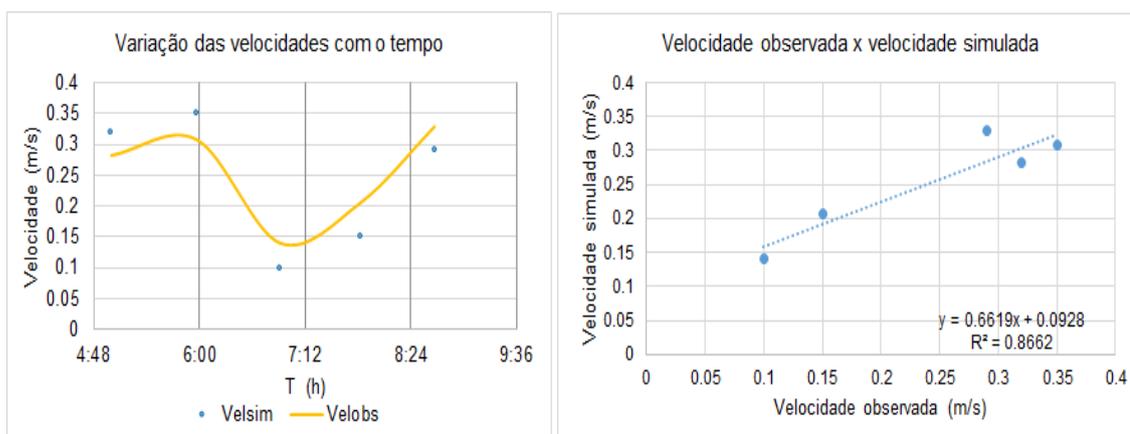
As Figuras 50 e 51 ilustram os resultados da validação dos coeficientes utilizados no modelo.

Figura 50 – Cotas observadas e simuladas (validação)



Fonte: Próprio autor.

Figura 51 – Velocidades observadas e simuladas (validação)



Fonte: Próprio autor.

A análise dos gráficos permite inferir que os coeficientes do modelo foram bem ajustados, podendo nessa fase ser validados, tendo em vista que continuam possibilitando uma boa representação da hidrodinâmica do sistema para um outro período de aferição. Para as duas componentes hidrodinâmicas, o coeficiente de determinação (R^2) ficou acima de 80%, sendo o menor deles (86%) novamente encontrado para a relação entre as velocidades simuladas e observadas.

Os parâmetros de desempenho (NSE e CP) calculados na validação do modelo são apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Coeficientes de desempenho na validação

Componente hidrodinâmica	NSE	CP
Cota (m)	0.86	0,98
Velocidade (m/s)	0.61	0,93

Fonte: Próprio autor.

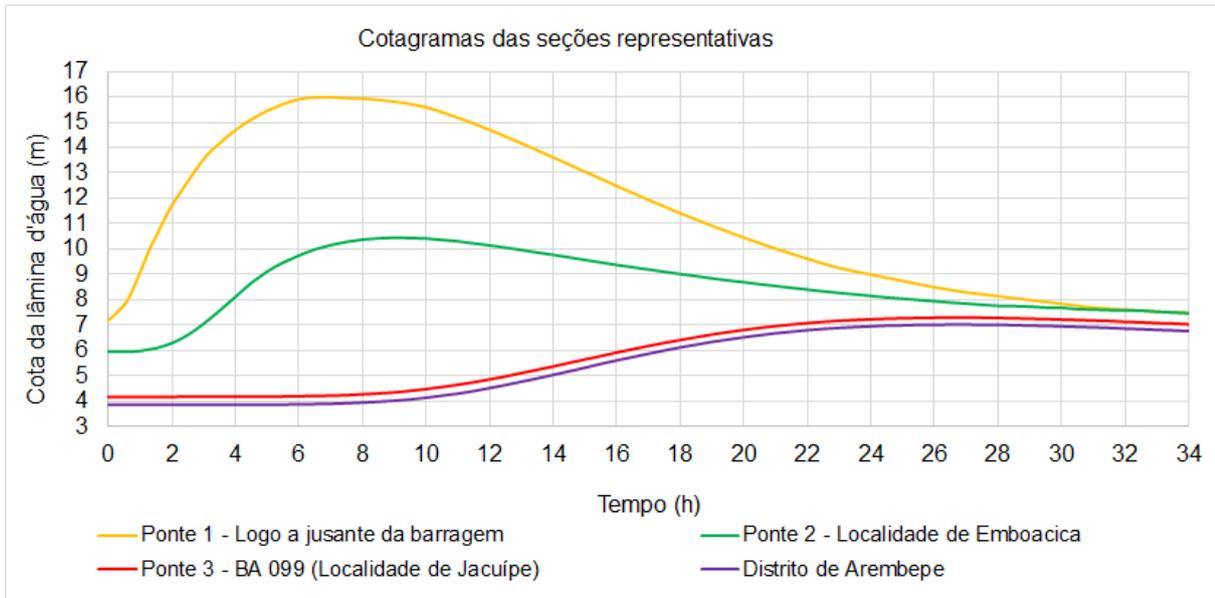
Com relação ao NSE observa-se que foram encontrados valores bons (próximos de 1). Assim sendo, pode-se inferir que o modelo fornece um bom ajuste para cheias, que é o principal objetivo desse estudo.

Já para o CP, observa-se que todos os resultados da validação também foram satisfatórios uma vez que indicam uma forte correlação.

5.1.2.2. Simulação da propagação da onda de cheia

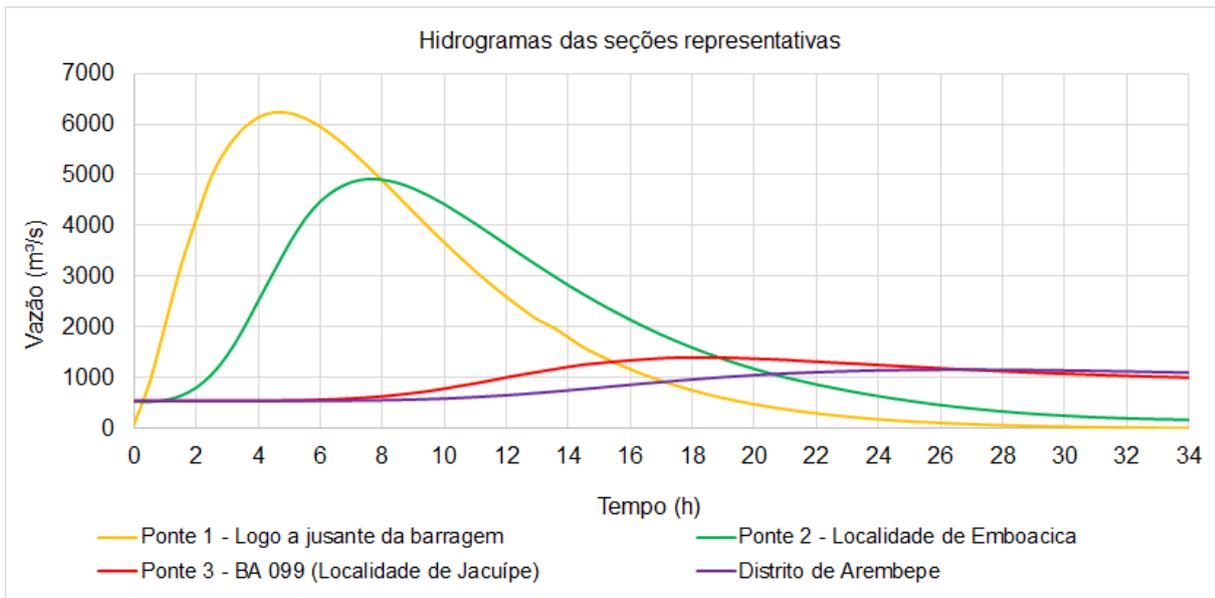
Os resultados das simulações dos cenários de ruptura por percolação e por galgamento, considerando regime de escoamento transitório, são apresentados nas Figuras 52, 53, 54 e 55 e na Tabela 22.

Figura 52 – Cotogramas das seções de interesse para o cenário de ruptura por percolação



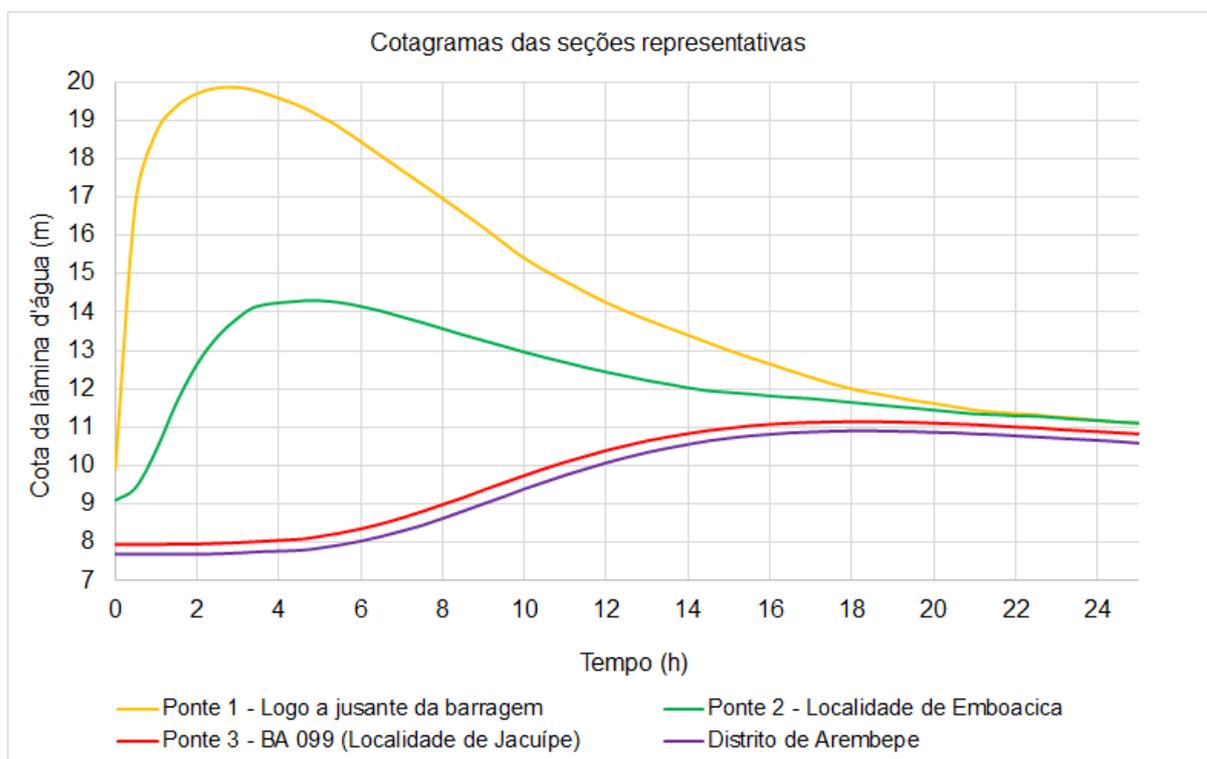
Fonte: Próprio autor.

Figura 53 – Hidrogramas das seções de interesse para o cenário de ruptura por percolação



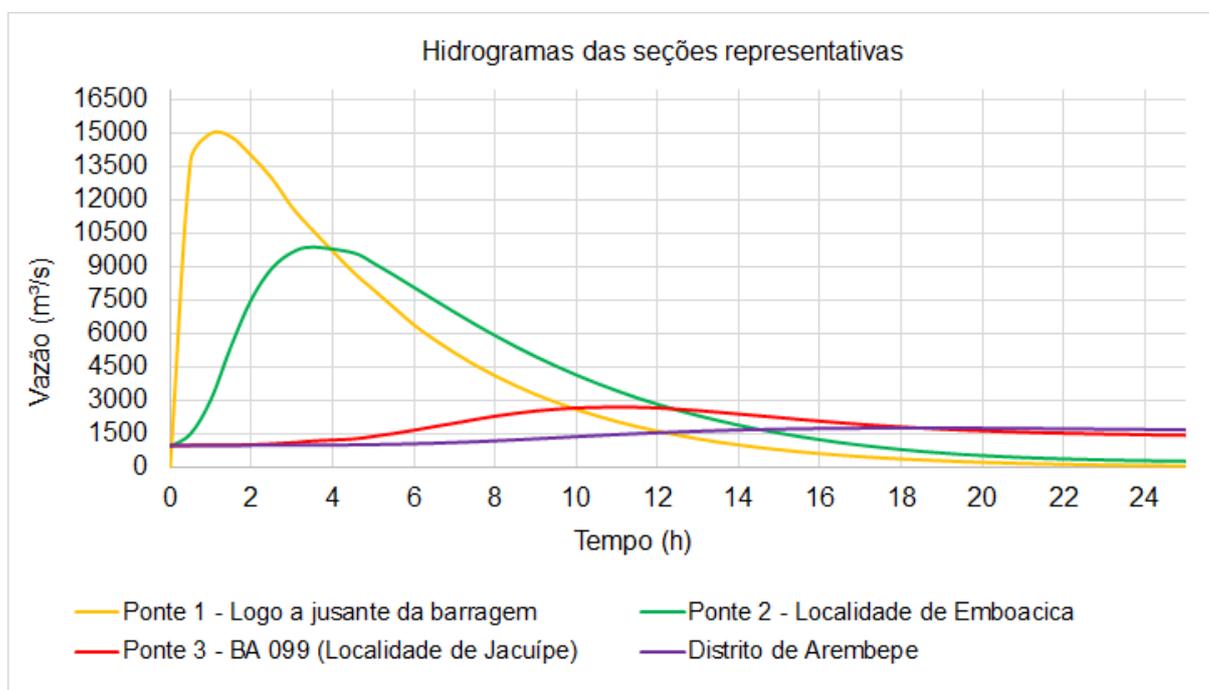
Fonte: Próprio autor.

Figura 54 – Cotagramas das seções de interesse para o cenário de ruptura por galgamento



Fonte: Próprio autor.

Figura 55 – Hidrogramas das seções de interesse para o cenário de ruptura por galgamento



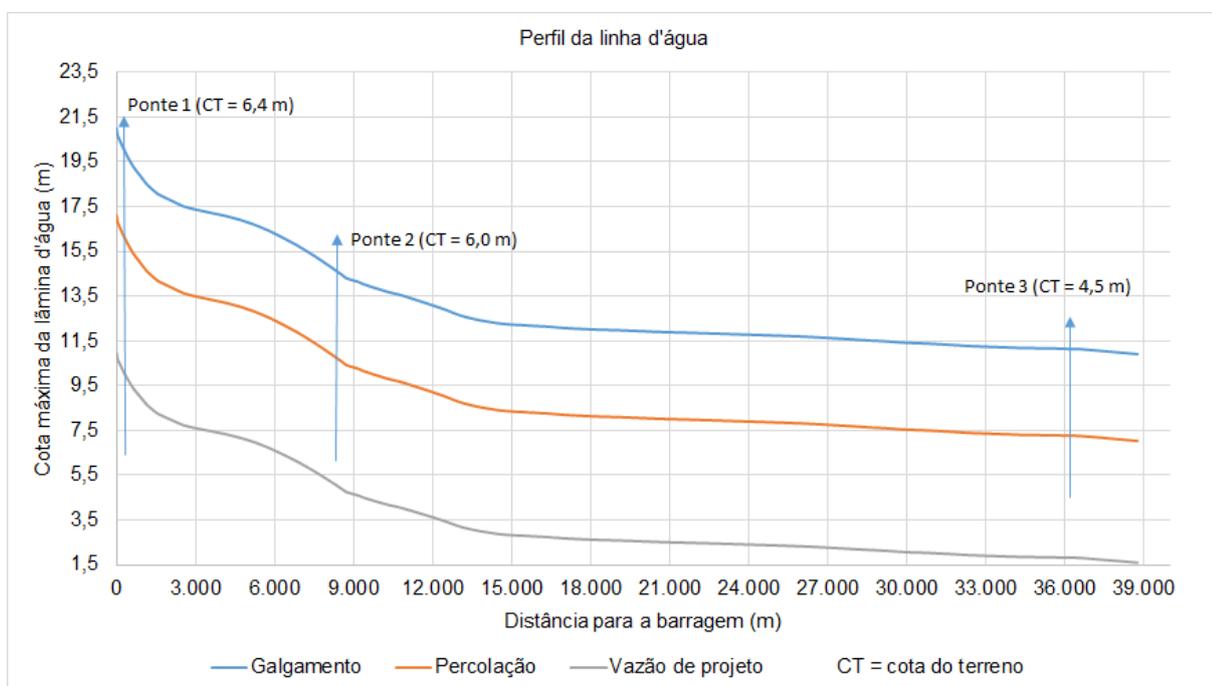
Fonte: Próprio autor.

Adicionalmente à simulação da propagação dos hidrogramas dos cenários de ruptura, foi também realizada a simulação da propagação da onda de cheia de projeto do vertedor ($1.776,3 \text{ m}^3/\text{s}$), com a finalidade de atender às premissas das metodologias.

Segundo os autores, quando a classificação dos danos for realizada para o cenário de ruptura por galgamento, é necessário fazer uma avaliação dos danos incrementais, subtraindo aqueles decorrentes da cheia de projeto. Dessa forma, para a cheia do vertedor foram avaliados os resultados da simulação referentes à cota máxima de inundação nas seções, para que os danos fossem classificados fora dessa mancha de inundação.

As cotas máximas da lâmina d'água para os dois cenários de ruptura e para o escoamento da vazão de projeto do vertedor são apresentadas na Figura 56.

Figura 56 – Perfil da linha d'água de máxima submersão em cada seção



Fonte: Próprio autor.

Tabela 22 – Comportamento da onda de cheia nas principais seções

Condição	Local	Distância da barragem para a seção representativa (km)	Cota do terreno (m)	Cota máx. da lâmina d'água (m)	Vel. máx. (m/s)
Ruptura por percolação	Ponte 1	0,37	6,4	15,9	4,7
	Ponte 2 / Localidade de Emboacica	8,73	6,0	10,4	3,22
	Ponte 3 / Localidade de Jacuípe	36,55	4,5	7,2	0,38
	Arembepe (nas proximidades do emissário)	38,74	6,0	7,0	0,77
Ruptura por galgamento	Ponte 1	0,37	6,4	19,8	7,6
	Ponte 2 / Localidade de Emboacica	8,73	6,0	14,3	3,76
	Ponte 3 / Localidade de Jacuípe	36,55	4,5	11,15	0,68
	Arembepe (nas proximidades do emissário)	38,74	6,0	10,8	0,88
Vazão de projeto	Ponte 1	0,37	6,4	9,7	3,4
	Ponte 2 / Localidade de Emboacica	8,73	6,0	4,8	1,16
	Ponte 3 / Localidade de Jacuípe	36,55	4,5	1,8	0,29
	Arembepe (nas proximidades do emissário)	38,74	6,0	1,6	0,35

Fonte: Próprio autor.

Os resultados apresentados indicam que:

- Para os dois cenários de ruptura existe uma tendência de comprometimento das principais vias de acesso no vale a jusante da Barragem de Santa Helena, considerando os cenários simulados;
- As áreas densamente habitadas, como a região de Jacuípe, poderiam ser atingidas;
- A inundação se propagaria até as imediações de Arembepe para os cenários de ruptura;

- Com a ocorrência da vazão de projeto do vertedor, não ocorreria o comprometimento das pontes situadas nas imediações da localidade de Emboacica nem da BA 099. Entretanto a primeira ponte do trecho avaliado poderia ser submersa.

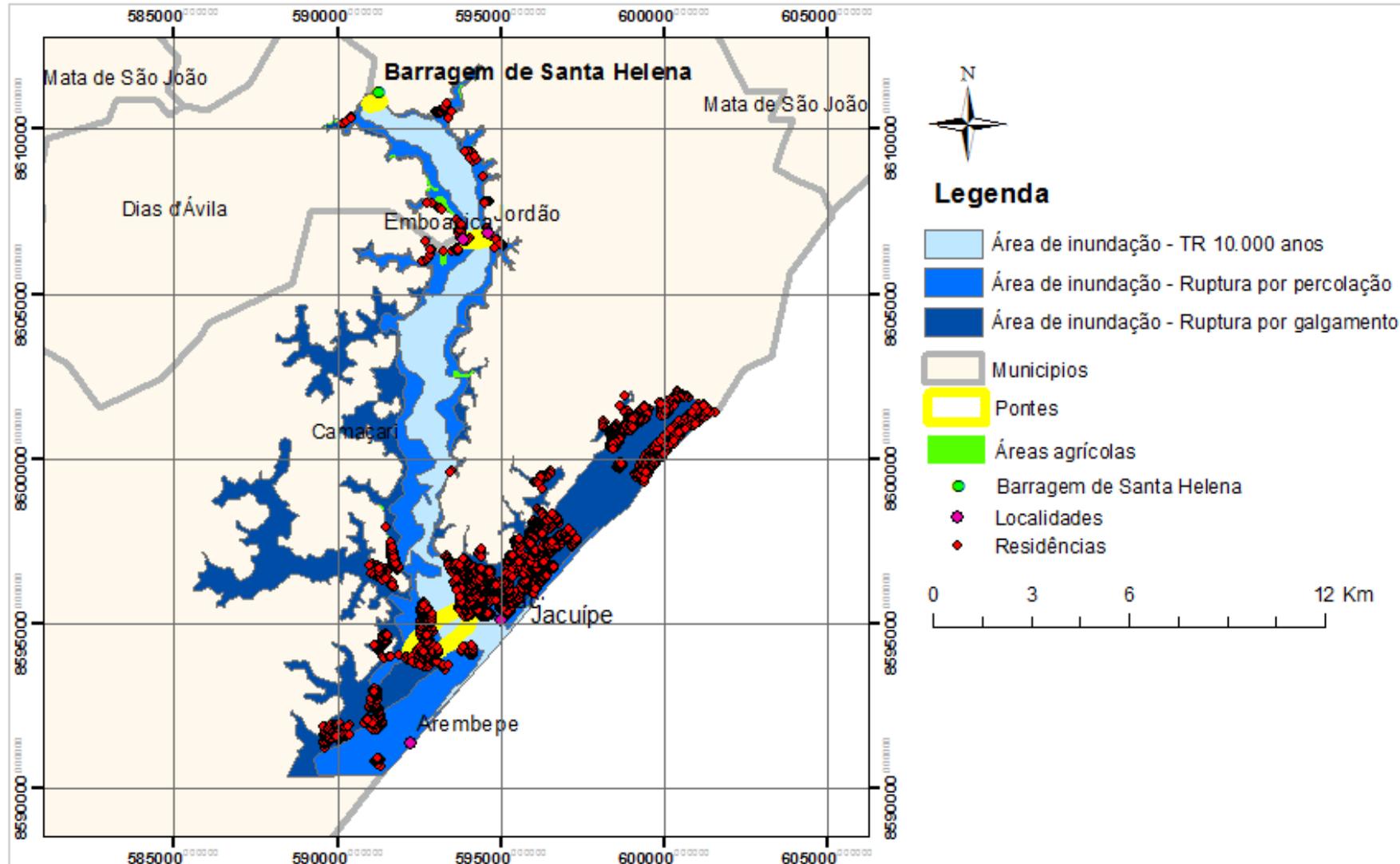
É possível observar também que as profundidades máximas da lâmina d'água ficaram relativamente elevadas. Certamente, essa configuração dos resultados encontrados se deve ao fato de se tratar, neste caso, de um vale cujo canal principal possui baixa declividade (0,00018 m/m) e pela área de inundação ser demasiadamente plana, conforme ilustrado no MDT, o que gera uma maior tendência para o acúmulo de água.

Além dessa configuração, é importante ressaltar a relativa compatibilidade existente entre os resultados encontrados através da simulação realizada para o cenário de ruptura por percolação e os relatos do acidente que ocorreu em 1985. Conforme citado anteriormente, de acordo com A TARDE (1985a), as regiões de Emboacica, Arembepe e Jacuípe foram inundadas, sendo essa a mesma abrangência de inundação estimada, a partir da comparação entre a cota do terreno e cota máxima da lâmina d'água na seção representativa (mais próxima da estrutura), para o cenário de ruptura por percolação, o que pode ser melhor visualizado nos mapas de inundação apresentados a seguir.

5.1.3. Mapas de inundação

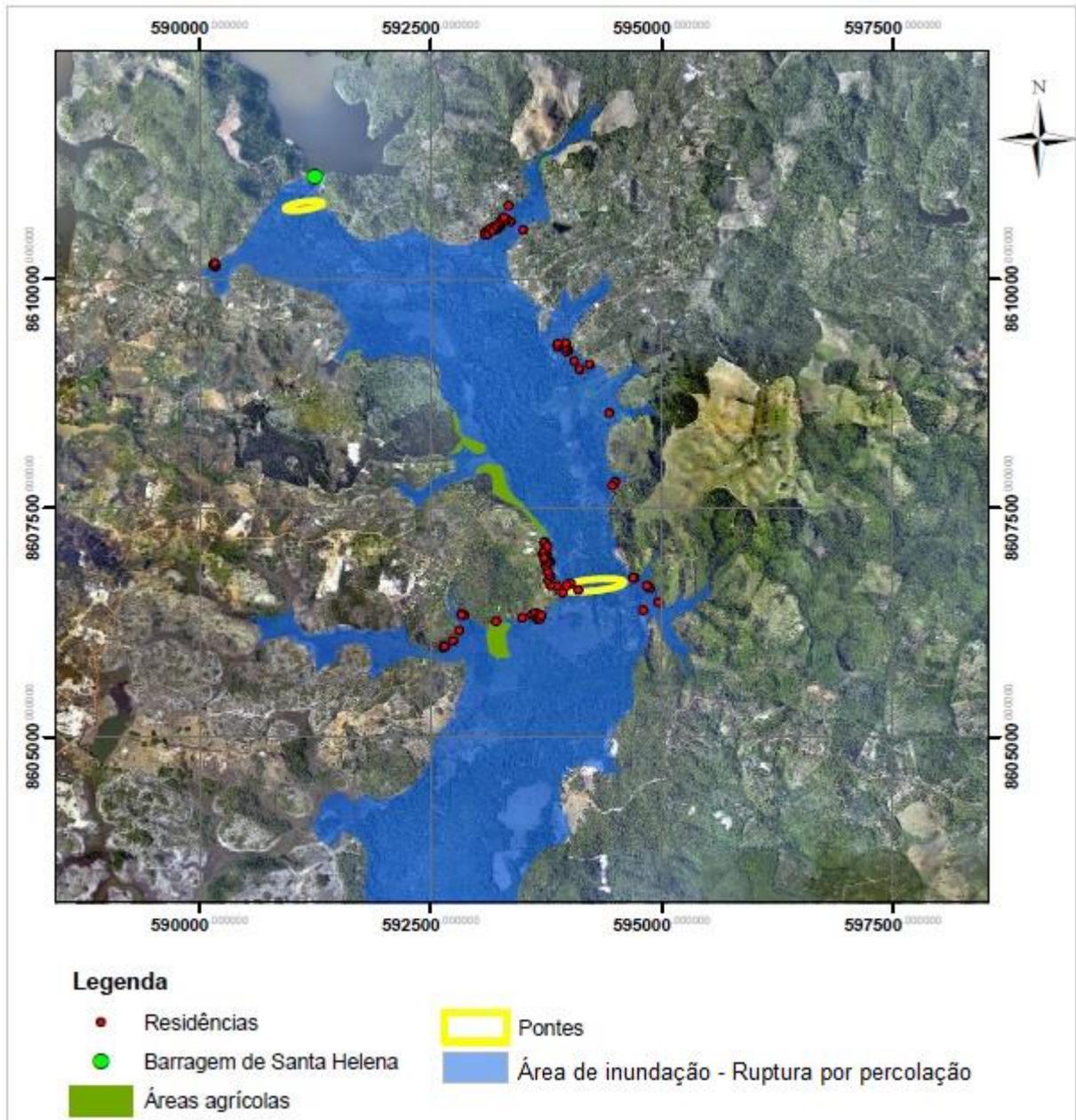
Com as cotas máximas da superfície da água em cada seção transversal, foram elaborados os mapas de inundação para os cenários de ruptura e para a cheia de projeto do vertedor. Os resultados são apresentados nas Figuras 57 a 63.

Figura 57 – Mapa de inundação para os cenários de ruptura e para a cheia de projeto



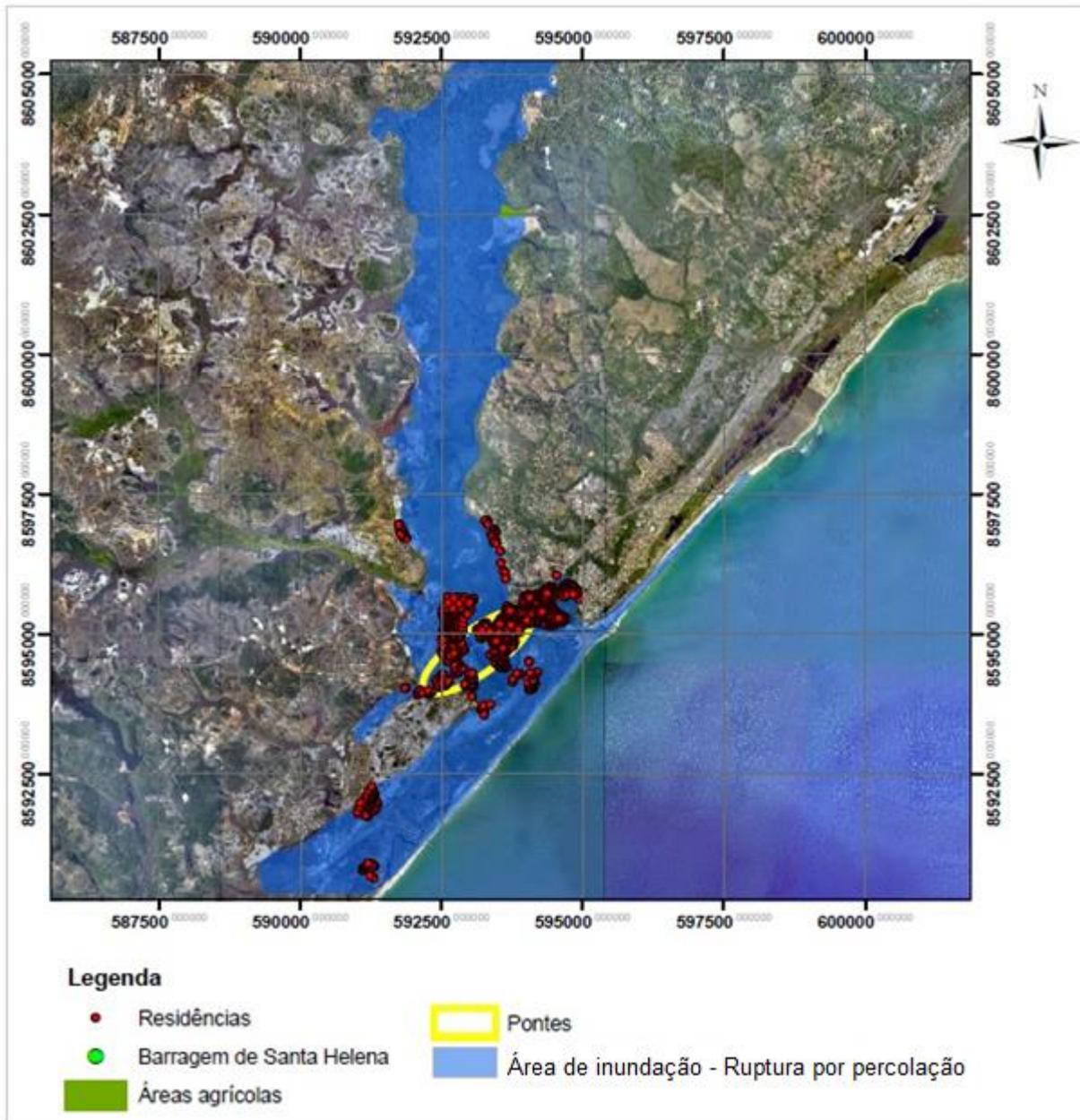
Fonte: Próprio autor.

Figura 58 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por percolação (detalhe 1)



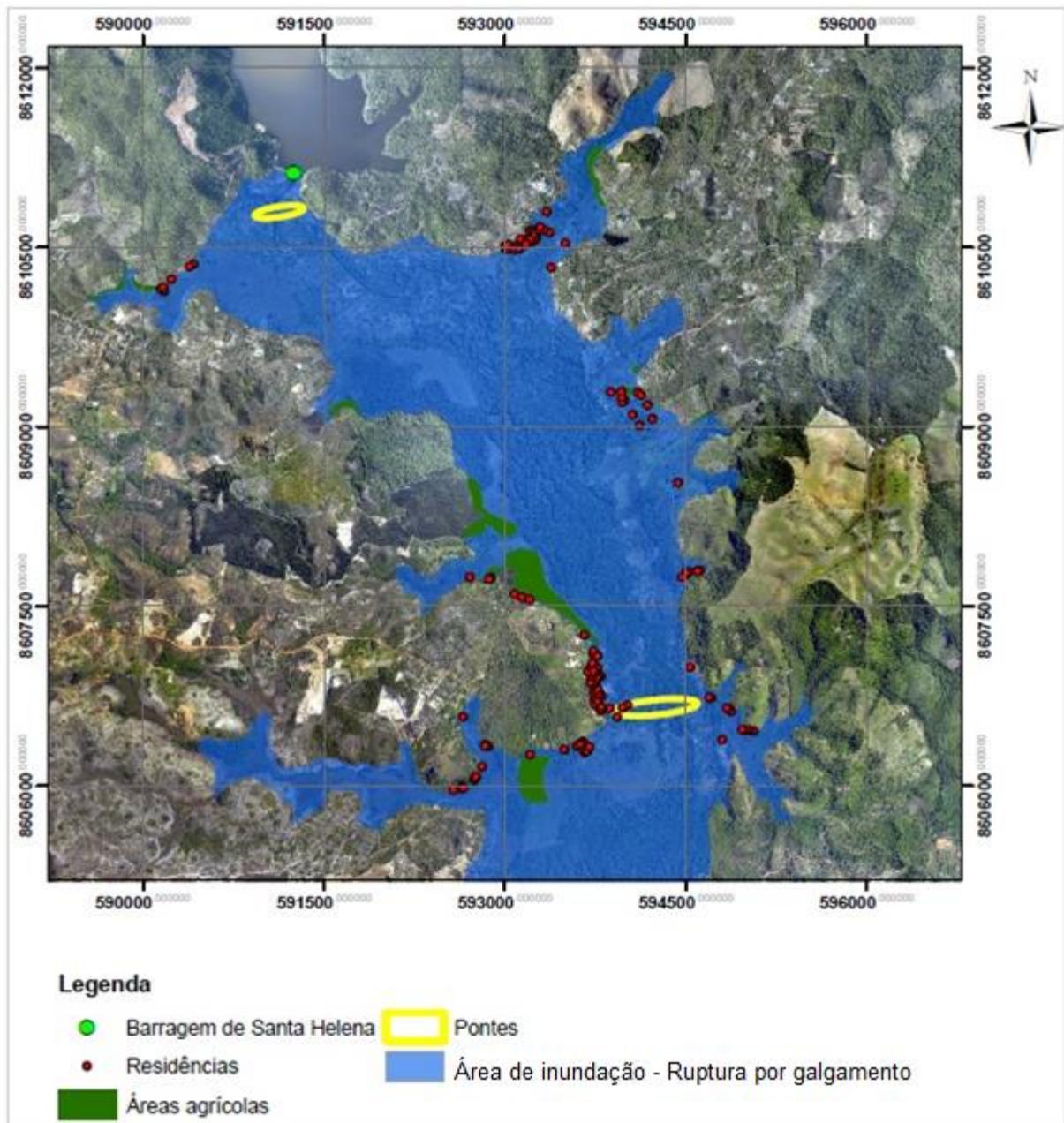
Fonte: Próprio autor.

Figura 59 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por percolação (detalhe 2)



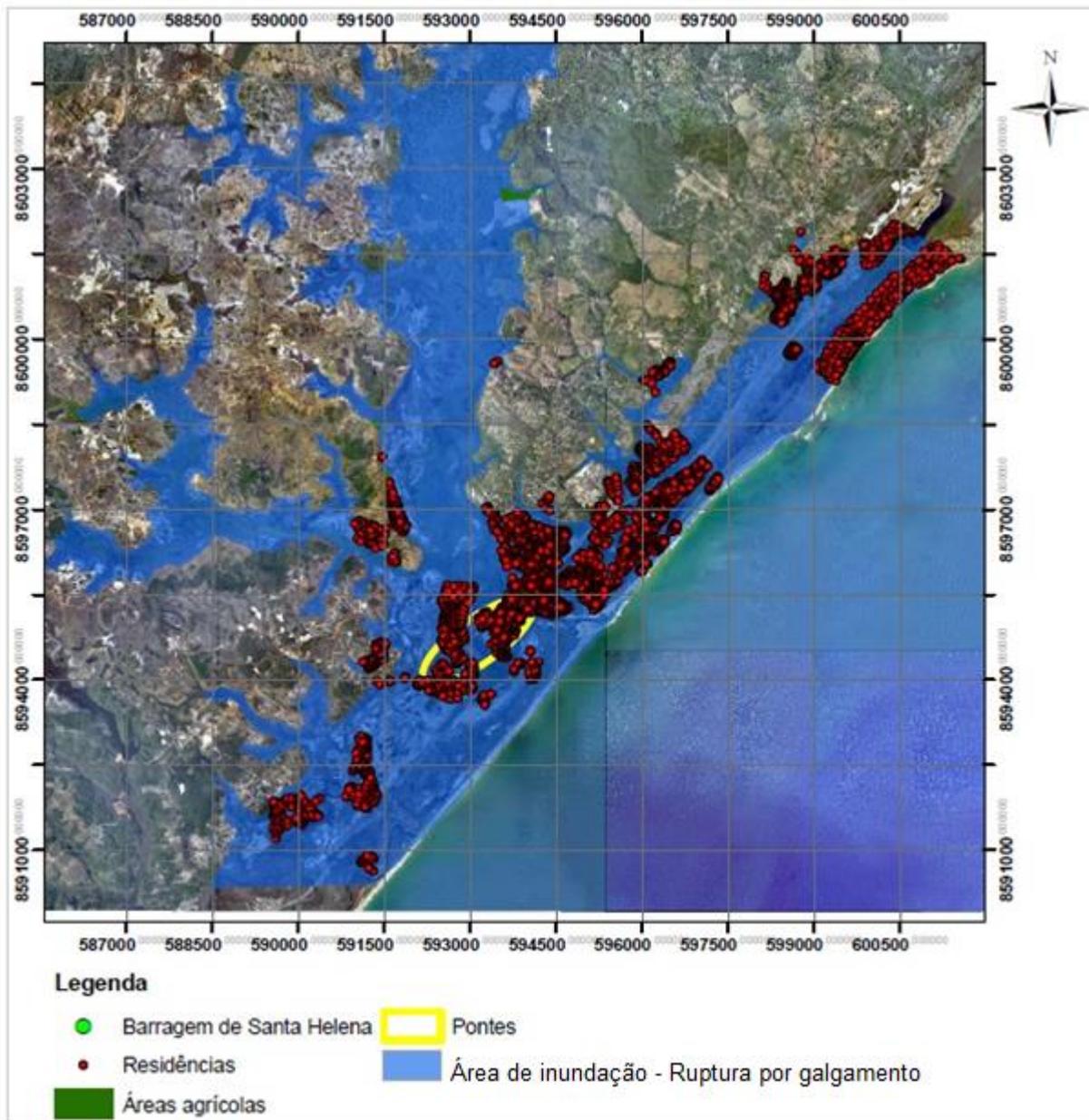
Fonte: Próprio autor.

Figura 60 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por galgamento (detalhe 1)



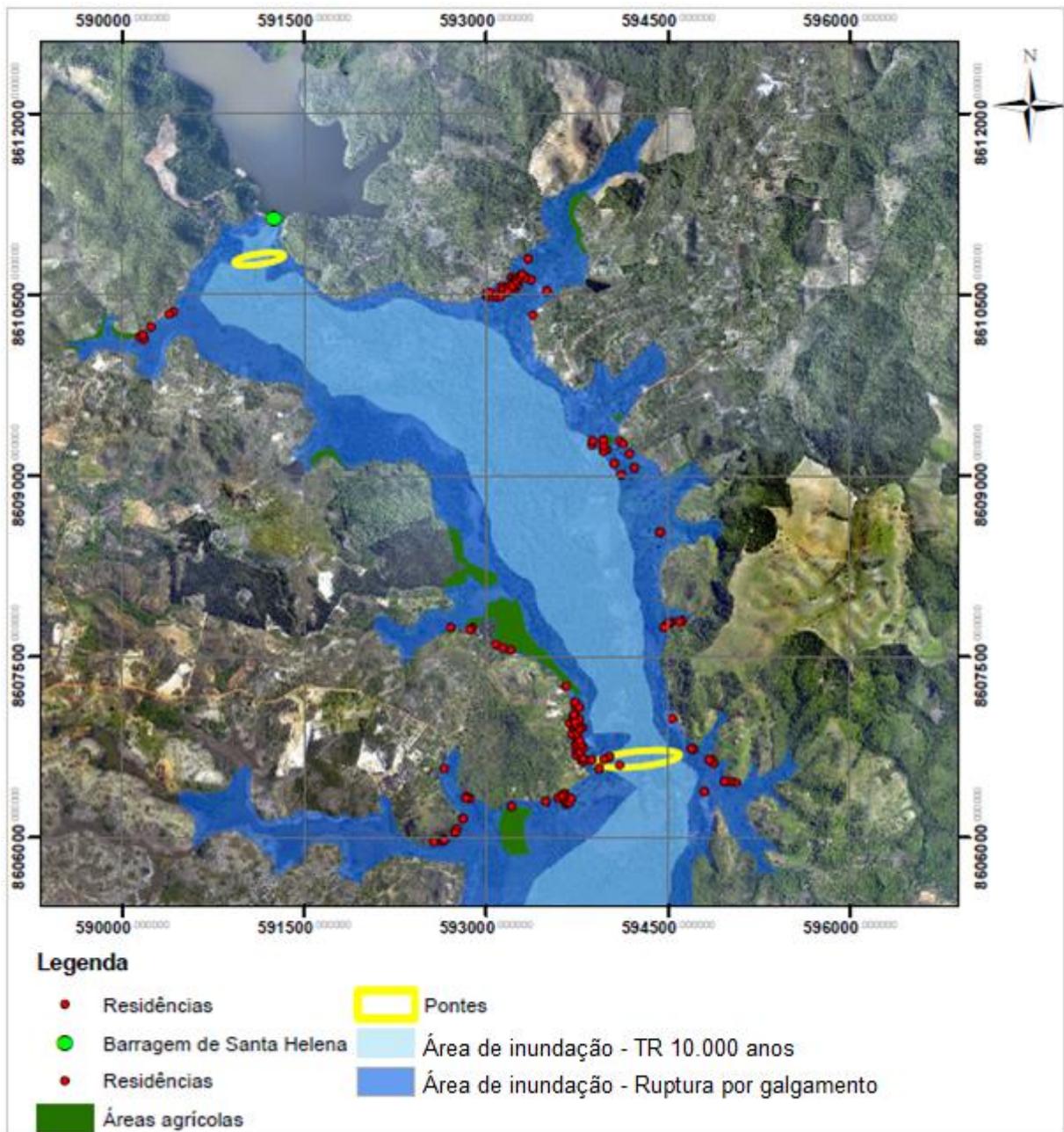
Fonte: Próprio autor.

Figura 61 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por galgamento (detalhe 2)



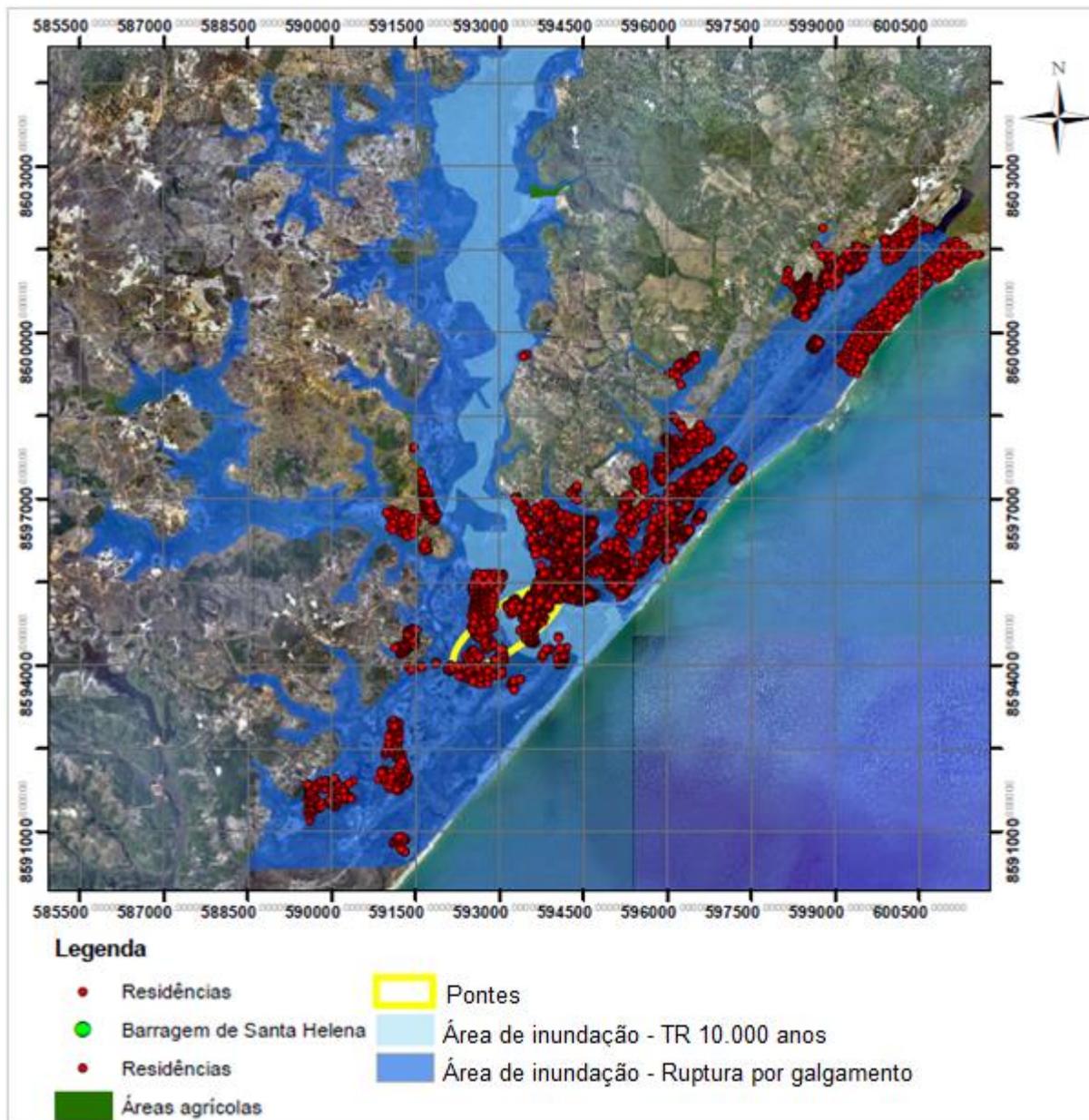
Fonte: Próprio autor.

Figura 62 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por galgamento e para a cheia decamilenar (detalhe 1)



Fonte: Próprio autor.

Figura 63 – Inundação prevista para o cenário de ruptura por galgamento e para a cheia decamilenar (detalhe 2)



Fonte: Próprio autor.

De acordo com as figuras apresentadas, foi possível identificar diversas residências inseridas em todas as manchas de inundação elaboradas, o que indica que esses eventos, mesmo que ocorressem com baixas velocidades de escoamento, já representariam danos sociais e econômicos.

Com relação à propagação da vazão de projeto do vertedor (cheia natural), foram identificadas muitas residências, principalmente na região de Barra do Jacuípe, e trechos com vegetação densa situadas na área de inundação. Nesse caso, esses

possíveis danos, de acordo com os autores das metodologias de classificação de danos utilizadas nessa pesquisa, não poderiam ser atribuídos ao colapso da barragem uma vez que poderiam ocorrer mesmo sem a existência desta. Entretanto, mesmo considerando essa avaliação incremental, muitas estruturas que poderiam ser atingidas com a ruptura da barragem encontram-se entre as manchas de inundação do cenário de ruptura por galgamento e da cheia decamilenar, conforme ilustrações apresentadas.

Com vistas à gestão do risco no vale, foi realizado o zoneamento da inundação considerando o tempo de chegada da onda de cheia. Assim sendo obteve-se a seguinte delimitação, a qual é ilustrada na Figura 64:

- $0 \leq ZAS \leq 8,9$ km (Englobando as localidades de Emboacica e Jordão, no município de Camaçari);
- $8,91 \leq ZIP \leq 20,9$ km;
- $ZIS \geq 20,91$ km (Região de Jacuípe e de Arembepe inserida nessa zona, no município de Camaçari).

Figura 64 – Zoneamento da área de inundação



Fonte: Próprio autor.

5.1.4. Classificação dos danos de acordo com a metodologia do Índice de Risco

Nessa fase da pesquisa, foram quantificados e classificados os danos inseridos na área entre a inundação da cheia natural e a inundação da ruptura da barragem por galgamento, conforme recomendação da autora da metodologia.

Com base nessas premissas foram identificadas:

- Cerca de 3.600 residências;
- 60 hectares de área agrícola;
- Duas rodovias estaduais (BA 099 e BA 529);
- Outras infraestruturas de menor porte (estradas de barro);
- Nenhuma indústria;
- Um emissário de efluente industrial tratado;
- Áreas com vegetação densa;
- Um estuário.

Dessa forma foram encontrados os seguintes valores para os subíndices:

- $I_{dem} = 4$ (PAR ≥ 100)
- $I_{amb} = 4$ (impactos graves)
- $I_{ind} = 0$ (nenhuma indústria)
- $I_{agr} = 0$ (menos de 500 há de área agrícola)
- $I_{inf} = 4$ (estruturas muito importantes atingidas).

Com relação aos pesos dos subíndices, foram adotados os seguintes valores: $K_1 = 0,6$, $K_2 = 0,2$ e $K_3 = 0,2$, considerando os danos ambientais com a mesma importância dos danos econômicos por:

- Se tratar de uma zona costeira, com manguezais, de alta importância ambiental nessa área de transição e possuir vegetação densa e preservada na maior parte do trecho, o que representa forte tendência em gerar danos ambientais significativos;
- Por se tratar de uma área com fluxo turístico nas proximidades da foz, com edificações de alto padrão e com duas rodovias estaduais.

Logo o I_{risco} encontrado foi igual a 3,47 o que indica um risco de classe 4 e muito importante.

5.1.5. Classificação dos danos de acordo com a metodologia de Classificação do Risco

Inicialmente, para classificar os danos por essa metodologia, foram utilizados os resultados da simulação da propagação da onda de cheia para o cenário de ruptura por percolação.

Na área de inundação do cenário considerado foram identificadas:

- Cerca de 1.055 residências;
- 29 hectares de área agrícola;
- Duas rodovias estaduais (BA 099 e o trecho inicial da BA 529);
- Outras infraestruturas de menor porte (estradas de barro e ponte sobre o rio);
- Nenhuma indústria;
- Um emissário de efluente industrial tratado;
- Áreas com vegetação densa;
- Um estuário.

Com o mapa da área de inundação para o cenário de ruptura por percolação, elaborado com as cotas máximas da superfície da água em cada seção, foram identificadas as seções transversais mais próximas das residências e das vias de acesso, para viabilizar a classificação quanto às vidas em risco permanente e temporário.

Posteriormente foi calculado o risco hidrodinâmico das seções principais (mais próximas das edificações e das vias de acesso), sendo que o produto entre a profundidade e a velocidade do escoamento que forneceu o maior valor do risco hidrodinâmico, considerando os resultados durante a propagação do hidrograma de ruptura, foi plotado nos ábacos disponibilizados por USBR (1985), conforme apresenta-se nas Figuras 65, 66 e 67.

Figura 65 – Vidas em risco nas edificações

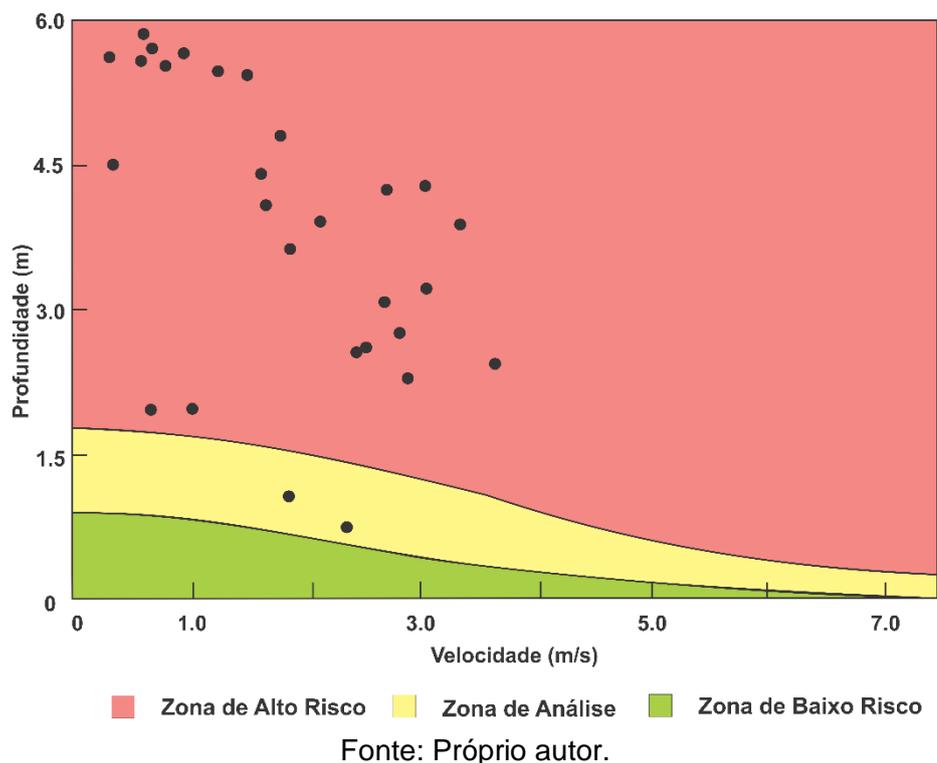


Figura 66 – Vidas em risco nas vias de pedestres

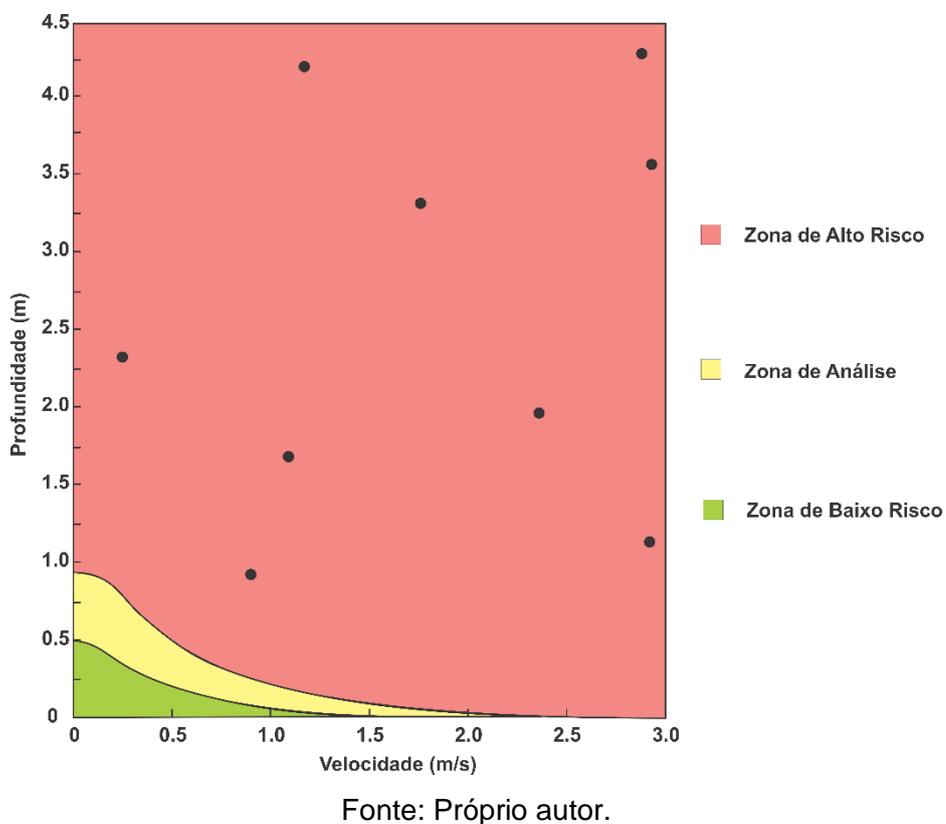
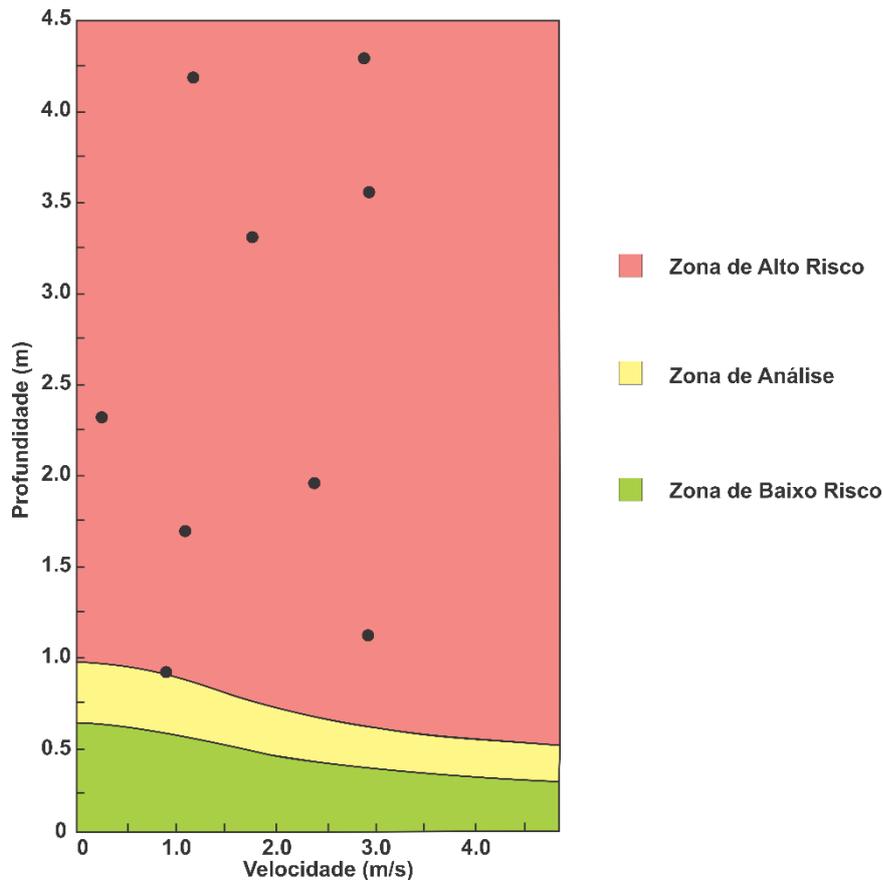


Figura 67 – Risco para passageiros de veículos



Fonte: Próprio autor.

Com base nas figuras apresentadas, observa-se que, considerando o zoneamento do risco hidrodinâmico, muitas vidas, em risco permanente e temporário, encontram-se dentro da zona de alto risco.

Assim sendo, a classificação dos danos para o cenário de ruptura por percolação por essa metodologia é de dano alto para todos os critérios: mais de 6 vidas em risco e expressiva perda econômica (área urbana, incluindo extensa comunidade, e relevantes recursos naturais).

Ressalta-se que, por já ter sido caracterizado um dano alto para o cenário de ruptura por percolação, não foi necessário seguir os demais passos (classificação dos danos para o cenário de ruptura por galgamento e do dano incremental), uma vez que, conforme esclarecido por USBR (1988), aumentar o carregamento desse sistema não mudaria a classificação.

5.2. COMPARAÇÃO DAS PREMISSAS E DOS RESULTADOS ENCONTRADOS COM A APLICAÇÃO DAS DUAS METODOLOGIAS

Após a aplicação das metodologias do Índice de Risco e da Classificação do Risco, avaliou-se:

- Qual das duas metodologias fornece uma classificação mais conservadora (maior dano/risco)?

Não foi possível indicar qual das duas metodologias é mais conservadora frente aos seguintes aspectos identificados:

- A aplicação das duas metodologias ao estudo de caso dessa pesquisa, resultou na classificação quanto aos danos decorrentes da ruptura da barragem como sendo de gravidade máxima.
- No que concerne à classificação quanto às vidas em risco, para a metodologia do Índice de Risco e com uma quantidade menor de vidas em exposição, por exemplo 6 (com correspondente $I_{dem} = 1$), e para um peso do subíndice de risco demográfico (k_1) igual a 0,5, é possível obter uma classificação como “Risco de importância reduzida”. Já para a metodologia de Classificação do Risco, para 6 vidas em exposição em uma zona acima da de baixo risco, obtêm-se uma classificação de “Alto risco”.
- Entretanto, quanto maior for a quantidade de vidas em exposição situadas na área de inundação, mais grave é a classificação pela metodologia do Índice de Risco, independente das características do escoamento. Já para a metodologia de Classificação do Risco, caso essas vidas em exposição estejam situadas em uma zona de baixo risco hidrodinâmico, as vidas em risco são assumidas como zero e a classificação se torna menos grave, e possivelmente de baixo risco.

- Houve maior dificuldade na aquisição de dados para a aplicação de alguma metodologia?

As duas metodologias requerem a mesma base de dados.

- Qual das duas metodologias requer mais tempo para chegar na classificação?

Com relação a esse aspecto, pode-se inferir que a metodologia de Classificação do Risco requer um caminho mais longo e demorado para a classificação, caso seja

necessário avaliar o cenário de ruptura por galgamento após o cenário de ruptura por percolação não resultar em uma classificação de alto risco. Em contrapartida, a metodologia do Índice de Risco já traz como premissa a classificação para o pior cenário possível

Além disso, na metodologia de Classificação do Risco é necessário avaliar os parâmetros: velocidade do escoamento; cota máxima da lâmina d'água; e profundidade do escoamento. A cota máxima da lâmina d'água é utilizada para elaborar o mapa de inundação, assim como na metodologia do Índice de Risco. Já os outros parâmetros são necessários para avaliar o risco hidrodinâmico.

Logo, mesmo que não seja necessário avaliar as consequências do cenário de ruptura por galgamento, a metodologia de Classificação do Risco requer a análise de mais variáveis demandando maior tempo para se obter a classificação.

5.3. PROPOSIÇÃO DE ADAPTAÇÃO DAS METODOLOGIAS APLICADAS

Para a gestão do risco nos vales a jusante de barragens, recomenda-se o uso de uma metodologia resultante da combinação entre as duas aplicadas nessa pesquisa com algumas adaptações:

- O início do processo de classificação seria como o da metodologia do Índice de Risco. Com vistas à maior agilidade, sem comprometimento da qualidade da análise, recomenda-se a classificação a partir do cenário de ruptura mais crítico para a barragem em questão e sem o zoneamento do risco hidrodinâmico, sendo mais conservador ao considerar que existe dano em toda área inundada;
- Sugere-se o uso dos subíndices da metodologia do Índice de Risco, por favorecerem uma classificação menos subjetiva e mais padronizada para diferentes vales, o que favoreceria a comparação dos resultados encontrados em diferentes sistemas e a priorização do direcionamento de recursos;
- Com relação ao risco demográfico, recomenda-se o estabelecimento do limite mínimo de uma vida para que a classificação seja de “Risco importante”, dada a complexidade de se estabelecer a importância ou o valor de uma vida, semelhantemente ao considerado por CNRH (2012). Dessa forma, a metodologia teria as seguintes condicionantes para classificação

- Se $PAR \geq 1$, então $I_{risco} = K_1 I_{dem} + K_2 I_{eco} + K_3 I_{amb}$, com $K_1 + K_2 + K_3 = 1$, $K_1 \geq 0,5$ e Classe do $I_{risco} \geq 3$ (Risco importante);
 - Se $PAR = 0$, então $I_{risco} = K_1 I_{dem} + K_2 I_{eco} + K_3 I_{amb}$, com $K_1 + K_2 + K_3 = 1$, $K_1 \geq 0,5$ e classe do I_{risco} variando no intervalo $0 \leq Classe \leq 4$.
- Para os vales que obtiverem uma classificação de “Risco importante”, recomenda-se a avaliação das características hidrodinâmicas da onda de cheia, ou seja, a verificação do risco hidrodinâmico com uso dos ábacos disponibilizados pelo autor da metodologia de Classificação do Risco. Essa fase não mudaria a classificação obtida, mas permitiria uma análise mais detalhada da gravidade da onda de cheia e o melhor planejamento das ações para as “zonas de alto risco”;
 - Quando for necessário avaliar o cenário de ruptura por galgamento, o dano incremental pode ser estudado, desde que o zoneamento do risco hidrodinâmico (verificado nos ábacos) para a “cheia natural” seja igual ao da “vazão de ruptura por galgamento”. Caso a propagação da vazão de ruptura proporcione um zoneamento do risco hidrodinâmico mais grave com relação ao que ocorreria com a cheia natural, então recomenda-se considerar os danos em toda área inundada e não apenas aqueles situados na região entre as duas manchas de inundação;
 - Como o intuito é subsidiar o processo de tomada de decisão em prol da gestão do risco, seria interessante o uso de uma metodologia que tivesse como premissa a indicação no mapa de inundação das zonas de alto-salvamento (ZAS) respeitando a proposta da ANA (2012), de intervenção principal (ZIP) e de intervenção secundária (ZIS), conforme apresentado na figura 64. Com esse zoneamento, as atividades do empreendedor (na ZAS) e dos agentes de proteção e defesa civil (na ZIP e na ZIS) podem ser melhor planejadas e direcionadas;
 - Dada a subjetividade na avaliação dos danos ambientais, identificada em maior grau na metodologia de Classificação do Risco, sugere-se o uso de uma metodologia semelhante à apresentada por Weiss *et al.* (2013). Adicionalmente às informações necessárias já consideradas pelas outras metodologias, ela requer apenas o mapa de solos. Esse mapa pode ser obtido gratuitamente para todo Brasil e por estado no site do IBGE (mapas temáticos – solos) ou no site

da Embrapa (Embrapa – solos). Além disso, considerações específicas para a área de estudo também devem ser feitas, como as citadas para a zona costeira.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Essa dissertação teve como objetivo classificar os danos decorrentes da ruptura de barragens de acumulação de água, com vistas à gestão de risco no vale, tendo como estudo de caso a Barragem de Santa Helena. Nesse sentido, com o desenvolvimento dessa pesquisa, conclui-se que, a partir da aplicação das metodologias do Índice de Risco e de Classificação do Risco, os danos decorrentes da ruptura da barragem são graves, uma vez que foram classificados como “Muito importantes” e como “Alto”, por cada uma delas, respectivamente, nível de gravidade máxima para cada metodologia.

Certamente, o grande volume do reservatório da barragem, a topografia plana da região e a ocupação densa nas proximidades da foz e muito próximas das margens do rio, contribuíram para essas classificações obtidas a partir de cenários de ruptura e de critérios distintos. Dessa forma, o resultado encontrado a partir de uma metodologia corrobora com o da outra, o que indica que o sistema barragem-vale estudado requer maior cautela com relação ao processo de gestão do risco.

No que concerne à redução das incertezas da estimativa dos parâmetros de ruptura, esse objetivo foi alcançado a partir da comparação dos resultados das equações empíricas com os dados registrados acerca do rompimento que ocorreu em 1985. Essa retroanálise permitiu concluir que algumas equações fornecem resultados que geram inconsistências para o estudo de caso, sobretudo aquelas que possuem como principal variável o volume do reservatório. Ademais, com essa linha de pesquisa, foi possível reduzir as incertezas com a diminuição da faixa de valores possíveis para cada parâmetro de ruptura.

Ressalta-se que, diferentes recomendações disponíveis na literatura podem conduzir a resultados muito distintos, os quais certamente impactam na avaliação da gravidade do evento e no planejamento das ações. Nesse contexto, na impossibilidade de se realizar uma retroanálise nos casos de barragens que não romperam, recomenda-se a verificação dos parâmetros de ruptura com base no banco de dados elaborado por Wahl (1998), com dados de ruptura de 108 barragens com características diversas.

Com relação à calibração e validação dos coeficientes do HEC-RAS, seria interessante que fossem verificadas posteriormente as condições de melhor ajuste tendo uma batimetria mais detalhada, uma série maior de medições hidrométricas e medições do nível d'água na foz do rio Jacuípe. Uma quantidade maior de dados se

faz necessária dada a grande extensão do trecho do rio analisado (quase 40 km), além deste possuir muitos meandros.

Os resultados encontrados a partir das simulações realizadas, mostram que com rompimento da barragem passa a existir uma macro cheia caracterizada por elevadas profundidades e velocidades de escoamento, com características mais destrutivas que a cheia de projeto do vertedor. Essa observação coloca em questão a avaliação do dano incremental, que não considera aqueles situados na área de inundação da cheia decamilenar, tendo em vista que a capacidade destrutiva da cheia natural é bastante inferior. No caso da área de estudo, além das residências inseridas na área de inundação da cheia de projeto, encontram-se também áreas com vegetação densa e um estuário. Logo, pode-se inferir que, o colapso da barragem, poderia causar danos consideráveis nessas áreas e que provavelmente não ocorreriam com o evento da cheia natural, pela maior capacidade de arraste de vegetação, de sedimentos, dentre outros. Por isso, acredita-se que os danos decorrentes da ruptura de barragens precisam ser quantificados em toda área de inundação, exceto quando o zoneamento do risco hidrodinâmico da cheia natural for igual ao da cheia de ruptura.

Com os mapas de inundação elaborados foi possível perceber a grande importância inerente aos mesmos. A identificação das áreas atingidas, das estruturas que podem ser inundadas e a quantificação dos danos, é de extrema importância para as fases de planejamento e resposta a eventos críticos. Além disso, ressalta-se que o conhecimento do risco de inundação pode subsidiar o ordenamento do uso e ocupação do solo, com vistas a redução da vulnerabilidade do vale. Esse fato, reforça a necessidade de se buscar a redução das incertezas na estimativa dos parâmetros de ruptura, uma vez que os mesmos refletem em todo o processo de gestão do risco e de tomada de decisão.

Em termos comparativos, não foi possível identificar qual das duas metodologias de classificação dos danos decorrentes da ruptura de barragens é mais conservadora dada a grande diferença entre seus critérios, embora usem a mesma base de dados. Entretanto, a metodologia de Classificação do Risco requer a análise de mais variáveis (profundidade, velocidade do escoamento e cota máxima da lâmina d'água) quando comparada com a metodologia do Índice de Risco, que requer apenas a cota máxima da lâmina d'água. Além disso, foi possível observar que com o uso dos subíndices da metodologia do Índice de Risco, é possível realizar uma classificação

com menor subjetividade a partir da quantificação das variáveis de danos no mapa de inundação, exceto para o subíndice de risco ambiental (I_{amb}) e para o de infraestruturas afetadas (I_{inf}) que devem ser definidos de acordo com o entendimento do responsável pela classificação.

No que se refere à indicação de uma metodologia de classificação dos danos compatível com aspectos legais do Brasil, não foi identificada qual das duas metodologias aplicadas seria mais adequada para uso na gestão de risco nos vales a jusante de barragens no país. Em contrapartida, foi indicada uma metodologia resultante da combinação entre as duas utilizadas com algumas adaptações, considerando também recomendações da ANA e do CNRH.

A partir do desenvolvimento dessa pesquisa, observou-se que a avaliação dos danos ambientais precisa ser realizada de forma menos subjetiva. Para isso, pode-se utilizar a proposta apresentada por Weiss *et al.* (2013), além de se considerar as particularidades da área de estudo que pode ser bastante vulnerável, como os estuários.

Por fim, os resultados dessa pesquisa podem colaborar para uma melhor gestão do risco nos vales a jusante de barragens, considerando a possibilidade de se estimar as consequências de um acidente e de classificar os danos para diversos sistemas barragens-vales de forma padronizada. Com isso, é possível efetuar o direcionamento de recursos de acordo com critérios de priorização, uma vez que a classificação dos danos decorrentes da ruptura de barragens pode indicar qual sistema requer mais atenção com vistas, prioritariamente, à redução da perda de vidas.

7. REFERÊNCIAS

AFONSO, J. R. *Barragens – Aspectos gerais*. In: INAG. Curso de Exploração e Segurança de Barragens. 1. ed. Lisboa: INAG, 2001. Cap. 1, 10 p.

Agência Nacional de Águas – ANA. Minuta – Resolução n ° XXX, de XXX de 2012 Estabelece a periodicidade de atualização e revisão, a qualificação do responsável técnico, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Ação de Emergência (PAE), conforme art. 8º, 11 e 12 da Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010 – Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Disponível em: <http://audienciapublica.ana.gov.br/arquivos/Aud_37_ANEXO1_NT_024_GESER_21_12_2012_Resolucao_PAE.pdf>. Acesso em: 30 mar. 2015.

_____. Manual do empreendedor volume IV: Guia de orientação e formulários dos Planos de Ação de Emergência – PAE. Versão preliminar, p. 169, 2015. Disponível em: <http://audienciapublica.ana.gov.br/arquivos/Aud_006_2015_Manual_do_Empreendedor_Volume%20IV_Guia_de_Orientacao_e_Formularios_dos_Planos_de_Acao_de_Emergencia_PAE.pdf>. Acesso em: 20 jun. 2015.

ALENCAR, C. M. S.; SANTOS, P. L. V. A. C. *Precisão dos dados cartográficos disponíveis na web através da imagem do Google Earth*. In: Encontro Internacional Dados, Tecnologia e Informação, 2013, Marília - SP. Anais... Marília: UNESP, 2013. 18 p.

ALMEIDA, B. A. *Riscos à jusante de barragens e legislação*. In: Jornada Técnica – Legislação sobre segurança de barragens, Projeto NATO PO-FLOODRISK / LNEC, 2000a, Lisboa: Portuga. 10 p.

ALMEIDA, A. B. *Dam Risk management at Downstream Valleys. The Portuguese NATO Integrated Project*. In: International Seminar and Workshop on the RESCDAM Project, 2000b, Seinajoki: Finland. 15 p.

_____. Emergências e gestão do risco. In: INAG. Curso de Exploração e Segurança de Barragens. 1. ed. Lisboa: INAG, 2001. Cap. 7, 115 p.

_____. *Risco associado à segurança de barragens*. p. 1-23. Disponível em: <<https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779571243001/texto-riscos.pdf>>. Acesso em: 18 jan. 2015.

AMORIM, J. L. R. *Barragem de Santa Helena*. Embasa: Salvador. Nov. 2008. p. 1-73.

ANDRIOLO, F. R. *Barragens contemporâneas: conhecimento, durabilidade, riscos e falhas - Cenário brasileiro*. In: III Simpósio Brasileiro de Segurança de Barragens e Riscos Associados, 2013, Salvador: BA, nov. 2008. 38 p.

A TARDE. *Santa Helena inunda vale do Jacuípe*. Salvador, 10 mai. 1985. p. 2-5. 1985a.

_____. *Engenheiros opinam sobre o acidente*. Salvador, 11 mai. 1985. p. 3. 1985b.

Australian National Committee on Large Dams – ANCOLD. *Guidelines on the Consequence Categories for Dams*. 2012. apud Department of Environment and Primary Industries - DEPI. *Consequence Screening Tool for Small Dams*. Estado de Vitória, 2014. 34 p.

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. 336 p. Dissertação Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

BALBI, D. F.; VIEIRA, E. C. F. *Planos de emergência de barragens na CEMIG GT*. Revista CIER, Concordia, n. 56, p. 20-31, 2010. Disponível em: <[http://sg.cier.org.uy/Publicaciones/revista.nsf/0a293b20eacdf8a903257133003ea67d/d1658660b1b407ae8325780900681088/\\$FILE/PlanosDeEmergencia.pdf](http://sg.cier.org.uy/Publicaciones/revista.nsf/0a293b20eacdf8a903257133003ea67d/d1658660b1b407ae8325780900681088/$FILE/PlanosDeEmergencia.pdf)>. Acesso em: 03 abr. 2014.

BARFIELD, B.J., WARNER, R.C. e HAAN, C. T. *Applied hydrology and sedimentology for disturbed areas*. Oklahoma Technical Press. 1981. 104-108 p. apud WALTHER, P. E. M. *Appropriate Technology: Simplified Dam Failure Analysis Using Spreadsheet Computations*. Association of State Dam Safety Officials – ASDSO. In: Western Regional Conference: Portland, 2000. 8 p.

BERRONES, R. F.; ACOSTA, N. P. L. *Internal erosion due to water flow through earth dams and earth structures*. In: GODONE, D. Soil erosion studies. Croatia: INTECH, 2011. Disponível em: <<http://www.intechopen.com/books/soil-erosion-studies>>. Acesso em: 20 de abr. de 2014.

BIAI, I. A. R. F. *Efeitos das alterações climáticas na zona costeira noroeste da Guiné-Bissau*. 2009. 80 p. Dissertação Mestrado – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Biedermann R. *Safety concept for dams: development of the Swiss concept since 1980*. Rev. Wasser Energie Luft, 89, p. 55-63. 1997. apud MEDEIROS, C. H. *Curso de Segurança de Barragens: aspectos técnicos e legais*. 2013. 769 p. Promoção: Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) – Núcleo regional da Bahia, Salvador.

BONELLI, S.; BENAHMED, N. *Piping flow erosion in water retaining structures: inferring erosion rates from hole erosion tests and quantifying the failure time*. In: 8th International Commission on Large Dams (ICOLD) European Club Symposium Dam Safety - Sustainability in a Changing Environment, 2010, Innsbruck. Anais...Innsbruck: AT, 2010. 6 p.

BOWLES, D. S; ANDERSON, L. R.; GLOVER, T. F. *A role for risk assessment in dam safety management*. In: 3rd International Conference HYDROPOWER, 1997, Trondheim. Anais... Trondheim: NO, 1997. 9 p.

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. *Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à*

disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, 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, de 17 de julho de 2000. Diário Oficial da União, Brasília, 21 set. 2010. Seção 1, p. 1.

BRASIL, L. S. S. *Utilização de modelagem uni e bidimensional para a propagação de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem – Estudo de caso: Barragem de Rio das Pedras (MG).* 2005. 222 p. Dissertação Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Centrais Elétricas Brasileiras – Eletrobrás. Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas. Rio de Janeiro: RJ, 2003. 80 p.

Central Water Commission – CWC. *Guidelines for development and implementation of emergency action plan (EAP) for dams.* IN: New Delhi. Dam Safety Organisation, mai. 2006. 48 p. Disponível em: <<http://www.cwc.gov.in/main/downloads/EAPChapters.pdf>>. Acesso em: 01 jul. 2014.

CESTARI JR, E. Estudo de propagação de ondas em planície de inundação para elaboração de Plano de Ação Emergencial de barragens - Estudo de Caso: UHE Três Irmãos. 2013. 224 p. Dissertação Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.

CHAUHAN, S. S., BOWLES, D. S., ANDERSON, L. R. *Do current breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling.* In: 21st Annual Conference - Getting Better All the Time, 2004, Phoenix. Anais... Phoenix: EUA, 2004. 13 p.

CHERNOBYL, O. Ye. Computer simulation of floods using hydrodynamic models with software systems MIKE 11, HEC-RAS, ISTAR. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON DAMS IN A GLOBAL ENVIRONMENTAL CHALLENGES, 82., 2014, Bali. Anais... Bali: INACOLD, 2014. 153 p.

CHOW, V. T. *Open-channel hydraulics.* New York: McGraw-Hill. 1959. 680 p.

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

COLLISCHONN, W. *Simulação hidrológica de grandes bacias.* 2001. 270 p. Tese Doutorado – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Conselho Nacional de Recursos Hídricos - CNRH. Resolução nº 143 de 10 de julho de 2012. *Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume do reservatório, em atendimento ao art. 7º da Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010.* Disponível em: <www.cnrh.gov.br>. Acesso em: 01 ago. 2013.

Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia do Piauí (Crea-PI). *Crea-PI divulga relatório técnico que aponta causas do sinistro em Algodões I*. Teresina, 25 mai. 2010. Disponível em: < <http://www.crea-pi.org.br/noticias/ler/224>>. Acesso em: 18 mai. 2014.

D'AGOSTINO, R. *Rompimento de barragem em Mariana: perguntas e respostas*. Globo: Ciência e saúde. 2015. Disponível em: <g1.globo.com/ciencia-e-saude/noticia/2015/11/rompimento-de-barragens-em-mariana-perguntas-e-respostas.html>. Acesso em: 10 jan. 2016.

DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL PROTECTION – DEP. *Chapter 105: Dam safety and waterway management*. Pensilvânia. 1923. 76 p. Disponível em: <<http://www.pacode.com/secure/data/025/chapter105/chap105toc.html>>. Acesso em: 25 mar. 2015.

DÉSTRO, G. F. G.; INOJOSA, F. C. P.; DIAS, J.; BOTTURA, G. *Áreas de risco ambiental por barragens no Estado de Minas Gerais*. In: XIV Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, 2009, Natal. Anais... Natal: INPE, 2009. p.5193-5200.

DIAS, J. E.; GOMES, O. V. O.; COSTA, M. S. G. C.; GARCIA, J. M. P.; GOES, M. H. B. Impacto ambiental de enchentes sobre áreas de expansão urbana no município de Volta Redonda / Rio de Janeiro. *Rev. Biociências*, Taubaté, v.8 n.2, p. 19-26, 2002.

DRIE, R. V.; SIMON, M.; SCHYMITZEK, I. *HAZARD :- Is there a better definition? & Impact of Not accounting for buildings!* Disponível em: <https://anuga.anu.edu.au/raw-attachment/wiki/AnugaPublications/FP08_PAPER%2024%20-26.pdf>. Acesso em: 30 nov. 2014.

Empresa Baiana de Águas e Saneamento – Embasa. *Sistema de abastecimento de água de Salvador e RMS: Diretoria de Operação e Expansão*. 2012. 23 p.

_____. *Formulário técnico de barragem – Barragem de Santa Helena*. 2013. 6 p.

ESPAÑA. *Guía para la elaboración de los planes de emergencia de presas*. Ministerio de Medio Ambiente, Madrid, 2001. 164 p.

Federal Emergency Management Agency – FEMA. *Hazard Potential Classification System for Dams*. US.: Washington, 2004. 21 p.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY - FEMA. *Federal guidelines for dam safety: Emergency action planning for dams*. U.S.: Washington. Department of Homeland Security, jul. 2013. 73 p.

FREAD, D. L. *BREACH: An erosion model for earthen dam failures*. US National Weather Service Report, Silver Spring: Maryland, 1988, 35 p.

FUSARO, T. C. *Metodologia de classificação de barragens baseada no risco*. In: XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens, 2003, Salvador. Anais... Salvador: CBDB, 2003. 13 p.

GOODELL, C.; WARREN, C. *Flood inundation mapping using HEC-RAS*. Obras y Proyectos – Revista de Ingeniería Civil, Concepción, ed. 2, p. 18-23, 2006.

GROHMANN, C. H.; RICCOMINI, C.; STEINER, S. S. *Aplicações dos modelos de elevação SRTM em geomorfologia*. Rev. Geográfica Acadêmica, Boa Vista: UFRR, v.2 n.2, p. 73-83, 2008.

HEC (Hydrologic Engineering Center). *HEC-RAS River analysis system: Hydraulic reference manual*. v. 4.1, 2010. 417 p.

HORA, S. B.; GOMES, R. L. *Mapeamento e avaliação do risco a inundação do rio Cachoeira em trecho da área urbana do município de Itabuna/BA*. Rev. Sociedade & Natureza, Uberlândia, v. 21, p.57-75, 2009.

HWEE, H. H.; POON, H. C. *Risk assessment scenario of machap dam overtopping using new PMP Malaysian series*. Rev. Jordan Journal of Civil Engineering, Jordan, v. 7, n. 1, p. 101-110, 2013.

International Commission on Large Dams – ICOLD. *Dam Failures. Statistical Analysis*. Bulletin 99. Paris: 1995. 63 p.

_____. *Dams and the world's water: an educational book that explains how dams help to manage the world's water*. Paris: ICOLD, 2007. 71 p.

JÓNATAS, R. J. L. *Rotura de barragens de aterro por galgamento: ensaios experimentais com aterros homogêneos*. 2013. 96 p. Dissertação Mestrado – Faculdade de Ciências, Universidade de Lisboa, Lisboa.

KANJI, M. A. *Parecer técnico sobre as causas da ruptura da barragem Camará*. João Pessoa, nov. 2004. (Relatório Técnico – Consultor em Geologia, Geotecnia e Mecânica das Rochas). Disponível em: <http://www.prpb.mpf.mp.br/news/1docs/Camara/r1_PARECER_TECNICO_M_KAN_JI_min_pub_PB.pdf>. Acesso em: 10 mai. 2014.

KHASSAF, S. I.; ABEED, K. R.; SALEH, L. A. M. *Predicting the breach hydrograph resulting due to hypothetical failure of haditha dam*. Rev. Jordan Journal of Civil Engineering, Jordan, v. 5, n. 3, p. 392-400, 2011.

KING, L. *Reliability of flow-control systems*. 2014. 35 p. Disponível em: <<http://www.eng.uwo.ca/research/iclr/fids/publications/conferences/FIDS25/12-King.pdf>>. Acesso em: 20 ago. 2015.

LADEIRA, J. E. R. *Avaliação de segurança em barragem de terra, sob o cenário de erosão tubular regressiva, por métodos probabilísticos: o caso UHE São Simão*. 2007. p. 210. Dissertação Mestrado – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

LAURIANO, A. W. *Estudo de ruptura da barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS*. 2009. 193 p. Dissertação Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

LUZ, L. D.; AMORIM, F. B.; LUZ, J. A. G. *Aspectos ecológicos associados a alterações hidrológicas observadas no baixo trecho do rio São Francisco*. In: VII Congresso de Ecologia do Brasil, 2005, Caxambu. Anais... Caxambu: MG, 2005. 2 p.

MASCARENHAS, F. C. B. *Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens*. 1990. 302 p. Tese Doutorado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MEDEIROS, C. H. *Segurança de barragens: O que fazer para convergir teoria e prática?* In: XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, 2005, Goiânia. Anais... Goiânia: CBDB, 2005. 13 p.

_____. *Lei nº 12.334/2010 – Política Nacional de Segurança de Barragens: Abrangência, responsabilidades dos atores, regulamentação e desafios*. 2012. 254 p. Palestra e debate. Promoção: Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB), Florianópolis.

_____. *Curso de Segurança de barragens: aspectos técnicos e legais*. 2013. 769 p. Promoção: Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) – Núcleo regional da Bahia, Salvador.

MELO, A. V.; FUSARO, T. C. *Avaliação de métodos de análise de riscos aplicados a barragens*. In: XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens, 2015, Foz do Iguaçu. Anais... Paraná: CBDB, 2015.

Ministério da Integração Nacional – MI. *Diretrizes ambientais para projeto e construção de barragens e operação de reservatórios*. Brasília: DF, 2005. 107 p.

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE – MMA. *Guía Técnica: Clasificación de presas em función del riesgo potencial*. ESPANHA: Madrid, 1996. 64 p.

Ministério Público Federal – MPF. *Manual de atuação – Zona Costeira*. Disponível em: <http://4ccr.pgr.mpf.mp.br/>. Acesso em: 01 jun. 2015.

MONTE-MOR, R. C. A. *Mapeamento de áreas inundáveis associadas à ruptura de barragens. Estudo de Caso: Barragem de Ninho da Águia - MG*. 2004. 106p. Dissertação Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

MORIASI, D. N.; ARNOLD, J. G.; VAN LIEW, M. W.; BINGNER, R. L.; HARMEL, R. D.; VEITH, T. L. *Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations*. 2007. Transactions of the ASABE, vol. 50(3), p. 885–900.

OLDS, J. D.; HALL, R. B. *Utah -Dam safety guide to emergency action plans development and implementation*. 2003. 62 p. Disponível em: <<http://www.waterrights.utah.gov/daminfo/eap.pdf> >. Acesso em: 12 jul. 2014.

PEREIRA, R. M. R. *Análise probabilística da segurança ao deslizamento de barragens gravidade de betão*. 2011. 129 p. Dissertação Mestrado - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

PIMENTEL, V. C. R. *Alternativas de solução para os impactos físicos de barragens*. 2004. 416 p. Dissertação Mestrado - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

PINTO, A. V. *Gestão de riscos e segurança de barragens*. In: 3º Simpósio de Segurança de Barragens e Riscos Associados, 2008, Salvador. Anais eletrônicos... Salvador: CBDB, 2008. Disponível em: <<http://www.cbdb.org.br/documentos/AVeigaPinto-LNEC-CBDB-BA%20VP.pdf>>. Acesso em 30 nov. 2014.

_____. *Incidentes, acidentes e rupturas em barragens*. In: INAG. Curso de Exploração e Segurança de Barragens. 1. ed. Lisboa: INAG, 2001. Cap. 3, p. 3 – 46.

RADESCA, F. D.; LUCCI, R. M.; AMARO, C. A.; MARTINS, J. R. S.; BRAUN, P. V. *Estudos de avaliação e gestão de emergências no sistema Billings: a elaboração de um Plano de Ação Emergencial*. In: XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2013, Bento Gonçalves. Anais... Bento Gonçalves: RS, 2013. 8 p.

SECRETARIA DO SANEAMENTO E RECURSOS HÍDRICOS DO ESTADO DA BAHIA - SSRH. *Acidente com a barragem de Santa Helena*. Salvador: LYRA et al. (Junta de consultores), 1985.

SILVA, E. S. G. S.; AMARAL, M. H. P.; MONTEIRO, T. T. S.; COELHO JR., J. M. *Exatidão cartográfica de imagens do Google Earth em Dois Irmãos, Recife – PE*. In: XIII Jornada de ensino, pesquisa e extensão - JEPEX, 2013, Recife. Anais... Recife: PE, 2013. 3 p.

SINGH, V. P. *Dam breach modelling technology*. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1996. 244 p.

SOUSA, A. *Coeficiente de Correlação Linear de Pearson*. 2008. Disponível em: http://www.aurea.uac.pt/pdf_MBA/coef_correl_Pearson.pdf. Acesso em: 22 dez. 2015.

SPANISH NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS – SPANCOLD. *Risk analysis applied to management of dam safety*. 2013. Disponível em: <http://www.ipresas.com/uploads/download/111_f1__Technical-Gude-P8_V1.pdf>. Acesso em: 30 nov. 2014.

SYNAVEN, K. *The pilot Project Kyrkojarvi dam and reservoir*, Seinajoki, Finland. In: Internacional Seminal and Worksjop Risk Assesment, Dam-break Flood Análisis and Emergency Action Planning. Seinajoki: Finnish Environment Institute, 2000. *apud* 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. 336 p. Dissertação Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

UEMURA, S.; MARTINS, J. R. S. *Instrumentos de avaliação e gestão de impactos gerados por ruptura de barragens*. In: XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2009, Campo Grande. Anais... Campo Grande: ABRH, 2009. 20 p.

United States Bureau of Reclamation – USBR. United States Department of the Interior. *Downstream Hazard Classification Guidelines*. Denver: U.S. Department of the Interior, 1988.

_____. *To study international practice and use of risk assessment in dam management*. 2000a. 60 p. Disponível em: <<http://www.usbr.gov/ssle/damsafety/Risk/riskicold.pdf>>. Acesso em 25 out. 2014.

_____. *U.S. Bureau of Reclamation's use of risk analysis and risk assessment in dam safety decision making*. 2000b.19 p. Disponível em: <<http://www.usbr.gov/ssle/damsafety/Risk/riskicold.pdf>>. Acesso em 25 out. 2014.

_____. *Flood overtopping failure: Best Practices*. 2012a. 47 p.

_____. *Internal erosion risks*. 2012b. 100 p.

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA – UFPB. *Barragem de Camará*. João Pessoa, 2004. (Relatório Técnico CT - UFPB). Disponível em: <<http://pt.scribd.com/doc/88889797/Relatorio-Final-Ufpb>>. Acesso em: 10 mai. 2014.

VALEC – Engenharia, construções e ferrovias. *Levantamento e avaliação de impactos ambientais*. Disponível em: < <http://www.valec.gov.br/download/estudosFICO/07-AvaliacaoDeImpactos/Cap%2007%20Avalia%C3%A7%C3%A3o%20de%20impactos.pdf>>. Acesso em 03 jun. 2015.

VALENCIO, N. F. L. S. *O controle das águas como fator de progresso e de risco: as representações institucionais dos Grandes Projetos Hídricos no Nordeste*. In: III Encontro da ANPPAS, 2006, Brasília: DF. 17 p.

VILLANOVA Engenharia e Construções Ltda. *Projeto alternativo de reconstrução da barragem de Santa Helena*. 1997.

WISEU, T. *Segurança dos vales a jusante de barragens: Metodologias de apoio à gestão do risco*. 2006. 358 p. Tese Doutorado – Departamento de Hidráulica e Ambiente, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

_____. Publicação eletrônica [mensagem pessoal]. Mensagem recebida por <daisyaraujo.eng@gmail.com> em 13 out. 2014.

_____. Publicação eletrônica [mensagem pessoal]. Mensagem recebida por <daisyaraujo.eng@gmail.com> em 9 jun. 2015.

WISEU, T.; ALMEIDA, A. B. *Gestão do risco nos vales a jusante de barragens*. Rev. Territorium, n. 18, p. 33 - 42, 2011. Disponível em: <http://www.uc.pt/fluc/nicif/riscos/Documentacao/Territorium/T18_artg/Teresa_Viseu.pdf>. Acesso em: 03 abr. 2014.

WISEU, T.; MARTINS, R. *Optimização de recursos nas acções de segurança de barragens*. In: 3º Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua

Oficial Portuguesa (SILUSBA), 1997, Moçambique. Anais... Moçambique: Maputo, 1997, 10 p.

VISTA AÉREA DA BARRAGEM DE ALGODÕES I ROMPIDA. JPEG. Altura: 404 pixels. Largura: 600 pixels. 100 dpi. 24 BTI. 82 Kb. Formato JPEG. Disponível em: <<http://www.portalburitiense.com.br/2014/02/03/vitimas-da-barragem-algodoes-ainda-esperam-por-justica/>>. 2014. Acesso em: 04 jul. 2014.

VON SPERLING, M. *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. 3. ed. v. 1. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, 2005. 452 p.

WAHL, T.L. *Prediction of embankment dam breach parameters*. Dam Safety Research Report. Water Resources Research Laboratory: U.S. Department of the Interior, 1998. 72 p.

VON THUN J.L.; GILLETTE D. R. *Guidance on Breach Parameters*. U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1990. 17 p.

WAHL, T.L. *Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters*. Journal of hydraulic engineering: ASCE, 2004. 9p.

WEISS, R.; HENZ, A. M. K.; SANTIAGO, A. G. *Identificação da fragilidade ambiental quanto a enchentes na cidade de Santa Maria – RS, por geotecnologias*. In: XX SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 2013, Bento Gonçalves. Anais... Bento Gonçalves: ABRH, 2013. 8 p.

XIONG, Y. *A dam break analysis using HEC-RAS*. Journal of Water Resource and Protection, v. 6, n. 3, p. 370-379, 2011. Disponível em: <<http://www.scirp.org/journal/JWARP/>>. Acesso em: 26 out. 2014.

ZHANG, L. M.; PENG, M.; XU, Y. *Assessing Risks of Breaching of Earth Dams and Natural Landslide Dams*. In: Indian Geotechnical Conference – GEOTrendz, 2010, Mumbai. Anais...Mumbai: IN, 2010. p. 81-92.

8. ANEXOS

ANEXO A - Principais causas de ruptura de barragens

Rompimento de barragens é um fenômeno que pode ocorrer por diversos mecanismos naturais ou desencadeados por falha humana (MASCARENHAS, 1990; MONT-MOR, 2004). Dentre os eventos naturais que podem ter relevância, destacam-se os eventos excepcionais como sismos intensos, tempestades, cheias e deslizamentos de terra. Já dentre os eventos desencadeados por falha humana pode-se citar vandalismo, sabotagem, ações de guerra, falhas na operação, manutenção, no projeto ou na construção (VISEU, 2006).

O histórico de acidentes mostra que as barragens de concreto possuem maior probabilidade de apresentar um cenário de ruptura por deslizamento ou percolação. No caso das barragens de terra, o cenário mais provável é o de colapso por galgamento seguida de percolação (SINGH, 1996; ALMEIDA, 2001; VISEU, 2006).

Uma descrição dos principais mecanismos de rompimento de barragens é apresentada a seguir.

- Galgamento (*overtopping*)

Galgamento, conhecido internacionalmente como *overtopping*, consiste no fluxo descontrolado de água pela crista da barragem. Esse processo é caracterizado pela elevada velocidade de escoamento no talude de montante, o que pode originar um processo de cavitação e erosão da estrutura da barragem (HWEE & POON, 2013).

De acordo com Zhang *et al.* (2010), o fluxo de água sobre a barragem de terra gera uma tensão de cisalhamento no talude de montante favorecendo o começo da erosão em um ponto de menor resistência. Em seguida, o fluxo intenso causa erosão e transporte de material da estrutura.

A maioria das barragens de terra certamente não suportam o galgamento de 30 cm ou mais sem uma alta probabilidade de ruptura, enquanto que a maioria das barragens de concreto podem resistir a um certo nível de transbordamento devido às suas fundações de rocha (USB, 2012a).

As Figuras 68 e 69 ilustram a ocorrência de galgamento em uma barragem:

Figura 68 – Processo do galgamento



Fonte: USBR (2012a).

Figura 69 – Ocorrência de galgamento



Fonte: USBR (2012a).

Segundo Mascarenhas (1990), o galgamento pode ocorrer devido a sismos, ao deslocamento de grandes ondas dentro do reservatório causadas pelo deslizamento

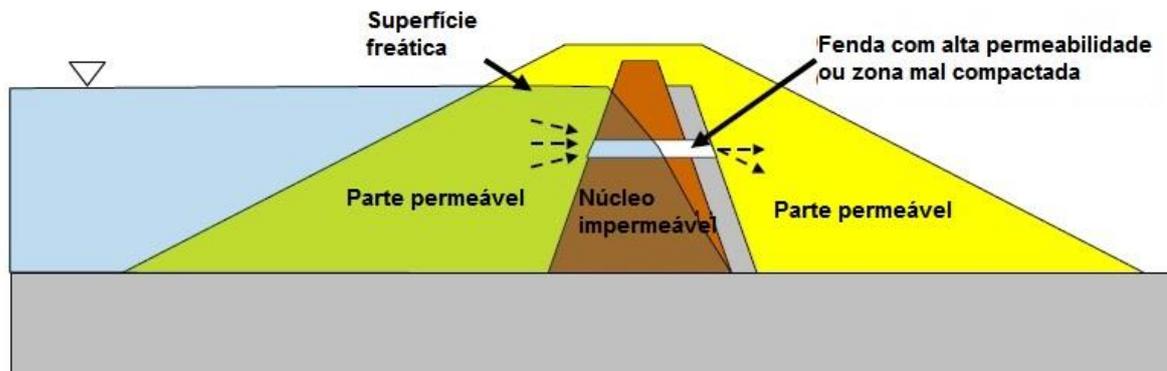
de uma expressiva massa de terra e por cheias não previstas em projeto resultando na incapacidade de extravasão do vertedor. A capacidade do vertedor é um fator crítico nesse processo, uma vez que essa estrutura deve ser dimensionada considerando eventos hidrológicos extremos a partir de estudos de séries históricas que envolvem incertezas hidrológicas (HWEE & POON, 2013).

- Percolação / Erosão interna (*piping*)

A erosão interna é a principal causa de ruptura de barragens no mundo (BONELLI & BENAHMED, 2010; BERRONES & ACOSTA, 2011). Esse processo corresponde à erosão de partículas do solo pela água que passa através de um orifício formado principalmente no corpo da barragem, na fundação ou da barragem para a fundação, conforme ilustrado nas Figuras 70 a 73 a seguir, podendo ocorrer também nos drenos, bacias de dissipação e outras estruturas agregadas à barragem. Já o termo *piping* é utilizado para representar um tipo específico de erosão interna (USBR, 2012b).

O *piping*, consiste no transporte de partículas de jusante para montante, com formação de um tubo de escoamento preferencial que aumenta seu diâmetro à medida que a água percola resultando no colapso da estrutura. (LADEIRA, 2007; BONELLI & BENAHMED 2010; JÓNATAS, 2013). Nesse caso a erosão começa em um ponto de saída livre de infiltração caminhando para a parte de jusante da estrutura (USBR, 2012b).

Figura 70 – Erosão interna no corpo da barragem



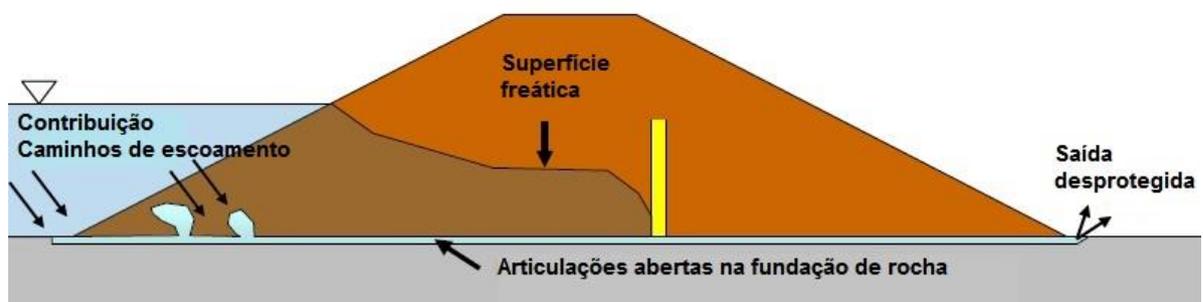
Fonte: USBR (2012b).

Figura 71 - Erosão interna na fundação



Fonte: USBR (2012b).

Figura 72 - Erosão interna da barragem para a fundação



Fonte: USBR (2012b).

Figura 73 - Erosão interna ao longo do contato barragem-fundação



Fonte: USBR (2012b).

De acordo com Radesca *et al.* (2013) o processo de erosão interna se configura como uma ruptura estrutural que pode ocorrer em dias secos, ou seja, diferentemente do galgamento ele independe de fenômenos hidrológicos extremos, sendo esse mecanismo de ruptura também chamado de “ruptura por percolação”.

Segundo Pinto (2001), antes da utilização de filtros e drenos, a erosão interna era responsável pelo rompimento de 3% das barragens existentes com mais de 30 m de altura. Após a introdução dessas ferramentas o número de rupturas reduziu significativamente para valores cerca de 10 vezes menores.

Ressalta-se que o início da erosão interna não significa fracasso da obra ou a ocorrência de um acidente. Caso esse processo seja detectado com antecedência, ele pode ser classificado como um incidente (BERRONES & ACOSTA, 2011). Caso se verifique indícios desse fenômeno, como o aparecimento de surgências barrentas no talude de montante, pode-se deplecionar o reservatório, fazer os reparos necessários e aplicação de materiais que impeçam a saída das partículas de solo (BALBI, 2008).

- Deslizamento

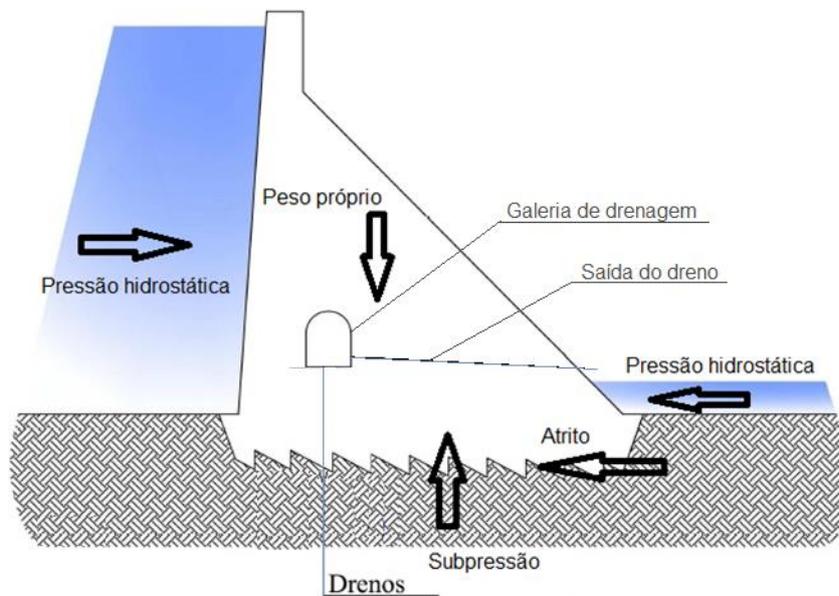
Esse fenômeno corresponde à translação da barragem ao longo da superfície devido à atuação de forças, a exemplo das pressões hidrostáticas no talude de jusante, cujas atuações tendem a desestabilizar a estrutura e a favorecer essa movimentação. Dessa forma, é necessário que as forças resistentes superem as forças solicitantes. As primeiras correspondem principalmente ao peso próprio da barragem, ao atrito entre as superfícies potenciais de deslizamento, que aumentam com a rugosidade da

superfície, e à pressão hidrostática a jusante. No que tange às forças solicitantes, elas são representadas principalmente pela pressão hidrostática a jusante e pela subpressão (PEREIRA, 2011).

De acordo com Jónatas (2013), quando ocorre deslizamento de uma barragem grandes volumes da estrutura são deslocados para jusante. Segundo o autor, o plano de deslizamento pode ocorrer no corpo da barragem ou na zona da fundação.

Como prevenção contra este evento pode-se construir uma rede de drenagem que direciona o fluxo da fundação, favorecendo o alívio das subpressões. Esse sistema é composto por uma galeria de drenagem e uma linha de orifícios verticais, executados a partir da galeria. A Figura 74 ilustra os esforços e a medida preventiva supracitada (PEREIRA, 2011).

Figura 74 – Exemplos de forças solicitantes e resistentes em uma barragem e medida preventiva



Fonte: Adaptado de Pereira (2011).

- Falhas no projeto, na construção e na operação/manutenção

As barragens são obras de engenharia que requerem projeto e construção criteriosos. Porém, a qualidade da estrutura pode ser comprometida por projetos de vertedores ineficientes, pela falta de análise dos materiais durante a obra ou até mesmo devido a equívocos na definição do volume de espera para armazenamento de vazões afluentes, isto é, nem sempre é desenvolvido um estudo à altura da complexidade da estrutura (MASCARENHAS, 1990).

Outras possibilidades de falhas no projeto, na obra e na operação são citadas por Andriolo (2008) como: especificações técnicas elaboradas sem critério ou copiadas de outros projetos, deixando-as incompatíveis com a obra; estabelecimento de prazos incompatíveis com a segurança e que comprometem a qualidade; e falta de investimento em capacitação profissional.

De acordo com Medeiros (2013), muitas deficiências são decorrentes da falha humana, como erros na avaliação dos parâmetros de projeto, problemas causados pela negligência e falta de manutenção adequada causando, por exemplo, o crescimento excessivo de vegetação na estrutura, dentre outros.

Pinto (2001) enfatiza que, além das causas supracitadas, o galgamento pode ocorrer devido ao assentamento excessivo do coroamento, o que acarreta em uma folga da altura da barragem insuficiente. Esse procedimento se configura como uma falha na construção da estrutura.

Face ao histórico de acidentes, observa-se que os estudos hidrológicos e o dimensionamento dos extravasores têm apresentado deficiências graves. As cheias de projeto frequentemente são subestimadas principalmente devido a dados escassos (PINTO, 2001).

Diante do exposto, ressalta-se a necessidade do atendimento às boas práticas da engenharia em todas as fases, projeto, obra e operação, de modo a evitar a ocorrência desses eventos. Reforça-se a importância de se manter a inspeção periódica na estrutura, a fim de viabilizar a detecção de anomalias em tempo hábil para o início dos procedimentos corretivos, evitando o colapso da obra.

ANEXO B - Aspectos da legislação do Brasil

No Brasil, a regulamentação em segurança de barragens é recente quando comparada com outros países. Na Inglaterra, a segurança das barragens foi regulamentada em 1930, em Portugal o primeiro regulamento foi de 1968 (MEDEIROS, 2012). Assim sendo, antes da definição de responsabilidades que se deu com a implementação da PNSB, muitos acidentes ocorreram. A Tabela 23 apresenta os principais casos de rompimento de barragens ocorridos no país.

Tabela 23 - Principais acidentes com barragens no Brasil

Barragem	Ano do acidente
Orós - CE	1960
Euclides da Cunha - SP	1977
Barragem de Limoeiro – SP	1977
Santa Helena - BA	1985
Cataguases - MG	2003
Camará - PB	2004
Mirai - MG	2007
Apertadinho - RO	2008
Espora - GO	2008
Algodões - PI	2009
Fundão - MG	2015

Fonte: Medeiros (2012) e D'Agostino (2015).

Dos casos citados na tabela acima, destacam-se:

- O da Barragem de Cataguases, em Minas Gerais, que resultou no escoamento descontrolado de 1,4 milhões de m³ de efluente industrial, contaminando rios, e deixou 500 mil pessoas sem abastecimento de água no ano de 2003 (MEDEIROS, 2012);
- O da Barragem de Camará, na Paraíba, que teve como consequências cinco vítimas fatais, deixou o centro do município de Alagoa Grande sem energia, sem comunicação e isolado, já que as pontes sobre os mananciais que cercam a cidade e que a ligavam com Campina Grande e João Pessoa foram destruídas, impedindo inclusive a evacuação da população e desabrigou mais de três mil pessoas nos municípios de Alagoa Grande, Mulungu, Araçagi, Alagoinha, Mamanguape e Rio Tinto (VALENCIO, 2006).

- O da Barragem de Algodões I, no Piauí, no qual a elevada magnitude da onda de cheia originada pelo colapso da estrutura que atingiu 11 povoados e 2 municípios (LAURIANO, 2009).
- E o da Barragem de Fundão, em Minas Gerais, barragem de rejeitos de mineração que liberou resíduos que devastaram os distritos de Mariana, Bento Rodrigues, Águas Claras, Ponte do Gama, Paracatu e Pedras, além da cidade de Barra Longa, deixando centenas de desabrigados, causando perdas materiais, danos ambientais e perdas de vidas (D'AGOSTINO, 2015).

No que concerne ao acidente com a Barragem de Camará, diante dos fatos observados “... a barragem de Camará não foi construída segundo os bons princípios da engenharia, tão pouco foi considerada após sua entrega como uma obra importante que deveria ser acompanhada no seu primeiro enchimento.” (UFPB, 2004, p. 3)

A Figura 75 mostra a vista de jusante da Barragem de Camará após o rompimento e a brecha formada.

Figura 75 – Vista de jusante da ruptura da barragem Camará



Fonte: Kanji (2004).

Com relação ao caso da Barragem de Algodões I, o Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia do Piauí (CREA-PI), apontou algumas causas para o acidente como: falhas no projeto; ausência do poder público no gerenciamento, manutenção e conservação da estrutura; e que houve revisão no projeto do sangradouro a qual não foi implementada em sua totalidade (CREA-PI, 2010).

A Figura 76 mostra a vista aérea da Barragem de Algodões I rompida.

Figura 76 - Vista aérea da barragem de Algodões I rompida



Fonte: Galli (2014).

Devido à ocorrência de acidentes com o rompimento de barragens no cenário mundial, a comunidade técnica e os órgãos de controle perceberam que é necessário gerenciar os riscos e regulamentar os procedimentos e responsabilidades, a fim de minimizar a ocorrência desses eventos, contribuindo para a segurança de barragens.

Nesse contexto, esses acidentes impulsionaram a regulamentação da PNSB devido à grande abrangência e danos causados pelos mesmos. A PNSB foi estabelecida pela Lei nº 12.334 de 2010 e aplica-se a barragens destinadas à acumulação de água, à disposição de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais com altura mínima de 15 m contada do ponto mais baixo da fundação até a crista, com capacidade mínima do reservatório de 3.000.000 m³, reservatório que contenha resíduos perigosos ou que seja classificada na categoria de dano potencial associado médio ou alto.

Dentre os objetivos da Lei nº 12.334 de 2010 destacam-se os de “garantir a observância de padrões de segurança de barragens de maneira a reduzir a possibilidade de ocorrência de acidentes e suas consequências” e de “regulamentar as ações de segurança a serem adotadas nas fases de planejamento, projeto, construção, primeiro enchimento e primeiro vertimento, operação, desativação e de usos futuros de barragens em todo o território nacional” (p. 2).

A Lei nº 12.334 de 2010 regulamentou as ações de segurança e definiu as responsabilidades do órgão fiscalizador e do empreendedor da barragem como, no caso desse último, prover os recursos necessários para a garantia da segurança da

barragem e providenciar a elaboração e a atualização do Plano de Segurança da Barragem (PSB). O PSB deve conter, dentre outras informações, os procedimentos de inspeções de segurança e de monitoramento e seus relatórios, assim como um Plano de Ação Emergencial (PAE) quando exigido.

Após a promulgação da Lei nº 12.334 de 2010 observou-se um grande avanço no âmbito legal do país na área de segurança de barragens, uma vez que esse evento foi acompanhado pela publicação de diversas resoluções e portarias dos órgãos gestores e fiscalizadores dentre as quais se destacam:

- Resolução nº 144 de 2012 do CNRH, que estabelece o conteúdo mínimo do Plano de Segurança das Barragens, do Relatório de Segurança das Barragens, e dá outras providências;
- Resolução nº 91 de 2012 da Agência Nacional de Águas (ANA), que estabelece critérios para a classificação das barragens, para a estrutura e o conteúdo mínimo do Plano de Segurança das Barragens situadas em rios de domínio da União, dentre outras determinações;
- Portaria nº 4.672 de 2013 do Instituto do Meio Ambiente e Recursos Hídricos (INEMA), que estabelece a periodicidade de atualização, a qualificação do responsável técnico, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança de Barragens e da Revisão Periódica de Segurança de Barragens, no âmbito do estado da Bahia;
- Portaria nº 4.673 de 2013 do INEMA, que estabelece a periodicidade, a qualificação da equipe responsável, o conteúdo mínimo e nível de detalhamento das inspeções de segurança regulares de barragens situadas em rios de domínio do estado da Bahia.

ANEXO C – Registro fotográfico do estado da Barragem de Santa Helena e das localidades a jusante após o acidente

Figura 77 – Vale ao longo do Rio Jacuípe tomado pelas águas



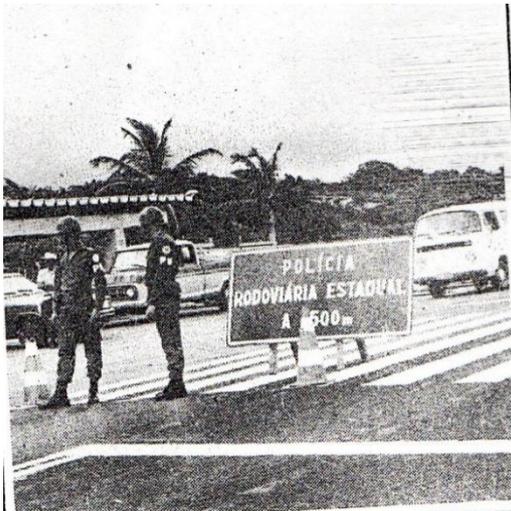
Fonte: A TARDE (1985a).

Figura 78 – Moradores do distrito de Arembepe deixando suas casas



Fonte: A TARDE (1985a).

Figura 79 – Estrada interditada em Arembepe



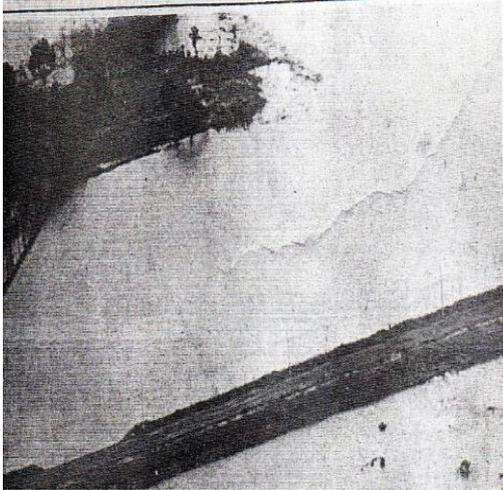
Fonte: A TARDE (1985a).

Figura 80 – Situação crítica na localidade de Emboacica



Fonte: A TARDE (1985b).

Figura 81 – As águas na iminência de transbordar a Estrada do Coco



Fonte: A TARDE (1985a).

Figura 82 – Casas do distrito de Arembepe inseridas na área de inundação



Fonte: A TARDE (1985a).

Figura 83 – Vista aérea da Barragem de Santa Helena após o rompimento



Fonte: Amorim (2008).

Figura 84 – Vista da Barragem de Santa Helena após o acidente com a ombreira direita bastante preservada



Fonte: Amorim (2008).

ANEXO D – Dados da curva cota x área x volume da Barragem de Santa Helena

Apresenta-se na Tabela 24 os valores fornecidos pela Embasa (2015) referentes à curva cota x área x volume da Barragem de Santa Helena.

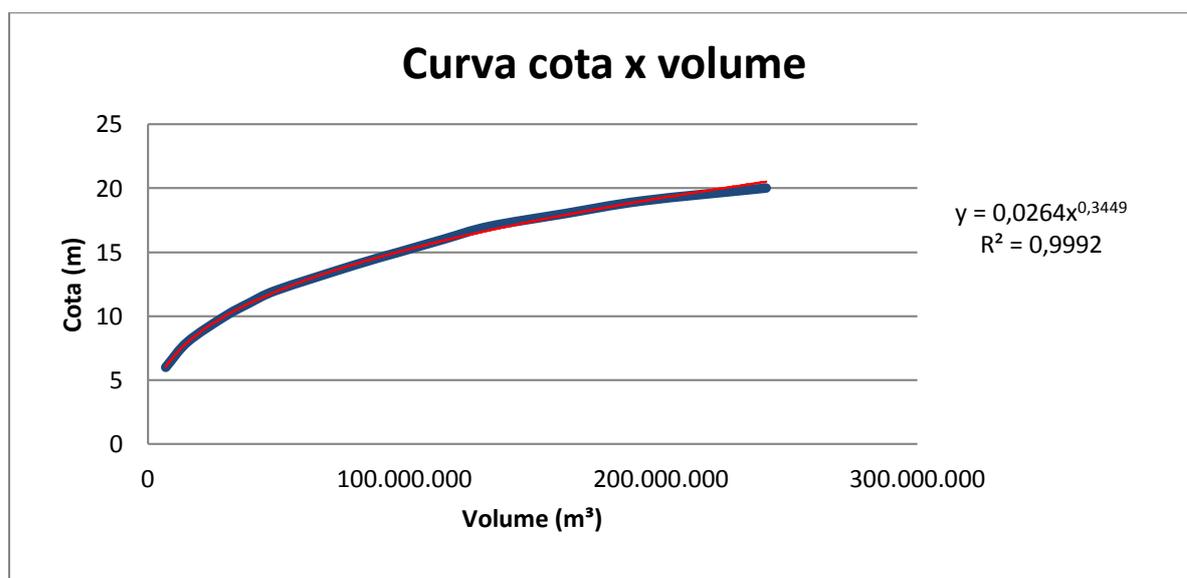
Tabela 24 – Dados da curva cota x área x volume da Barragem de Santa Helena

Volume (m ³)	Cotas em (m)	Área (m ²)
7.000.000	6	3.200.000
15.600.000	8	5.900.000
30.200.000	10	8.900.000
39.400.000	11	10.600.000
49.900.000	12	12.200.000
80.800.000	14	15.200.000
98.000.000	15	16.700.000
115.300.000	16	20.100.000
133.000.000,00	17	23.800.000,00
162.500.000,00	18	28.000.000,00
193.000.000,00	19	32.800.000,00
241.000.000,00	20	40.300.000,00

Fonte: Embasa (2015).

A partir desses dados foi traçada a curva cota x volume e encontrada a linha de tendência que melhor se ajustou aos dados com coeficiente de correlação igual a 0,9992, conforme apresentado na Figura 85.

Figura 85 – Curva cota x volume da Barragem de Santa Helena com linha de tendência



Fonte: Embasa (2015).

ANEXO E – Banco de dados de casos históricos de ruptura de barragens

Tabela 25 – Banco de dados para estudos de ruptura de barragens

Dam and Location	Built	Failed	Failure Mode	Construction	References	EMBANKMENT DIMENSIONS						BREACH OUTFLOW		
						Dam Height h_d	Crest Width W_c	Base Width W_b	Average Width W	Upstream Slope Z_{up}	Downstream Slope Z_{sd}	Length L	Peak Outflow Q_p	Method of Determining Peak Outflow
						m	m	m	m	Z:1 (h:v)	Z:1 (h:v)	m	m ³ /s	
1 Apishapa, Colorado	1920	1923	Piping	Homogeneous earthfill, fine sand	fgjhjqq	34.14	4.88	160.	82.4	3.	2.		6,850	15-min reservoir drawdown
2 Baldwin Hills, California	1951	1963	Piping	Homogeneous earthfill	efghjkkq	71.	19.2	100.	59.6	2.	1.8	198.	1,130.	15-min reservoir drawdown
3 Bearawallow Lake, North Carolina	1963	1976	Sliding	Homogeneous earthfill	ik		3.1		14.					
4 Bradfield, England	1863	1864	Piping	Rockfill/earthfill	dh	28.96			50.			382.	1,150.	unknown
5 Break Neck Run, USA	1877	1902			h	7.0			86.				9.2	unknown
6 Buckhaven No. 2, Tennessee			Overtopping		k				37.					
7 Buffalo Creek, West Virginia	1972	1972	Seepage	Homogeneous fill, coal waste	fgjq	14.02	128.		128.	1.6	1.3		1,420.	slope-area measurement
8 Bullock Draw Dike, Utah	1971	1971	Piping	Homogeneous earthfill	fhik	5.79	4.3		18.6	2.	3.			
9 Butler, Arizona		1982	Overtopping	Homogeneous earthfill	jk				9.63				810.	slope-area 600 m downstream
10 Canyon Lake, USA	1938	1972	Overtopping		dh	6.1						152.		
11 Castlewood, Colorado	1890	1933	Overtopping	Earth/rockfill with masonry wall	fgjjq	21.34	4.9		47.4	3.	1.		3,570.	15-min reservoir drawdown
12 Caulk Lake, Kentucky			Piping or Sliding		k				32.0					
13 Cheaha Creek, USA	1970	1970	Overtopping	Zoned earthfill	fh	7.01	4.3			3.	2.5			
14 Clearwater Lake Dam, Georgia	1965	1994	Overtopping	Homogeneous earthfill	m				15.0					
15 Coedty, England	1924	1925	Overtopping	Earthfill with corewall	dhik	10.97	3.1					262.		
16 Cougar Creek, Alberta			Overtopping		k				21.7					
17 Davis Reservoir, California	1914	1914	Piping	Earth with concrete facing	fg	11.89	6.1			2.	2.		510.	unknown
18 DMAD, Utah		1983		Earthfill	g	8.8							793.	drawdown rate
19 East Fork Pond River, Kentucky			Piping		k				38.9					
20 Elk City, Oklahoma	1925	1936	Overtopping	Rolled sandy clay fill with concrete corewall	dhik	9.14	4.9		50.4	3.	2.	564.		
21 Emery, California			Piping		k				22.2					
22 Erindale, Canada	1910	1912	Overtopping	Earthfill with concrete masonry corewall	dh	10.67						213.		
23 Euclides de Cunha, Brazil	1958	1977	Overtopping	Earthfill	fh	53.04							1,020.	unknown
24 Fogelman, Tennessee			Piping		k				21.3					
25 Frankfurt, Germany	1975	1977	Piping	Earthfill	fh	9.75							79.	unknown
26 Fred Burr, Montana		1948	Piping	Homogeneous earthfill	gjq	10.4			30.8				654.	slope-area "short distance downstream"
27 French Landing, Michigan	1925	1925	Piping	Homogeneous earthfill	fgjhjk	12.19	2.4		34.3	2.	2.5		929.	1-hr reservoir drawdown
28 Frenchman Creek, Montana	1952	1952	Piping	Homogeneous earthfill	fgjhjk	12.5	6.1		37.3	3.	2.		1,420.	unknown
29 Filas, Argentina	1940	1970	Overtopping	Homogeneous rockfill	dh					1.	1.	62.2		
30 Goose Creek, South Carolina	1903	1916	Overtopping	Earthfill	fgj	6.1	3.0			1.5	1.5		565.	unknown
31 Grand Rapids, USA	1874	1900	Overtopping	Earthfill with clay corewall	dhik	7.62	3.7		14.8	1.5	1.5	441.		
32 Granite Creek, Alaska		1971			c				16.7				1,841.	discharge 8 km downstream, unknown method
33 Haas Pond, Connecticut			Piping		k									
34 Hart, Michigan	1920	1986	Piping	Homogeneous earthfill	ik		4.3		31.1					
35 Hatchtown, Utah	1908	1914	Piping or foundation defect	Zoned earthfill	dfghjkkq	19.2	6.1		44.8	2.	2.5	238.	3,080.	1-hr reservoir drawdown
36 Hatfield, USA	1908	1911			h	6.8							3,400.	unknown
37 Hebron, USA	1913	1914	Piping	Earthfill	fh	11.58	3.7			3.	1.5			
38 Hell Hole, California	1964	1964	Piping	Rockfill	fgjjkq	67.06	21.3		103.2	1.5	1.5		7,360.	1-hr reservoir drawdown
39 Herrin, Illinois		1935	Overtopping	Zoned earthfill	ik		4.6		28.8					
40 Horse Creek, Colorado	1911	1914	Piping	Homogeneous earthfill, with concrete facing	dfik	12.19	4.9		26.8	1.5	2.	701.		
41 Hutchinson Lake Dam, Georgia	1960	1994	Overtopping	Homogeneous earthfill	m				14.0					
42 Iowa Beef Processors, Washington	1971	1993	Piping	Earthfill	kr	4.57						305.		
43 Ireland No. 5, Colorado		1964	Piping	Homogeneous earthfill	ijk		2.4		18.0				110.	slope-area "short distance downstream"
44 Jacobs Creek, Pennsylvania			Piping		k									
45 Johnston City, Illinois	1921	1981	Piping	Homogeneous earthfill	fhik	4.27	1.8		21.5	4.75	2.75			
46 Johnstown (South Fork Dam, Penn.)	1853	1889	Overtopping	Zoned earth and rockfill	dfgjjkq	38.1	3.05		64.	2.	1.5	284.	8,500.	30-min reservoir drawdown
47 Kaddam, India	1957	1958	Overtopping	Earthfill	abdhp	12.5								
48 Kelly Barnes, Georgia	1948	1977	Piping	Homogeneous earthfill	fgjhjkkq	11.58	6.1		19.4	1.	1.		680.	slope-area 250 m downstream
49 Kendall Lake Dam, South Carolina	1900	1990	Overtopping	Earthfill	n	5.49						128.		
50 Kraftsmen's Lake Dam, Georgia		1994	Overtopping	Homogeneous earthfill	m				8.10					
51 La Fruta, Texas	1930	1930	Piping	Homogeneous earthfill	ik		4.9		40.0					
52 Lake Avalon, New Mexico	1894	1904	Piping	Earthfill	hk	14.5			42.7				2,320.	unknown
53 Lake Barcroft, USA	1913	1972	Overtopping	Earthfill	dh	21.03								
54 Lake Frances, California	1899	1899	Piping	Homogeneous earthfill	fhik	15.24	4.9		47.4	3.	2.			

Fonte: Wahl (1998).

Tabela 25 – Banco de dados para estudos de ruptura de barragens (continuação)

Dam and Location	Built	Failed	Failure Mode	Construction	References	EMBANKMENT DIMENSIONS							BREACH OUTFLOW	
						Dam Height h_d m	Crest Width W_c m	Base Width W_b m	Average Width W m	Upstream Slope $Z_{u:v}$ Z:1 (h:v)	Downstream Slope $Z_{d:v}$ Z:1 (h:v)	Length L m	Peak Outflow Q_p m ³ /s	Method of Determining Peak Outflow
55 Lake Genevieve, Kentucky			Piping	Earthfill	k				19.8					
56 Lake Latonka, Pennsylvania	1966	1966	Piping	Homogeneous earthfill	hik	13.0	6.1		28.0				290.	unknown
57 Lake Philema Dam, Georgia	1965	1994	Overtopping	Homogeneous earthfill	m				28.					
58 Lambert Lake, Tennessee			Piping	Earthfill	k				53.9					
59 Laurel Run, Pennsylvania		1977	Overtopping	Earthfill	fg hijkq	12.8	6.1		40.5				1,050.	slope-area 1.6 km downstream
60 Lawn Lake, Colorado	1903	1982	Piping	Homogeneous earthfill	gikq	7.9	2.4		14.2				510.	dam-break model
61 Lily Lake, Colorado	1913	1951	Piping	Homogeneous earthfill	ijk								71.	slope-area at unknown location
62 Little Deer Creek, Utah	1962	1963	Piping	Homogeneous earthfill	fg hijkq	26.21	6.1		63.1				1,330.	slope-area at unknown location
63 Long Branch Canyon, California			Piping		k				11.3					
64 Lower Latham, Colorado		1973	Piping	Homogeneous earthfill	ijkp		4.6		25.7				340.	slope-area at unknown location
65 Lower Otay, California	1897	1916	Overtopping	Rockfill with concrete/steel corewall	dfik	41.15	3.7		53.3	1.	1.	172.		
66 Lower Two Medicine, Montana	1913	1964	Piping	Homogeneous earthfill	fg hijkq	11.28	3.7						1,800.	slope-area 4 km downstream
67 Lyman, Arizona	1913	1915	Piping	Zoned earthfill	fhi	19.81	3.7			2.	2.			
68 Lynde Brook, Massachusetts	1871	1876	Piping	Earthfill with corewall	fik	12.5	15.2	41.8		2.	2.3			
69 Machhu II, India		1979	Seepage	Earthfill	dhp	60.05	6.0			3.	2.	4180.		
70 Mammoth, USA	1916	1917	Seepage		h	21.3							2,520.	unknown
71 Martin Cooling Pond Dike, Florida		1979	Foundation Defect		pq								3,115.	unknown
72 Melville, Utah	1907	1909	Piping	Zoned earthfill	fthik	10.97	3.0	25.1		3.	1.5			
73 Merimac (Upper) Lake Dam, Georgia	1939	1994	Overtopping	Homogeneous earthfill	m			17.5						
74 Mill River, Massachusetts		1874		Earth and masonry	g	13.1							1,645.	unknown
75 Mossy Lake Dam, Georgia	1963	1994	Overtopping	Homogeneous earthfill	m			14.3						
76 Nanaksagar, India	1962	1967			hp	15.85							9,700.	unknown
77 Nahzille, New Mexico		1996	Overtopping	Homogeneous earthfill	o	5.49				3.	2.	130.		
78 North Branch Tributary, Pennsylvania		1977		Earthfill	fgh	5.5							29.4	slope-area measurement
79 Oakford Park, USA		1903	Overtopping	Earthfill with corewall	dh	6.1	2.6					107.		
80 Oros, Brazil	1960	1960	Overtopping	Zoned earthfill and rockfill	fg hijk pq	35.36	5.0	110.					9,630.	unknown
81 Otter Lake, Tennessee			Piping	Earthfill	k			20.6						
82 Otto Run, USA		1977		Earthfill	fgh	5.8							60.	slope-area measurement
83 Pierce Reservoir, Wyoming		1986	Piping	Homogeneous earthfill	ik		3.1							
84 Potato Hill Lake, North Carolina	1947	1977	Overtopping	Homogeneous earthfill	ik		7.3	23.5						
85 Prospect, Colorado	1914	1980	Piping	Homogeneous earthfill	ijk		4.3	13.1					116.	reservoir drawdown, unknown time period
86 Puddingstone, California	1926	1926	Overtopping	Homogeneous earthfill	ijk								480.	15-min reservoir drawdown
87 Quail Creek, Utah	1986	1989	Piping	Homogeneous earthfill	jk			56.6					3,110.	15-min reservoir drawdown
88 Rainbow Lake, Michigan		1986	Overtopping	Homogeneous earthfill	ik		11.3	28.2						
89 Renegade Resort Lake, Tennessee			Overtopping		k			11.0						
90 Rito Manzanares, New Mexico		1975	Piping	Homogeneous earthfill	fthik	7.32	3.7	13.3	1.34	1.34				
91 Salles Oliveira, Brazil	1966	1977	Overtopping	Earthfill	fth	35.05							7,200.	unknown
92 Sandy Run, Pennsylvania		1977	Overtopping	Earthfill	fthq	8.53							435.	unknown
93 Schaeffer, Colorado		1921	Overtopping	Earthfill with concrete corewall	dfghikq	30.5	4.6	80.8	3.	2.	335.		4,500.	slope-area 1.3 km downstream; twice avg outflow during 12 hr required to drain reservoir
94 Scott Farm Dam No. 2, Alberta			Piping		k			39.3						
95 Sheep Creek, USA	1969	1970	Seepage	Earthfill	fth	17.07	6.1			3.	2.	91.4		
96 Sherburne, USA	1892	1905	Seepage	Earthfill with corewall	dh	10.36								
97 Sinkers Creek, USA	1910	1943	Seepage	Earthfill	fth	21.34								
98 South Fork Tributary, Pennsylvania		1977		Earthfill	fgh	1.8							122.	slope-area measurement
99 Spring Lake, Rhode Island	1887	1889	Piping	Homogeneous earthfill, clay and gravel	fhi	5.49	2.4			0.75	0.75			
100 Statham Lake Dam, Georgia	1955	1994	Overtopping	Homogeneous earthfill	m			12.6						
101 Swift, Montana	1914	1964	Overtopping	Rockfill with concrete facing	dfgq	57.61						226.		
102 Teton, Idaho	1975	1976	Piping	Zoned earthfill	fg hijkq	92.96	10.7	250.		3.	2.5		24,947.	slope-area 27 km downstream
103 Trial Lake, Utah			Piping		k			7.62					65,120.	slope-area 4 km downstream
104 Trout Lake, North Carolina			Overtopping		k			21.6						
105 Upper Pond, Connecticut			Overtopping		k									
106 Wheatland No. 1, Wyoming	1893	1969	Piping	Homogeneous earthfill	fthik	13.6	6.1							
107 Wilkinson Lake Dam, Georgia	1956	1994	Piping	Homogeneous earthfill with corewall	m			13.2						
108 Winston, North Carolina	1904	1912	Overtopping	Earthfill with corewall; earth with rubble core	dfik	7.32	2.1	7.76		1.	1.	133.		

Fonte: Wahl (1998).

Tabela 25 – Banco de dados para estudos de ruptura de barragens (continuação)

Dam and Location	HYDRAULIC CHARACTERISTICS					BREACH CHARACTERISTICS						TIME PARAMETERS				
	Reservoir Storage S m ³	Surface Area A m ²	Volume Stored Above Breach Invert V_w m ³	Depth Above Breach h_w m	Breach Formation Factor V_w/h_w m ⁴	Breach Shape	Height h_b m	Top Width B_{top} m	Bottom Width B_{bottom} m	Average Width B m	Average Side Slopes Z Z:1 (h:v)	Eroded Volume V_{er} m ³	Formation Time ¹ t_f hr	Failure Time ² t_f hr	Maximum Development Time ³ t_f hr	Breach and Empty Time ⁴ t_f hr
1 Apishapa, Colorado	22,500,000	2,590,000	22,200,000	28.0	622,000,000	trapezoid	31.1	91.5	81.5	93.0	0.44	238,000	0.75	2.5	2.5	
2 Baldwin Hills, California	1,100,000	76,900	910,000	12.2	11,100,000	triangular	21.3			25.0	0.31	31,700	0.33	1.3	1.3	
3 Bearwallow Lake, North Carolina			49,300	5.79	285,000		6.40			12.2	1.43	1,090				
4 Bradfield, England	3,200,000															0.75
5 Break Neck Run, USA	49,000						7.			30.5				<0.5		
6 Buckhaven No. 2, Tennessee			24,700	6.10	151,000		6.10			4.72	0.73	1,070				
7 Buffalo Creek, West Virginia	484,000	52,600	484,000	14.02	6,780,000	trapezoid	14.	153.	97.	125.	2.	319,000		0.5	0.5	
8 Bullock Draw Dike, Utah	1,130,000		740,000	3.05	2,260,000	trapezoid	5.79	13.6	11.0	12.5	0.21	1,350				
9 Butler, Arizona			2,380,000	7.16	17,000,000		7.16			62.5	0.85	4,310				
10 Canyon Lake, USA	985,000													0.1		
11 Castlewood, Colorado	4,230,000	809,000	6,170,000	21.6	133,000,000	trapezoid	21.3	54.9	33.5	44.2	0.50	55,700	0.5		0.33	
12 Caulk Lake, Kentucky			698,000	11.1	7,750,000		12.2			35.1	1.38	13,700				
13 Cheaha Creek, USA	69,000											15,500		5.5	5.5	
14 Clearwater Lake Dam, Georgia			466,000	4.05	1,890,000		3.78			22.8	1.03	1,290				
15 Coedy, England	310,000		311,000	>11.0	3,420,000		11.0	67.	18.2	42.7	2.22		0.25	short		short
16 Cougar Creek, Alberta			29,800	11.1	331,000		10.4									
17 Davis Reservoir, California	58,000,000	12,900,000	58,000,000	11.58	671,000,000	trapezoid	11.9	21.3			0.25	6,470			7.	
18 DMAD, Utah	19,700,000		19,700,000													
19 East Fork Pond River, Kentucky			1,870,000	9.80	18,300,000		11.4			17.2	0.44	7,530				
20 Elk City, Oklahoma	740,000		1,180,000	9.44	11,100,000		9.14	45.5	27.7	36.6	1.00	16,900				
21 Emery, California			425,000	6.55	2,780,000		8.23			10.8	0.35	1,970				
22 Erindale, Canada							4.6	39.5						<0.5		
23 Euclides de Cunha, Brazil	13,600,000			58.22		trapezoid	53.	131.				726,000		7.3	7.3	
24 Fogelman, Tennessee			493,000	11.1	5,470,000		12.6			7.62	0.36	2,050				
25 Frankfurt, Germany	350,000		352,000	8.23	2,890,000	trapezoid	9.75	9.2	4.6	6.9	0.4	1,290		2.5	0.25	
26 Fred Burr, Montana	752,000		750,000	10.2	7,650,000		10.4									
27 French Landing, Michigan			3,870,000	8.53	33,000,000	trapezoid	14.2	41.	13.8	27.4	0.97	13,800	0.58	0.58	0.58	
28 Frenchman Creek, Montana	21,000,000		16,000,000	10.8	173,000,000	trapezoid	12.5	67.	54.4	54.6	0.50	28,400				
29 Frias, Argentina							15.	62.						0.25		
30 Goose Creek, South Carolina	10,600,000		10,600,000	1.37	14,500,000	trapezoid	4.1	30.5	22.3	26.4	0.5	1,070		<0.5	0.5	
31 Grand Rapids, USA	220,000		25,500	6.40	163,000		6.40	12.2	6.0	19.0	2.26	1,800		0.5		short
32 Granite Creek, Alaska																
33 Haas Pond, Connecticut			23,400	2.99	70,000		3.96			10.7	0.38	708				
34 Hart, Michigan			6,350,000	10.7	67,900,000		10.8			73.9	3.03	24,800				
35 Hatchtown, Utah	14,800,000		14,800,000	16.8	249,000,000	trapezoid	18.3	180.	140.	151.	2.42	161,000	1.0	3.	3.	1.
36 Hatfield, USA	12,300,000						6.8		6.1	91.5						
37 Hebron, USA				12.19		trapezoid	15.3	61.	30.4	45.7	0.5	30,800		2.25	2.25	
38 Hell Hole, California	30,600,000		30,600,000	35.1	1,070,000,000	trapezoid	56.4			121.0	0.96	555,000	0.75		5.	
39 Herrin, Illinois				>10.7			10.7			47.2	1.14	14,500				
40 Horse Creek, Colorado	21,000,000	4,860,000	12,800,000	7.01	89,700,000	trapezoid	12.8	76.2	70.	73.1	0.83	20,500				
41 Hutchinson Lake Dam, Georgia			1,170,000	4.42	5,170,000		3.75			33.4	1.14	1,750				
42 Iowa Beef Processors, Washington	333,000	150,000	333,000	4.42	1,470,000		4.57			16.8	0.33					
43 Ireland No. 5, Colorado			160,000	3.81	610,000		5.18			13.5	0.38	1,260	0.5			
44 Jacobs Creek, Pennsylvania			423,000	20.1	8,500,000		21.3			17.5	0.61					
45 Johnston City, Illinois	575,000		575,000	3.05	1,750,000	trapezoid	5.18	13.4	2.	8.23	1.00	673				
46 Johnstown (South Fork Dam, Penn.)	18,900,000	1,650,000	18,900,000	24.6	465,000,000	trapezoid	24.4	128.	61.	94.5	1.38	68,800	0.75		3.5	3.5
47 Kaddam, India	214,000,000						15.2	30.		137.2				1.		
48 Kelly Barnes, Georgia	505,000	170,000	777,000	11.3	8,780,000	trapezoid	12.8	35.	18.	27.3	0.85	9,940		0.5		
49 Kendall Lake Dam, South Carolina	728,000	166,000														
50 Kraftsmen's Lake Dam, Georgia			177,000	3.66	648,000		3.20			14.5	1.48	376				
51 La Fruta, Texas			78,900,000	7.90	623,000,000		14.0			58.8	0.30	32,900				
52 Lake Avalon, New Mexico	7,750,000		31,500,000	13.7	432,000,000		14.6			130.	0.52	81,000		2.		
53 Lake Barcroft, USA	3,120,000						11.	23.						>1.		long
54 Lake Frances, California	865,000	174,000	789,000	14.0	11,000,000	trapezoid	17.1	30.	10.4	18.9	0.65	12,400		1.	1.	

Fonte: Wahl (1998).

Tabela 25 – Banco de dados para estudos de ruptura de barragens (continuação)

Dam and Location	HYDRAULIC CHARACTERISTICS					BREACH CHARACTERISTICS					TIME PARAMETERS					
	Reservoir Storage S	Surface Area A	Volume Stored Above Breach Invert V_w	Depth Above Breach h_w	Breach Formation Factor V_w/h_w	Breach Shape	Height h_b	Top Width B_{top}	Bottom Width B_{bottom}	Average Width B	Average Side Slopes Z	Eroded Volume V_{er}	Formation Time ¹ t_f	Failure Time ² t_f	Maximum Development Time ³ t_f	Breach and Empty Time ⁴ t_f
	m ³	m ²	m ³	m	m ⁴		m	m	m	Z:1 (h:v)	m ³	hr	hr	hr	hr	
55 Lake Genevieve, Kentucky			680,000	6.71	4,560,000		7.92		16.8	1.54	2,630					
56 Lake Latonka, Pennsylvania	1,590,000		4,090,000	6.25	25,600,000		8.69		39.2	1.18	9,540		3.			
57 Lake Philema Dam, Georgia			4,780,000	9.00	43,000,000		8.53		47.2	0.33	11,300					
58 Lambert Lake, Tennessee			296,000	12.8	3,790,000		14.3		7.62	0.21	5,870					
59 Laurel Run, Pennsylvania	385,000		555,000	14.1	7,830,000		13.7		35.1	2.40	19,500					
60 Lawn Lake, Colorado			798,000	6.71	5,350,000		7.62		22.2	0.96	2,400					
61 Lily Lake, Colorado			92,500	3.35	310,000		3.66		10.8	0.13						
62 Little Deer Creek, Utah	1,730,000		1,360,000	22.9	31,100,000	trapezoid	27.1	23.	29.6	0.75	50,600	0.33	0.33	0.33		
63 Long Branch Canyon, California			284,000	3.17	900,000		3.66		9.14	0.4	378					
64 Lower Latham, Colorado	7,080,000		7,080,000	5.79	41,000,000		7.01		79.2	6.30	14,300	1.5				
65 Lower Otay, California	49,300,000		49,300,000	>39.6	1,950,000,000	trapezoid	39.6	172.	93.8	133.0	1.00	107,000	1.0	0.25	0.33	2.5
66 Lower Two Medicine, Montana	19,600,000		29,600,000	11.3	334,000,000	trapezoid	11.3			67.0	1.50					
67 Lyman, Arizona	49,500,000		35,800,000	16.2	580,000,000	trapezoid	19.8	107.	87.	97.	1.00	71,900				
68 Lynde Brook, Massachusetts	2,520,000	534,000	2,880,000	11.6	33,400,000	trapezoid	12.5	45.7	15.3	30.5	1.22	15,300			3.	
69 Machhu II, India	110,000,000						60.	540.					2.0			
70 Mammoth, USA	13,600,000						21.3		9.2				3.			
71 Martin Cooling Pond Dike, Florida	136,000,000		136,000,000	8.53	1,160,000,000				186.							
72 Melville, Utah			24,700,000	7.92	196,000,000	trapezoid	9.75	40.	25.6	32.8	0.70	10,600				
73 Merimac (Upper) Lake Dam, Georgia			69,600	3.44	239,000		3.05		14.2	0.41	758					
74 Mill River, Massachusetts	2,500,000		2,500,000													
75 Mossy Lake Dam, Georgia			4,130,000	4.41	18,200,000		3.44		41.5	1.24	2,040					
76 Nanaksagar, India	210,000,000						16.		46.				12.			
77 Nahzille, New Mexico						trapezoid	5.03	6.71	6.71	6.71	0.			1.		
78 North Branch Tributary, Pennsylvania			22,200	5.49	122,000											
79 Oakford Park, USA							4.6	23.								
80 Oros, Brazil	650,000,000		660,000,000	35.8	23,600,000,000	trapezoid	35.5	200.	130.	165.0	1.00	765,000	8.5			
81 Otter Lake, Tennessee			109,000	5.00	545,000		6.10		9.30	1.28	1,170					
82 Otto Run, USA			7,400	5.79	42,900											
83 Pierce Reservoir, Wyoming			4,070,000	8.08	32,900,000		8.69		30.5	0.77		1.0				
84 Potato Hill Lake, North Carolina			105,000	>7.77	816,000		7.77		16.5	1.25	3,010					
85 Prospect, Colorado			3,540,000	1.68	5,950,000		4.42		88.4	0.69	5,120	2.5				
86 Puddingstone, California			617,000	>15.2	9,380,000		15.2					0.25				
87 Quail Creek, Utah			30,800,000	16.7	514,000,000		21.3		70.0	0.10	84,400	1.0				
88 Rainbow Lake, Michigan			6,780,000	10.0	67,800,000		9.54		38.9	2.52	10,500					
89 Renegade Resort Lake, Tennessee			13,900	3.66	50,900		3.66		2.29	0.63	92					
90 Rito Manzanares, New Mexico	24,700		24,700	4.57	113,000	trapezoid	7.32	19.	7.6	13.3	0.77	1,290				
91 Salles Oliveira, Brazil	25,900,000		71,500,000	38.4	2,750,000,000	trapezoid	35.		168.		440,000		2.		2.	
92 Sandy Run, Pennsylvania	56,800		56,700	8.53	484,000											
93 Schaeffer, Colorado	3,920,000		4,440,000	>30.5	135,000,000	trapezoid	30.5	210.	64.	137.	2.25	227,000	0.5	0.5	0.5	0.5
94 Scott Farm Dam No. 2, Alberta	86,000		86,000	10.4	894,000		11.9	15.	15.	15.0	0.00	7,020				
95 Sheep Creek, USA	1,430,000	344,000	2,910,000	14.02	40,800,000	trapezoid	17.1	30.5	13.5	22.	0.5	18,300				
96 Sherburne, USA	42,000							46.					2.			
97 Sinker Creek, USA	3,330,000		3,330,000	21.34	71,100,000	trapezoid	21.3	92.	49.2	70.6	0.5	84,100	2.		2.	
98 South Fork Tributary, Pennsylvania			3,700	1.83	6,770											
99 Spring Lake, Rhode Island	135,000	72,800	136,000	5.49	747,000	trapezoid	5.49	20.	9.	14.5	1.00	612				
100 Statham Lake Dam, Georgia			564,000	5.55	3,130,000		5.12		21.0	0.54	1,350					
101 Swift, Montana	37,000,000		37,000,000	47.85	1,770,000,000	trapezoid	57.6	225.	225.	225.	0.	206,000		short		0.25
102 Teton, Idaho	356,000,000		310,000,000	77.4	24,000,000,000	trapezoid	86.9		151.0	1.00	3,060,000	1.25	4.		6.	
103 Trial Lake, Utah			1,480,000	5.18	7,670,000		5.18		21.0	0.82	829					
104 Trout Lake, North Carolina			493,000	8.53	4,210,000		8.53		26.2	1.79	4,830					
105 Upper Pond, Connecticut			222,000	5.18	1,150,000		5.18		16.5	1.71						
106 Wheatland No. 1, Wyoming	11,500,000		11,600,000	12.2	142,000,000	trapezoid	13.7	46.	41.	35.4	0.75	14,600	1.5	1.5		1.5
107 Wilkinson Lake Dam, Georgia			533,000	3.57	1,900,000		3.72		29.0	1.74	1,420					
108 Winston, North Carolina	664,000		662,000	6.40	4,240,000	trapezoid	6.10	21.3	18.3	19.8	0.20	1,480		5.		5.

Fonte: Wahl (1998).

AUTORIZAÇÃO

Autorizo a reprodução e/ou divulgação total ou parcial da presente obra, por qualquer meio convencional ou eletrônico, desde que citada a fonte.

Nome do Autor: Daisy Shaianne Araujo Borges de Menezes

Assinatura do autor:  _____

Instituição: Universidade Federal da Bahia

Local: Salvador, BA

Endereço: Rua Aristides Novis, 02 - 4º andar, Federação - Salvador-BA

CEP. 40210-630

E-mail: daisyaraujo.eng@gmail.com