



MODELAGEM HIDRODINÂMICA UNI E BIDIMENSIONAL APLICADA AO  
ROMPIMENTO DA BARRAGEM DO FUNDÃO EM MARIANA/MG

Mariana Ribeiro de Lima Brandão

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Otto Corrêa Rotunno Filho

Rio de Janeiro  
Setembro de 2019

MODELAGEM HIDRODINÂMICA UNI E BIDIMENSIONAL APLICADA AO  
ROMPIMENTO DA BARRAGEM DO FUNDÃO EM MARIANA/MG

Mariana Ribeiro de Lima Brandão

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO  
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)  
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM  
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

Prof. Otto Corrêa Rotunno Filho, Ph.D.

---

Prof. Afonso Augusto Magalhães de Araujo, D.Sc.

---

Prof. Celso Bandeira de Melo Ribeiro, D.Sc.

---

Prof. Daniel Andrés Rodriguez, D.Sc.

---

Dr. Daniel Medeiros Moreira, D.Sc.

---

Dr.<sup>a</sup>. Lígia Maria Nascimento de Araujo, D.Sc.

---

Prof. Luiz Rafael Palmier, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

SETEMBRO DE 2019

Brandão, Mariana Ribeiro de Lima

Modelagem Hidrodinâmica Uni e Bidimensional Aplicada ao Rompimento da Barragem do Fundão em Mariana/MG / Mariana Ribeiro de Lima Brandão – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XXIX, 207 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Otto Corrêa Rotunno Filho

Dissertação (mestrado) – UFRJ / COPPE / Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 158-171

1. Estudo de Ruptura de Barragem. 2. Barragem de Rejeitos. 3. HEC-RAS. 4. RiverFlow2D. I. Rotunno Filho, Otto Corrêa II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*“A menos que modifiquemos a nossa maneira de pensar, não seremos capazes de resolver os problemas causados pela forma como nos acostumamos a ver o mundo.”*

(Albert Einstein)

Dedico esta dissertação aos meus pais, Luís Antônio e Patrícia, e à minha irmã Luiza,  
pelo incansável apoio durante toda minha vida acadêmica.

Sem vocês eu não chegaria até aqui.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, o apoio dos meus pais, Luís Antônio e Patrícia, e da minha irmã, Luiza, que foi indispensável para que eu seguisse focada no meu objetivo e pudesse chegar até aqui.

À Flávia Nascimento, por gentilmente ter compartilhado seus conhecimentos, pela amizade, e pela paciência durante todo o desenvolvimento deste trabalho; por ter me incentivado nos momentos difíceis, sem nunca duvidar do meu potencial. Você é um exemplo para mim.

Ao meu grande amigo Roberto Rangel, por me acompanhar durante esta caminhada, sempre com muita paciência, e por toda ajuda oferecida durante esses últimos anos. Ao Matheus Navarra, irmão que o intercâmbio me deu, quem também esteve sempre presente, e quem muito ajudou.

Aos eternos “chingones”, por todo companheirismo e amizade. Vocês fizeram essa jornada mais leve e serão sempre lembrados com muito carinho.

Aos colegas da Potamos Engenharia e Hidrologia Ltda., que me apoiaram nesta jornada, e que tanto me ensinaram e contribuíram para este trabalho. Em especial, agradeço à empresa por conceder a utilização de máquinas de simulação e licenças dos *softwares* RiverFlow2D, SMS, AutoCAD, AutoCAD Civil 3D e ArcGIS, de grande valia para o desenvolvimento desta dissertação.

Aos membros examinadores do trabalho, por aceitarem participar da banca de avaliação da dissertação desenvolvida, com contribuições para a versão final deste documento.

Em especial, agradeço ao professor Celso Bandeira de Melo Ribeiro, quem me apresentou à área de Recursos Hídricos e quem sempre me incentivou e ajudou imensuravelmente em todas as fases do meu crescimento e amadurecimento acadêmico e pessoal. Ao professor Luiz Rafael Palmier, ao engenheiro cartógrafo Dr. Daniel Medeiros Moreira e à engenheira civil Dr<sup>a</sup>. Lígia Maria Nascimento de Araujo, por estarem sempre dispostos a ajudar e a contribuir com este trabalho.

Aos professores da COPPE/UFRJ, pelos conhecimentos transmitidos, e aos funcionários do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ pelo suporte técnico-administrativo.

Registra-se, também, que o presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001. Em especial, estende-se o agradecimento à CAPES pela bolsa de estudos concedida entre março de 2016 e maio de 2017.

Complementarmente, em nome do Laboratório de Recursos Hídricos e Meio Ambiente (LABH2O) do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, agradeço, ainda, o suporte da FAPERJ, pelo apoio financeiro através dos projetos PEC/COPPE FAPERJ – Pensa Rio – Edital 34/2014 (2014-2020) – E-26/010.002980/2014, projeto FAPERJ nº E\_12/2015, projeto FAPERJ nº E-22/2016, CNPq Edital Universal nº 14/2013 – Processo 485136/2013-9, CNPq Edital Universal nº 28/2018 – Processo 435714/2018-0, CNPq Edital nº 12/2016 – Processo 306944/2016-2, pelo contínuo apoio à pesquisa científica no Brasil.

Agradecimentos extensivos são dirigidos à Agência Nacional de Águas (ANA), à Agência Nacional de Mineração (ANM), à Companhia de Pesquisa e Recursos Minerais (CPRM), bem como às agências internacionais norte-americanas *National Aeronautics Administration (NASA)*, *United States Geological Survey (USGS)* e *United States Army Corps of Engineers (USACE)*, por terem cedido e compartilhado dados e *softwares* para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao final desta seção, agradeço ao meu orientador, professor Otto Corrêa Rotunno Filho, pela orientação, dedicação, paciência e, principalmente, por acreditar no meu potencial e por extrair sempre o melhor de mim.

Por fim, a todos aqueles que contribuíram, de forma direta ou indireta, para a realização desta pesquisa.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

MODELAGEM HIDRODINÂMICA UNI E BIDIMENSIONAL APLICADA AO  
ROMPIMENTO DA BARRAGEM DO FUNDÃO EM MARIANA/MG

Mariana Ribeiro de Lima Brandão

Setembro/2019

Orientador: Otto Corrêa Rotunno Filho

Programa: Engenharia Civil

As barragens são estruturas artificiais que oferecem diversos benefícios para a humanidade, contudo, em caso de ruptura, a onda proveniente do reservatório aumenta significativamente a vazão no rio, expondo a área de jusante à inundação. Diante dos potenciais danos, estudos de ruptura hipotética de barragens de rejeitos são de extrema importância no que tange à segurança da população que habita o vale a jusante, porém as incertezas metodológicas inerentes a esses estudos requerem delimitação. A portaria DNPM nº 70.389 pressupõe que o plano de segurança de barragens de mineração inclua o plano de ação emergencial em casos específicos, mas não especifica a metodologia a ser empregada. Nesse contexto, desenvolveu-se abordagem metodológica para tratar de premissas e procedimentos associados ao desenvolvimento de estudos de ruptura de barragens de rejeitos mediante modelagem hidrodinâmica de formulação uni e bidimensional com suporte de ferramentas computacionais, tendo como referência o caso da barragem do Fundão, em Mariana/MG, caracterizado por meio de técnicas de sensoriamento remoto e visita de campo. Os resultados mostraram que a inserção da calha nos cursos de água é importante para estimar o tempo de chegada da onda e a profundidade máxima da inundação. Quanto ao tipo de escoamento, newtoniano ou não-newtoniano, observou-se que houve pouca interferência na profundidade máxima da inundação. Em contrapartida, os cenários que propagaram fluido newtoniano retardaram menos o tempo de chegada da onda. O tempo de abertura da brecha não exerceu influência significativa sobre o tempo de chegada da onda ou sobre a vazão de pico do hidrograma.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

UNI AND BIDIMENSIONAL HYDRODYNAMIC MODELING APPLIED TO THE  
FUNDÃO DAM BREAK IN MARIANA/MG

Mariana Ribeiro de Lima Brandão

September/2019

Advisor: Otto Corrêa Rotunno Filho

Department: Civil Engineering

Dams are man-made structures that offer numerous benefits to mankind, however, in the event of a dam break, the uncontrolled wave released from the reservoir significantly increases river discharge, exposing the downstream area to flooding. Given the potential damage, hypothetical rupture studies of tailings dams are of utmost importance regarding the safety of the population living in the downstream valley, however the methodological uncertainties inherent in these studies require delimitation. DNPM Ordinance n°. 70,389 assumes that the mining dam safety plan includes the emergency action plan in specific cases, but does not specify the methodology to be employed. In this context, a methodological approach was developed to deal with assumptions and procedures associated with the development of tailings dam rupture studies through uni and bidimensional hydrodynamic modelling supported by computational tools taking as reference the case of the Fundão dam failure in Mariana/MG, which was characterized by remote sensing techniques and field visit. The results showed that the DEM stream burning is important to estimate the wave arrival time and the maximum flood depth. Regarding the flow type, newtonian or non-newtonian, it was observed that there was little interference to the maximum flood depth. In contrast, scenarios that propagated newtonian fluids represented better the wave arrival time than models that propagated non-newtonian fluids, even though both scenarios delayed the wave arrival time in comparison to the observed one. In addition, the dam breach opening time had no significant influence on the wave arrival time or the peak flow rate of the hydrograph.

# SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>xiv</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b>	<b>xix</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS</b>	<b>xxi</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1    CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2    MOTIVAÇÃO	4
1.3    OBJETIVOS	4
1.3.1  OBJETIVO GERAL	4
1.3.2  OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
1.4    ORGANIZAÇÃO DO TEXTO	5
<b>CAPÍTULO 2. REVISÃO DA LITERATURA</b>	<b>7</b>
2.1    GRANDES BARRAGENS NO MUNDO	7
2.2    GENERALIDADES ACERCA DE BARRAGENS DE REJEITOS	10
2.2.1  ASPECTOS HISTÓRICOS SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS	10
2.2.2  CAUSAS DE RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS	12
2.2.3  HISTÓRICO DE CASOS DE ACIDENTES COM BARRAGENS DE REJEITOS	15
2.3    ASPECTOS SOBRE DE SEGURANÇA DE BARRAGENS	17
2.3.1  LEGISLAÇÃO BRASILEIRA SOBRE SEGURANÇA DE BARRAGENS	18

2.3.2	RISCOS ASSOCIADOS À RUPTURA DE BARRAGENS	23
2.3.3	CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS QUANTO AOS RISCOS E AO DANO POTENCIAL ASSOCIADO	25
2.4	MODELAGEM HIDRODINÂMICA DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS	30
2.4.1	DEFINIÇÃO DO MODO DE FALHA E DOS CENÁRIOS DE RUPTURA HIPOTÉTICA	30
2.4.2	ANÁLISE DE FORMAÇÃO DA BRECHA DE RUPTURA	33
2.4.3	DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	36
2.4.4	CARACTERIZAÇÃO DO VALE A JUSANTE DA BARRAGEM	40
2.4.5	PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	45
2.4.6	MAPAS DE INUNDAÇÃO	57
2.5	ESTADO DA ARTE SOBRE RUPTURA HIPOTÉTICA DE BARRAGENS DE REJEITOS	58
2.6	SENSORIAMENTO REMOTO	61
2.6.1	HISTÓRIA DO USO DO SENSORIAMENTO REMOTO	61
2.6.2	HISTÓRICO DOS SATÉLITES LANDSAT	63
2.6.3	USO DE SENSORIAMENTO REMOTO E TÉCNICAS DE GEOPROCESSAMENTO COMO SUPORTE À MODELAGEM HIDRODINÂMICA	67
2.7	INCERTEZAS ASSOCIADAS AOS MODELOS NUMÉRICOS	69
2.7.1	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	69
2.7.2	AValiação DO DESEMPENHO DAS SIMULAÇÕES	72
<b>CAPÍTULO 3.</b>	<b>ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE REJEITOS DO FUNDÃO</b>	<b>75</b>

3.1	CARACTERIZAÇÃO DA BACIA DO RIO DOCE	75
3.2	CARACTERIZAÇÃO DA BARRAGEM DO FUNDÃO	79
3.2.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DEPOSITADOS NA BARRAGEM	83
3.3	ROMPIMENTO DA BARRAGEM	86
<b>CAPÍTULO 4. METODOLOGIA</b>		<b>91</b>
4.1	RECONSTITUIÇÃO DAS INFORMAÇÕES ACERCA DA RUPTURA	93
4.2	ANÁLISE DE FORMAÇÃO DA BRECHA E DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	94
4.3	CARACTERIZAÇÃO DO VALE A JUSANTE DA BARRAGEM	96
4.3.1	CARACTERIZAÇÃO TOPOGRÁFICA	96
4.3.2	CARACTERIZAÇÃO HIDROLÓGICA	98
4.4	PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	103
4.4.1	MODELO RIVERFLOW2D	105
4.4.2	MODELO HEC-RAS 1D	110
4.4.3	MODELO HEC-RAS 2D	112
4.5	GERAÇÃO DOS MAPAS DE INUNDAÇÃO	114
4.6	AQUISIÇÃO E TRATAMENTO DAS IMAGENS LANDSAT8 E DELIMITAÇÃO DA ENVOLTÓRIA DA INUNDAÇÃO OBSERVADA	114
4.7	AValiação DO DESEMPENHO DAS SIMULAÇÕES	116
<b>CAPÍTULO 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO</b>		<b>118</b>

5.1	ANÁLISE DE FORMAÇÃO DA BRECHA E DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	118
5.2	CARACTERIZAÇÃO DO VALE A JUSANTE DA BARRAGEM	121
5.2.1	CARACTERIZAÇÃO TOPOGRÁFICA	121
5.2.2	CARACTERIZAÇÃO HIDROLÓGICA	123
5.3	PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	125
5.3.1	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	125
5.3.2	ANÁLISE COMPARATIVA	134
5.4	GERAÇÃO DOS MAPAS DE INUNDAÇÃO	142
5.5	DELIMITAÇÃO DA ENVOLTÓRIA DA INUNDAÇÃO OBSERVADA	147
5.6	AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DAS SIMULAÇÕES	148
<b>CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b>		<b>153</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>		<b>158</b>
<b>APÊNDICE A – RESULTADOS DOS CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO</b>		<b>172</b>
<b>APÊNDICE B – MAPAS DE INUNDAÇÃO</b>		<b>201</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b>	Distribuição regional de grandes barragens no final do século XX (Fonte: adaptado de WCD, 2000)	<b>8</b>
<b>Figura 2.2</b>	Distribuição das grandes barragens existentes no mundo por região e uso (Fonte: adaptado de WCD, 2000)	<b>9</b>
<b>Figura 2.3</b>	Número de barragens no mundo por altura (Fonte: adaptado de SÓRIA, 2008)	<b>9</b>
<b>Figura 2.4</b>	Causas de ruptura de barragens de rejeitos (Fonte: adaptado de BLIGHT, 2010)	<b>13</b>
<b>Figura 2.5</b>	Avaliação de risco (Fonte: adaptado de ICOLD, 1999)	<b>24</b>
<b>Figura 2.6</b>	Parâmetros geométricos de uma brecha de ruptura (Fonte: ROCHA, 2015)	<b>33</b>
<b>Figura 2.7</b>	Comparação entre MDE SRTM com resolução espacial de 90 m e 30 m (Fonte: adaptado de <a href="https://photojournal.jpl.nasa.gov/catalog/PIA18813">https://photojournal.jpl.nasa.gov/catalog/PIA18813</a> )	<b>41</b>
<b>Figura 2.8</b>	Influência da vegetação, da largura do curso de água e da resolução horizontal do MDE na representação da planície de inundação e da calha do curso de água no MDE (Fonte: PAIVA <i>et al.</i> , 2011)	<b>42</b>
<b>Figura 2.9</b>	Condições de contorno de um curso de água (Fonte: adaptado de FREAD & LEWIS, 1998)	<b>52</b>
<b>Figura 2.10</b>	Seção transversal de um rio com as calhas menor e maior (Fonte: adaptado de FREAD & LEWIS, 1998)	<b>53</b>
<b>Figura 2.11</b>	Diagrama de decisão para escolha do método de análise de sensibilidade. (Fonte: ROCQUIGNY <i>et al.</i> , 2008 <i>apud</i> IOOSS & LEMAÎTRE, 2015)	<b>70</b>
<b>Figura 3.1</b>	Mapa da bacia hidrográfica do rio Doce (Fonte: ANA, 2015. Disponível em <a href="https://www.ana.gov.br">https://www.ana.gov.br</a> )	<b>75</b>
<b>Figura 3.2</b>	Precipitação total no período chuvoso (1961 a 1990) (Fonte: IGAM, 2008, <i>apud</i> ECOPLAN-LUME, 2010)	<b>77</b>
<b>Figura 3.3</b>	Precipitação total no período seco (1961 a 1990) (Fonte: IGAM, 2008, <i>apud</i> ECOPLAN-LUME, 2010)	<b>77</b>

<b>Figura 3.4</b>	Precipitação anual na bacia (1961 a 1990) (Fonte: IGAM, 2008, <i>apud</i> ECOPLAN-LUME, 2010)	<b>78</b>
<b>Figura 3.5</b>	Localização do Complexo do Germano (Fonte: a autora)	<b>80</b>
<b>Figura 3.6</b>	Croqui do corte da barragem do Fundão (Fonte: MORGENSTERN <i>et al.</i> , 2016)	<b>81</b>
<b>Figura 3.7</b>	Arranjo geral da barragem do Fundão conforme projeto (Fonte: PIMENTA DE ÁVILA, 2005 <i>apud</i> MACHADO, 2017)	<b>82</b>
<b>Figura 3.8</b>	Curva Cota x Volume do reservatório da barragem do Fundão (Fonte: MACHADO, 2017)	<b>83</b>
<b>Figura 3.9</b>	Rejeitos arenosos e lama. (a) areia; (b) lama remoldada; (c) corpo de prova de lama intacta (Fonte: MORGENSTERN <i>et al.</i> , 2016)	<b>84</b>
<b>Figura 3.10</b>	Curva granulométrica dos materiais depositados na barragem do Fundão (Fonte: MACHADO, 2017, adaptado DE MORGENSTERN <i>et al.</i> , 2016)	<b>85</b>
<b>Figura 3.11</b>	Curvas de viscosidade para as amostras (Fonte: MACHADO, 2017)	<b>86</b>
<b>Figura 3.12</b>	Curvas de tensão de escoamento para as amostras (Fonte: MACHADO, 2017)	<b>86</b>
<b>Figura 3.13</b>	Imagens de satélite das barragens da Samarco (A) e do povoado de Bento Rodrigues (B) após o acidente (Fonte: SPOT 6 e 7/HIPARC/AirBus <i>apud</i> ANA, 2015)	<b>87</b>
<b>Figura 3.14</b>	Área da barragem do Fundão antes (a) e após rompimento (b) (Fonte: MORGENSTERN <i>et al.</i> , 2016)	<b>89</b>
<b>Figura 3.15</b>	Localização do registro fotográfico de campo (Fonte: a autora)	<b>89</b>
<b>Figura 3.16</b>	Registro fotográfico de campo realizado no dia 11 de agosto de 2018 (Fonte: a autora)	<b>90</b>
<b>Figura 4.1</b>	Fluxograma da metodologia empregada	<b>92</b>
<b>Figura 4.2</b>	Processo de correção do perfil longitudinal (Fonte: YAMAZAKI <i>et al.</i> , 2012 <i>apud</i> ROCHA, 2015 )	<b>97</b>

<b>Figura 4.3</b>	Localização das estações fluviométricas utilizadas no estudo de regionalização de vazões (Fonte: a autora)	<b>99</b>
<b>Figura 4.4</b>	Diagrama unifilar do trecho simulado (Fonte: a autora)	<b>101</b>
<b>Figura 4.5</b>	Localização dos pontos de regionalização de vazão e dos pontos de vazão incremental (Fonte: a autora)	<b>102</b>
<b>Figura 4.6</b>	Malhas de cálculo para simulação no modelo RiverFlow2D (a) e (b) e fotografia do controle hidráulico Localizado a jusante de Paracatu de Baixo (c) (Fonte: a autora)	<b>106</b>
<b>Figura 4.7</b>	Posicionamento das seções transversais ao longo do trecho simulado (Fonte: a autora)	<b>107</b>
<b>Figura 4.8</b>	Delimitação de uso e ocupação do solo do trecho simulado (Fonte: a autora)	<b>108</b>
<b>Figura 4.9</b>	Malha de cálculo construída no HEC-RAS 2D (Fonte: a autora)	<b>113</b>
<b>Figura 4.10</b>	Localização da imagem Landsat8 adquirida (Fonte: a autora)	<b>115</b>
<b>Figura 5.1</b>	Brecha inferida a partir da topografia primitiva (MDE SRTM)	<b>119</b>
<b>Figura 5.2</b>	Curvas cota-volume original e restringida do reservatório da barragem do Fundão	<b>119</b>
<b>Figura 5.3</b>	Hidrogramas de ruptura considerando tempo de abertura da brecha de 5 minutos	<b>120</b>
<b>Figura 5.4</b>	Hidrogramas de ruptura considerando tempo de abertura da brecha de 10 minutos	<b>120</b>
<b>Figura 5.5</b>	Hidrogramas de ruptura considerando tempo de abertura da brecha de 15 minutos	<b>121</b>
<b>Figura 5.6</b>	Representação do MDE com e sem regularização de fundo	<b>122</b>
<b>Figura 5.7</b>	Representação da seção S-43 nos MDEs sem (a) e com a calha inserida (b)	<b>122</b>
<b>Figura 5.8</b>	Curva de regionalização de vazões específicas em termos da $Q_{MLT}$	<b>123</b>

<b>Figura 5.9</b>	Resultados dos cenários RF-SC-N-10 e RF-CC-N-10 em termos da profundidade máxima da inundação	<b>126</b>
<b>Figura 5.10</b>	Resultados dos cenários RF-SC-N-10 e RF-CC-N-10 em termos do tempo de chegada da onda	<b>127</b>
<b>Figura 5.11</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-10 e RF-CC-NN-10 em termos da profundidade máxima da inundação	<b>130</b>
<b>Figura 5.12</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-10 e RF-CC-NN-10 em termos do tempo de chegada da onda	<b>131</b>
<b>Figura 5.13</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-5, RF-CC-N-10 e RF-CC-N-15 em termos do tempo de chegada da onda	<b>132</b>
<b>Figura 5.14</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-5, RF-CC-N-10 e RF-CC-N-15 em termos da vazão de pico do hidrograma	<b>133</b>
<b>Figura 5.15</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da vazão de pico do hidrograma	<b>135</b>
<b>Figura 5.16</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da velocidade máxima da onda	<b>136</b>
<b>Figura 5.17</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da profundidade máxima da inundação	<b>137</b>
<b>Figura 5.18</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos do tempo de chegada da onda	<b>138</b>
<b>Figura 5.19</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos do tempo de chegada da onda em Bento Rodrigues	<b>139</b>
<b>Figura 5.20</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos do tempo de chegada da onda em Paracatu de Baixo, Gesteira e Barra Longa	<b>139</b>
<b>Figura 5.21</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da elevação da inundação na seção S-6 Bento Rodrigues Jusante	<b>140</b>
<b>Figura 5.22</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da elevação da inundação na seção S-43 Paracatu de Baixo	<b>141</b>

<b>Figura 5.23</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da elevação da inundação na se�o S-65 Gesteira	<b>141</b>
<b>Figura 5.24</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da eleva�o da inunda�o na se�o S-80 Barra Longa	<b>142</b>
<b>Figura 5.25</b>	Envoltórias de inunda�o máxima para os cenários RF-SC-N-10 e RF-CC-N-10	<b>143</b>
<b>Figura 5.26</b>	Envoltórias de inunda�o máxima para os cenários RF-CC-N-10 e RF-CC-NN-10	<b>144</b>
<b>Figura 5.27</b>	Envoltórias de inunda�o máxima para os cenários RF-CC-N-5, RF-CC-N-10 e RF-CC-N-15	<b>145</b>
<b>Figura 5.28</b>	Envoltórias de inunda�o máxima para os cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15	<b>146</b>
<b>Figura 5.29</b>	Imagem Landsat8 adquirida em 12/11/2015: após o acidente (a) e delimita�o da envoltória da inunda�o observada (b)	<b>148</b>
<b>Figura 5.30</b>	Resultados dos cenários modelados no RiverFlow2D em termos da área da mancha de inunda�o	<b>149</b>
<b>Figura 5.31</b>	Resultados da avalia�o do desempenho dos cenários modelados no RiverFlow2D	<b>150</b>
<b>Figura 5.32</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da área da mancha de inunda�o	<b>151</b>
<b>Figura 5.33</b>	Resultados da avalia�o do desempenho dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15	<b>152</b>
<b>Figura A.1</b>	Resultados do cenário 1 - RF-SC-N-5	<b>173</b>
<b>Figura A.2</b>	Resultados do cenário 1 - RF-SC-N-5	<b>173</b>
<b>Figura A.3</b>	Resultados do cenário 1 - RF-SC-N-5	<b>174</b>
<b>Figura A.4</b>	Resultados do cenário 2 - RF-SC-N-10	<b>175</b>
<b>Figura A.5</b>	Resultados do cenário 2 - RF-SC-N-10	<b>175</b>

<b>Figura A.6</b>	Resultados do cenário 2 - RF-SC-N-10	<b>176</b>
<b>Figura A.7</b>	Resultados do cenário 3 - RF-SC-N-15	<b>177</b>
<b>Figura A.8</b>	Resultados do cenário 3 - RF-SC-N-15	<b>177</b>
<b>Figura A.9</b>	Resultados do cenário 3 - RF-SC-N-15	<b>178</b>
<b>Figura A.10</b>	Resultados do cenário 4 - RF-CC-N-5	<b>179</b>
<b>Figura A.11</b>	Resultados do cenário 4 - RF-CC-N-5	<b>179</b>
<b>Figura A.12</b>	Resultados do cenário 4 - RF-CC-N-5	<b>180</b>
<b>Figura A.13</b>	Resultados do cenário 5 - RF-CC-N-10	<b>181</b>
<b>Figura A.14</b>	Resultados do cenário 5 - RF-CC-N-10	<b>181</b>
<b>Figura A.15</b>	Resultados do cenário 5 - RF-CC-N-10	<b>182</b>
<b>Figura A.16</b>	Resultados do cenário 6 - RF-CC-N-15	<b>183</b>
<b>Figura A.17</b>	Resultados do cenário 6 - RF-CC-N-15	<b>183</b>
<b>Figura A.18</b>	Resultados do cenário 6 - RF-CC-N-15	<b>184</b>
<b>Figura A.19</b>	Resultados do cenário 7 - RF-SC-NN-5	<b>185</b>
<b>Figura A.20</b>	Resultados do cenário 7 - RF-SC-NN-5	<b>185</b>
<b>Figura A.21</b>	Resultados do cenário 7 - RF-SC-NN-5	<b>186</b>
<b>Figura A.22</b>	Resultados do cenário 8 - RF-SC-NN-10	<b>187</b>
<b>Figura A.23</b>	Resultados do cenário 8 - RF-SC-NN-10	<b>187</b>
<b>Figura A.24</b>	Resultados do cenário 8 - RF-SC-NN-10	<b>188</b>
<b>Figura A.25</b>	Resultados do cenário 9 - RF-SC-NN-15	<b>189</b>

<b>Figura A.26</b>	Resultados do cenário 9 - RF-SC-NN-15	<b>189</b>
<b>Figura A.27</b>	Resultados do cenário 9 - RF-SC-NN-15	<b>190</b>
<b>Figura A.28</b>	Resultados do cenário 10 - RF-CC-NN-5	<b>191</b>
<b>Figura A.29</b>	Resultados do cenário 10 - RF-CC-NN-5	<b>191</b>
<b>Figura A.30</b>	Resultados do cenário 10 - RF-CC-NN-5	<b>192</b>
<b>Figura A.31</b>	Resultados do cenário 11 - RF-CC-NN-10	<b>193</b>
<b>Figura A.32</b>	Resultados do cenário 11 - RF-CC-NN-10	<b>193</b>
<b>Figura A.33</b>	Resultados do cenário 11 - RF-CC-NN-10	<b>194</b>
<b>Figura A.34</b>	Resultados do cenário 12 - RF-CC-NN-15	<b>195</b>
<b>Figura A.35</b>	Resultados do cenário 12 - RF-CC-NN-15	<b>195</b>
<b>Figura A.36</b>	Resultados do cenário 12 - RF-CC-NN-15	<b>196</b>
<b>Figura A.37</b>	Resultados do cenário 13 - HR1D-CC-N-15	<b>197</b>
<b>Figura A.38</b>	Resultados do cenário 13 - HR1D-CC-N-15	<b>197</b>
<b>Figura A.39</b>	Resultados do cenário 13 - HR1D-CC-N-15	<b>198</b>
<b>Figura A.40</b>	Resultados do cenário 13 - HR1D-CC-N-15	<b>198</b>
<b>Figura A.41</b>	Resultados do cenário 14 - HR2D-CC-N-15	<b>199</b>
<b>Figura A.42</b>	Resultados do cenário 14 - HR2D-CC-N-15	<b>199</b>
<b>Figura A.43</b>	Resultados do cenário 14 - HR2D-CC-N-15	<b>200</b>
<b>Figura A.44</b>	Resultados do cenário 14 - HR2D-CC-N-15	<b>200</b>

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 2.1</b>	Casos de rompimento de barragens de rejeitos no mundo	<b>16</b>
<b>Tabela 2.2</b>	Acidentes recentes com barragens de rejeitos em Minas Gerais	<b>17</b>
<b>Tabela 2.3</b>	Classificação da consequência de ruptura de barragem nas áreas a jusante	<b>27</b>
<b>Tabela 2.4</b>	Classificação quanto à categoria de risco para barragens de mineração	<b>29</b>
<b>Tabela 2.5</b>	Classificação quanto ao dano potencial associado para barragens de mineração	<b>29</b>
<b>Tabela 2.6</b>	Variação dos parâmetros da brecha de ruptura	<b>35</b>
<b>Tabela 2.7</b>	Equações empíricas para determinação da vazão de pico	<b>37</b>
<b>Tabela 2.8</b>	Hidrogramas simplificados de ruptura	<b>38</b>
<b>Tabela 2.9</b>	Exemplos de variáveis na regionalização	<b>44</b>
<b>Tabela 2.10</b>	Classificação dos fluidos hiperconcentrados	<b>46</b>
<b>Tabela 2.11</b>	Classificação das profundidades máximas de inundação, baseada nos níveis de perigo para seres humanos	<b>58</b>
<b>Tabela 2.12</b>	Características dos satélites Landsat1 a 7	<b>64</b>
<b>Tabela 2.13</b>	Características do sensor MSS dos satélites Landsat 1 a 5	<b>65</b>
<b>Tabela 2.14</b>	Características do sensor TM dos satélites Landsat 4 e 5	<b>66</b>
<b>Tabela 2.15</b>	Características do sensor ETM+ do satélite Landsat7	<b>66</b>
<b>Tabela 2.16</b>	Características dos sensores OLI e TIRS do satélite Landsat8	<b>67</b>
<b>Tabela 2.17</b>	Combinações possíveis em uma classificação binária	<b>73</b>
<b>Tabela 2.18</b>	Indicadores de desempenho binários para utilização em estudos de inundação	<b>74</b>

<b>Tabela 3.1</b>	Valores referenciais de vazões médias e mínimas	<b>78</b>
<b>Tabela 3.1</b>	Valores referenciais de vazões médias e mínimas - Continuação	<b>79</b>
<b>Tabela 3.2</b>	Volume e tempo de enchimento dos reservatórios da barragem do Fundão	<b>82</b>
<b>Tabela 3.3</b>	Caracterização geotécnica do material depositado na barragem do Fundão	<b>85</b>
<b>Tabela 4.1</b>	Características das estações avaliadas para o estudo de regionalização de vazões	<b>99</b>
<b>Tabela 4.1</b>	Características das estações avaliadas para o estudo de regionalização de vazões - Continuação	<b>100</b>
<b>Tabela 4.2</b>	Cenários simulados	<b>104</b>
<b>Tabela 4.3</b>	Tamanho dos elementos das malhas de cálculo no modelo RiverFlow2D	<b>107</b>
<b>Tabela 4.4</b>	Características das malhas de cálculo do modelo RiverFlow2D	<b>107</b>
<b>Tabela 4.5</b>	Coefficientes de rugosidade de Manning utilizados nas simulações do modelo RiverFlow2D	<b>109</b>
<b>Tabela 4.6</b>	Parâmetros reológicos considerados no modelo RiverFlow2D	<b>110</b>
<b>Tabela 4.7</b>	Características da malha de cálculo do HEC-RAS 2D	<b>113</b>
<b>Tabela 4.8</b>	Características da imagem Ladsat8 adquirida	<b>115</b>
<b>Tabela 4.9</b>	Combinações possíveis em uma classificação binária	<b>116</b>
<b>Tabela 4.10</b>	Indicadores de desempenho binários para utilização em estudos de inundação	<b>117</b>
<b>Tabela 5.1</b>	Vazão média de longo termo para os pontos de regionalização	<b>123</b>
<b>Tabela 5.1</b>	Vazão média de longo termo para os pontos de regionalização - Continuação	<b>124</b>

<b>Tabela 5.2</b>	Vazão média de longo termo para os pontos de vazão incremental	<b>124</b>
<b>Tabela 5.2</b>	Vazão média de longo termo para os pontos de vazão incremental - Continuação	<b>125</b>
<b>Tabela 5.3</b>	Parâmetros inseridos nos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15	<b>134</b>
<b>Tabela 5.4</b>	Resultados dos cenários modelados no RiverFlow2D em termos da área da mancha de inundação	<b>149</b>
<b>Tabela 5.5</b>	Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da área da mancha de inundação	<b>151</b>

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

<b>ANA</b>	Agência Nacional de Águas
<b>ANEEL</b>	Agência Nacional de Energia Elétrica
<b>ANM</b>	Agência Nacional de Mineração
<b>ArcGIS</b>	<i>Aeronautical Reconnaissance Coverage Geographic Information System</i>
<b>ART</b>	Anotação de Responsabilidade Técnica
<b>AS</b>	Análise de Sensibilidade
<b>ASI</b>	<i>Agenzia Spaziale Italiana</i>
<b>ASTER</b>	<i>Advanced Space-borne Thermal Emission and Reflection Radiometer -</i>
<b>GDEM</b>	<i>Global Digital Elevation Model</i>
<b>Bave</b>	Largura média da brecha
<b>B<sub>b</sub></b>	Largura da base da brecha
<b>B<sub>d</sub></b>	Largura da barragem
<b>B<sub>t</sub></b>	Largura do topo da brecha
<b>C</b>	Número de <i>Courant</i>
<b>CBDB</b>	Comitê Brasileiro de Barragens
<b>CBH</b>	Comitê de Bacia Hidrográfica
<b>CBH-DOCE</b>	Comitê da Bacia Hidrográfica do rio Doce
<b>CC</b>	Com Calha
<b>CDA</b>	<i>Canadian Dam Association</i>
<b>CEDEC</b>	Coordenadoria Estadual de Defesa Civil
<b>CFD</b>	<i>Computational Fluid Dynamics</i>
<b>CMP</b>	Cheia Máxima Provável
<b>CNRH</b>	Conselho Nacional de Recursos Hídricos

<b>CREA</b>	Conselho Regional de Engenharia e Agronomia
<b>CRI</b>	Categoria de Risco
<b>CT</b>	Características Técnicas
<b>Cv</b>	Concentração Volumétrica
<b>DAMBRK</b>	<i>Dam Break Flood Forecasting Model</i>
<b>DCL</b>	Diques de Contenção de Lama
<b>DLR</b>	<i>Deutsches Zentrum für Luft und Raumfahrt</i>
<b>DNPM</b>	Departamento Nacional de Produção Mineral
<b>DOS 1</b>	<i>Dark Object Subtraction 1</i>
<b>DWOPER</b>	<i>Dynamic Wave Operational Model</i>
<b>EC</b>	Estado de Conservação
<b>EFVM</b>	Estrada de Ferro Vitória a Minas
<b>EIA</b>	Estudo de Impacto Ambiental
<b>EMBRAPA</b>	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
<b>ERA</b>	Empilhamento de Rejeitos Arenosos
<b>ERTS-1</b>	<i>Earth Resources Technology Satellite 1</i>
<b>ES</b>	Espírito Santo
<b>ETM</b>	<i>Enhanced Thematic Mapper</i>
<b>ETM+</b>	<i>Enhanced Thematic Mapper Plus</i>
<b>FEMA</b>	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
<b>g</b>	Aceleração da gravidade
<b>GIS</b>	<i>Geographic Information System</i>
<b>GPU</b>	<i>Graphics Processing Unit</i>
<b>h</b>	Profundidade do fluxo

<b>Hb</b>	Altura da brecha
<b>Hd</b>	Altura da barragem
<b>HEC</b>	<i>Hydrologic Engineering Center</i>
<b>HEC-HMS</b>	<i>Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System</i>
<b>HEC-RAS</b>	<i>Hydrologic Engineering Center - River Analysis System</i>
<b>HR1D</b>	HEC-RAS 1D
<b>HR2D</b>	HEC-RAS 2D
<b>IBAMA</b>	Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais
<b>ICOLD</b>	<i>International Comission on Large Dams</i>
<b>INPE</b>	Instituto de Pesquisas Espaciais
<b>InSAR</b>	<i>Interferometric synthetic-aperture radar</i>
<b>IQA</b>	Índice de Qualidade da Água
<b>k</b>	Fator de ponderação
<b>L</b>	Comprimento da barragem
<b>Landsat</b>	<i>Land Satellite</i>
<b>LDCM</b>	<i>Landsat Data Continuity Mission</i>
<b>LI</b>	Licença de Instalação
<b>LIDAR</b>	<i>Light Detection And Ranging</i>
<b>LO</b>	Licença de Operação
<b>LP</b>	Licença Prévia
<b>MDE</b>	Modelo Digital de Elevação
<b>MDT</b>	Modelo Digital de Terreno
<b>MG</b>	Minas Gerais
<b>MI</b>	Manual de Segurança e Inspeção de Barragens

<b>MSS</b>	Multispectral Scanning System
<b>N</b>	Newtoniano
<b>n</b>	Número de <i>Manning</i>
<b>NA</b>	Nível de Água
<b>NASA</b>	<i>National Aeronautics and Space Administration</i>
<b>NBR</b>	Norma Brasileira
<b>NIMA</b>	<i>National Imagery and Mapping Agency</i>
<b>NN</b>	Não-Newtoniano
<b>NOAA</b>	<i>North Central River Forecast Center</i>
<b>NWS</b>	<i>National Weather Service</i>
<b>OAT</b>	<i>One-At-a-Time</i>
<b>OLI</b>	<i>Operational Land Imager</i>
<b>P<sub>1</sub></b>	Probabilidade de ocorrer um evento que coloque em risco a segurança estrutural da barragem
<b>P<sub>2</sub></b>	Probabilidade de o acidente efetivamente ocorrer
<b>PAE</b>	Plano de Ações Emergenciais
<b>PAEBM</b>	Plano de Ações Emergenciais para Barragens de Mineração
<b>PCH</b>	Pequena Central Hidrelétrica
<b>PESB</b>	Política Estadual de Segurança de Barragens
<b>PIB</b>	Produto Interno Bruto
<b>PNSB</b>	Política Nacional de Segurança de Barragens
<b>PS</b>	Plano de Segurança
<b>PSB</b>	Plano de Segurança de Barragens
<b>Q<sub>7,10</sub></b>	Vazão específica mínima de sete dias de duração e período de retorno de 10 anos

<b>Q<sub>95</sub></b>	Vazão mínima esperada em 95% do tempo
<b>Q<sub>ESP</sub></b>	Vazão Específica
<b>QGIS</b>	<i>Quantum GIS</i>
<b>Q<sub>MLT</sub></b>	Vazão Média de Longo Termo
<b>Q<sub>p</sub></b>	Descarga máxima defluente da barragem em ruptura
<b>RBV</b>	<i>Return Beam Vidicon</i>
<b>Refetivo</b>	Risco efetivo
<b>RF</b>	RiverFlow2D
<b>RIMA</b>	Relatório de Impacto Ambiental
<b>SC</b>	Sem Calha
<b>SCP</b>	<i>Semi-Automatic Classification Plugin</i>
<b>S<sub>f</sub></b>	Declividade da linha de energia que está escrita em função da declividade do canal
<b>SIG</b>	Sistema de Informação Geográfica
<b>SIGBM</b>	Sistema Integrado de Gestão de Segurança de Barragens de Mineração
<b>SMS</b>	<i>Surface-Water Modeling System</i>
<b>SNISB</b>	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
<b>S<sub>o</sub></b>	Gradiente de pressão e dos termos de aceleração local e convectiva
<b>SPOT</b>	<i>Satellite Pour l'Observation de la Terre</i>
<b>SRTM</b>	<i>Shuttle Radar Topography Mission</i>
<b>SWMM</b>	<i>Storm Water Management Model</i>
<b>t</b>	Variável independente relativa ao tempo
<b>T<sub>b</sub></b>	Tempo de base do hidrograma
<b>TIFF</b>	<i>Tagged Image File Format</i>
<b>TIROS-1</b>	<i>Television IR Operational Satellite</i>

<b>TIRS</b>	<i>Thermal InfraRed Sensor</i>
<b>TM</b>	<i>Thematic Mapper</i>
<b>T<sub>p</sub></b>	Tempo para desenvolvimento da brecha
<b>UFRJ</b>	Universidade Federal do Rio de Janeiro
<b>UHE</b>	Usina Hidrelétrica
<b>UNET</b>	<i>Unsteady NETwork model</i>
<b>UPGRH</b>	Unidades de Planejamento e Gestão dos Recursos Hídricos
<b>USACE</b>	<i>United States Army Corps of EGINEERS</i>
<b>USCOLD</b>	<i>United States Committee on Large Dams</i>
<b>USGS</b>	<i>United States Geological Survey</i>
<b>V</b>	Volume do reservatório para o NA máximo
<b>v</b>	Velocidade média na direção x
<b>V<sub>w</sub></b>	Velocidade da onda
<b>WCD</b>	<i>World Comission on Dams</i>
<b>WISE</b>	<i>World Information Service on Energy</i>
<b>WRD</b>	<i>World Register of Dams</i>
<b>Y<sub>médio</sub></b>	Profundidade média no reservatório no instante da ruptura
<b>Z</b>	Fator de inclinação lateral da brecha
<b>ZAS</b>	Zona de Autossalvamento

# CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As barragens são estruturas artificiais construídas nos cursos de água, que, há mais de 5.000 anos, vêm oferecendo múltiplos benefícios para a humanidade, tais como abastecimento público, irrigação, geração de energia elétrica, contenção de rejeitos de mineração, retenção de resíduos industriais, controle de cheias, entre outros propósitos.

Apesar dos inúmeros benefícios resultantes da construção das barragens, essas estruturas são vistas como uma fonte de risco potencial, devido, principalmente, ao volume e às características do material armazenado. No caso de uma eventual ruptura do barramento, a onda de cheia proveniente do reservatório aumenta significativamente a vazão no rio em um curto período de tempo e, por consequência, expõe a área a jusante à inundação e ao carreamento de detritos. Quando o material armazenado na barragem apresenta características prejudiciais ao meio ambiente, o acidente torna-se ainda mais impactante, resultando na contaminação dos rios e afetando a biota local.

Devido aos numerosos danos produzidos pelos eventos de ruptura de barragens, diversos países, como Alemanha, Austrália, Brasil, Canadá, Espanha, Estados Unidos, França, Holanda, Itália, Portugal e Reino Unido, entre outros, possuem legislação específica sobre segurança de barragens. Alguns deles exigem, sob a forma de lei, que, nos projetos de construção das barragens, sejam inclusos estudos para a elaboração do plano de ações emergenciais (PAE) visando a evacuação da população instalada no vale a jusante da barragem e a consequente minimização do risco de perda de vidas humanas. É certo que, quando ocorre um evento de rompimento de barragem, haverá inúmeros prejuízos ambientais e socioeconômicos, mas a perda de vidas humanas deve ser evitada, ou reduzida, à medida que se possui um planejamento prévio e um sistema de alerta e evacuação eficiente. Além disso, manter a população informada e instruída é de extrema importância para minimizar tais danos.

O contexto desta dissertação prioriza o estudo da ruptura hipotética de barragens cuja finalidade é o armazenamento e contenção dos rejeitos provenientes do processo de beneficiamento de minério. Segundo o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB, 2011), essas estruturas começaram a ser construídas, na década de 1930, com objetivo principal

de evitar que os rejeitos fossem lançados diretamente nos cursos de água, minimizando os impactos ambientais da atividade de mineração.

Diversos são os acidentes com barragens de rejeitos registrados no mundo. No Brasil, as rupturas das barragens de rejeitos da Mineração Rio Verde, em 2001, da Indústria de Papel Cataguases, em 2003, e de São Francisco, em 2007, tiveram forte influência na promulgação da lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010 (BRASIL, 2010), que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), objetivando garantir padrões mínimos de segurança, de maneira a reduzir as probabilidades de acidentes, além de exigir a elaboração de PAEs para as barragens classificadas com “dano potencial associado alto”.

Além desses acidentes, podem ser citados, somente no ano de 2014, outros dois casos de ruptura de barragens de rejeitos: mina de *Mount Polley*, no Canadá, em agosto, e a ruptura da barragem da Mineração Herculano, em Itabirito, Minas Gerais, no mês seguinte. No dia 5 de novembro do ano seguinte, ocorreu, na cidade de Mariana, em Minas Gerais, um dos maiores acidentes com barragem de rejeitos no mundo, notadamente o rompimento da barragem do Fundão, até então utilizada para acumulação de rejeitos provenientes do beneficiamento de minério de ferro da Mina do Germano, da mineradora Samarco. O acidente provocou enormes impactos ambientais, com grande devastação da biota, interrupção do abastecimento de água de algumas cidades, prejuízos econômicos para as cidades e para os moradores por onde a onda de inundação percorreu, além de um total de 19 mortos e uma pessoa desaparecida. Em função das grandes proporções do desastre, o acidente obteve atenção mundial e influenciou na promulgação da portaria do Departamento Nacional de Produção Mineral, atual Agência Nacional de Mineração – ANM, nº 70.389, de 17 de maio de 2017 (DNPM, 2017), que enrijeceu a lei nº 12.334 no que diz respeito às atividades de exploração mineral no país.

Recentemente, em 25 de janeiro de 2019, ocorreu o maior acidente com barragem de rejeitos em número de mortes do Brasil. A barragem B1 da mineradora Vale, que se localizava no Ribeirão Ferro-Carvão, na região do Córrego do Feijão, no município mineiro de Brumadinho, rompeu-se às 12h28min, atingindo, em poucos minutos, o refeitório da mina, deixando 246 mortos e 24 desaparecidos até o dia 8 de junho de 2019, segundo o endereço eletrônico da mineradora ([www.vale.com/brumadinho](http://www.vale.com/brumadinho)). Assim como os outros acidentes de grandes proporções ocorridos no país, o acidente

com a barragem da Vale motivou a promulgação da lei estadual nº 23.291, de 25 de fevereiro de 2019 (MINAS GERAIS, 2019), ainda mais restritiva com relação às atividades minerárias, onde se instituiu a Política Estadual de Segurança de Barragens (PESB), que deverá ser implementada de forma articulada com a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), e com as Políticas Nacional e Estadual de Meio Ambiente e de Proteção e Defesa Civil.

Nesse contexto, o estudo de ruptura hipotética de barragens de contenção de rejeitos é de extrema importância no que tange à segurança desses empreendimentos e da população que habita o vale a jusante, sendo necessário o mapeamento das áreas potencialmente atingidas, a estimativa dos riscos associados a uma potencial falha e a elaboração de um plano de ações emergenciais.

No Brasil, como já citado, a PNSB obriga a elaboração do PAE para barragens classificadas com “dano potencial associado alto”, porém não especifica a metodologia para a realização desses estudos. Quando se trata de ruptura de barragens de rejeitos, a incerteza quanto à metodologia a ser aplicada é ainda maior, visto que a grande maioria dos métodos disponíveis na literatura apresenta técnicas desenvolvidas especificamente para barragens de armazenamento de água.

A definição da metodologia a ser utilizada fica, muitas vezes, a critério do profissional ou instituição que desenvolverá o estudo. É usual que, devido à falta de metodologia aplicável a barragens de rejeitos ou à falta de experiência com o estudo de métodos aplicáveis a esse tipo de barragem, sejam utilizados modelos hidráulicos destinados a barragens de acumulação de água, como o modelo *Hydrologic Engineering Center - River Analysis System* (HEC-RAS), desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE). Entretanto, o emprego desse modelo resulta em questionamentos quanto à sua aplicabilidade e à sua assertividade de previsão da abrangência da inundação decorrente da ruptura da barragem.

Diante do exposto, o presente trabalho propõe a avaliação dos resultados provenientes de simulações hidrodinâmicas da propagação da onda de ruptura da barragem do Fundão, utilizando ferramentas computacionais disponíveis, de formulação uni e bidimensional, capazes de propagar fluidos newtonianos e não-newtonianos, através da comparação entre as manchas de alagamento, modeladas com essas ferramentas, e os registros da mancha de inundação real, obtidos por meio de imagens de satélite e visita de campo.

## 1.2 MOTIVAÇÃO

Do ponto de vista metodológico, as incertezas inerentes aos estudos de ruptura hipotética de barragens de acumulação de rejeitos são diversas, abrangendo a estimativa do volume de rejeitos e do maciço que será mobilizado no evento, a geometria da brecha formada, a escolha do modelo de propagação hidráulica e até mesmo a caracterização do vale situado a jusante da barragem, em termos de geometria e condição hidrológica na bacia.

Somadas a essas incertezas metodológicas, a portaria do DNPM nº 70.389 de 17 de maio de 2017 (DNPM, 2017) especifica que o plano de segurança para barragens de mineração deverá incluir o plano de ação de emergência quando se tratar de barragens com dano potencial associado (DPA) alto, barragens com DPA médio quando os itens “existência de população a jusante” ou “impacto ambiental” atingirem 10 pontos ou, em qualquer caso, a critério do DNPM, mas não especifica a metodologia a ser empregada, deixando-a a critério do empreendedor. Ademais, existem poucas publicações com orientações para o desenvolvimento de estudos de ruptura hipotética de barragens de rejeitos e, conseqüentemente, poucos estudos de ruptura hipotética desse tipo de barragem disponíveis para consulta.

Nesse contexto, a motivação especial do trabalho é contribuir academicamente para a consolidação de procedimentos que auxiliem no desenvolvimento de estudos hipotéticos de rompimento de barragens de rejeitos, utilizando-se, como referência, o evento ocorrido com a barragem do Fundão, caracterizado mais detalhadamente por meio de técnicas de sensoriamento remoto e visita de campo.

## 1.3 OBJETIVOS

### 1.3.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do trabalho é a análise de premissas e critérios metodológicos utilizados no desenvolvimento de estudos de ruptura hipotética de barragens de acumulação de rejeitos, tendo como referência o caso real observado na ruptura da barragem do Fundão, em Mariana, Minas Gerais, com suporte de técnicas de sensoriamento remoto e visita de campo, mediante emprego de modelagem hidrodinâmica utilizando ferramentas computacionais de formulação uni e bidimensional, capazes de propagar fluidos newtonianos e não-newtonianos.

### 1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

São objetivos específicos desta dissertação:

- realizar análises de sensibilidade de algumas das variáveis requeridas pelos modelos hidráulicos para implementação de ruptura hipotética de barragens;
- realizar análise comparativa entre os cenários simulados nos modelos hidráulicos HEC-RAS 1D, HEC-RAS 2D e RiverFlow2D;
- avaliar o desempenho das simulações realizadas;
- avaliar as limitações da utilização da base topográfica *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM), com células de resolução espacial de 30 metros, em estudos de rompimento de barragens;
- analisar a aplicabilidade e as dificuldades atribuídas à implementação dos modelos hidráulicos HEC-RAS 1D, HEC-RAS 2D e RiverFlow2D em casos de ruptura de barragens de acumulação de rejeitos; e
- avaliar a aplicabilidade do sensoriamento remoto na obtenção da mancha de inundação real de um evento de ruptura de barragem de rejeitos ocorrido.

### 1.4 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

A presente dissertação está organizada em seis capítulos. Inicialmente, no Capítulo 1, são apresentados aspectos de motivação, contexto e delimitação da investigação, onde se discorre sobre o cenário atual de segurança de barragens no país e no mundo, abrangendo as legislações vigentes e os recentes acidentes ocorridos, seguido pelo estabelecimento do objetivo geral e dos objetivos específicos bem como da estrutura textual adotada para relatar a pesquisa.

Na sequência, o Capítulo 2 abrange os fundamentos teóricos da revisão da literatura, visando embasar a metodologia concebida e os procedimentos empregados no trabalho. Nessa etapa, é apresentada uma contextualização das grandes barragens no mundo e o histórico dos acidentes envolvendo barragens de rejeitos, aspectos relacionados à segurança de barragens, incluindo a legislação brasileira sobre segurança de barragens. São abordados, também, conceitos sobre modelagem hidrodinâmica de ruptura de barragens, compreendendo a formação da brecha e o hidrograma de ruptura, caracterização topográfica e hidrológica do vale a jusante da barragem e a propagação

da onda de cheia após a ruptura, os modelos hidráulicos HEC-RAS 1D, HEC-RAS 2D e RiverFlow2D, bem como incertezas associadas a modelos numéricos. Adicionalmente, apresentam-se técnicas de análise de sensibilidade e uma breve revisão sobre sensoriamento remoto.

O Capítulo 3 compreende a caracterização da área de estudo, abrangendo a barragem de contenção de rejeitos do Fundão, na bacia do rio Doce, e do acidente ocorrido.

O Capítulo 4 apresenta a metodologia empregada, onde são trabalhadas as informações e delineados os procedimentos acerca da ruptura da barragem do Fundão para a parametrização dos modelos hidráulicos.

No Capítulo 5, é apresentada a análise dos resultados obtidos com as simulações hidráulicas realizadas, bem como da análise de sensibilidade de alguns dos parâmetros de entrada dos modelos. Adicionalmente, são apresentados coeficientes de desempenho para cada um dos cenários simulados.

Por fim, no Capítulo 6, são apresentadas as conclusões pertinentes aos resultados previamente discutidos, complementando-se o texto com as referências bibliográficas e dois apêndices, sendo que um contém os resultados dos cenários das simulações realizadas, enquanto o outro expõe os mapas de inundação referentes a essas simulações.

## CAPÍTULO 2. REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1 GRANDES BARRAGENS NO MUNDO

As barragens são barreiras artificiais construídas com a função de reter grandes volumes de água, ou qualquer outro fluido, para fins de acúmulo ou controle. As barragens de água possuem finalidade, sobretudo de abastecimento de zonas residenciais, agrícolas, industriais, produção de energia elétrica, controle de cheias e também para navegação, recreação, entre outras. Já as barragens de rejeitos possuem a finalidade de reter os resíduos sólidos e líquidos dos processos de beneficiamento de minério e de outras atividades industriais, evitando que sejam despejados no meio ambiente.

As barragens constituem parte vital da civilização humana há mais de 5.000 anos, como evidenciado nos berços da civilização na Babilônia, Egito, Índia, Pérsia e extremo oriente, e a história revela que elas representam um fator importante no desenvolvimento das sociedades, principalmente daquelas que dependem mais diretamente da irrigação (JANSEN, 1980). A sua construção devia-se, sobretudo, à necessidade de armazenamento de água para uso em período seco.

O *International Commission on Large Dams* (ICOLD, 1998) considera grandes barragens como sendo aquelas que atendam pelo menos um dos seguintes critérios:

- altura maior que 15 metros;
- altura entre 10 e 15 metros e comprimento maior que 600 metros; ou
- volume do reservatório maior que  $1 \text{ hm}^3$  ou vazão de projeto do vertedouro maior que  $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Ao longo dos anos, o crescimento da população e o crescimento do nível de atividade econômica vêm elevando a demanda pelos recursos hídricos e aumentando a necessidade de construção de barragens de grande porte.

De acordo com estimativas do *World Commission on Dams* (WCD, 2000) baseadas no ICOLD (1998) e em outras fontes, no último século, houve um rápido aumento na construção de grandes barragens. Até 1949, cerca de 5.000 grandes barragens haviam sido construídas no mundo todo, sendo 75% delas localizadas em países

industrializados. No final do século XX, havia mais de 45.000 grandes barragens em mais de 140 países, como evidenciado na Figura 2.1.

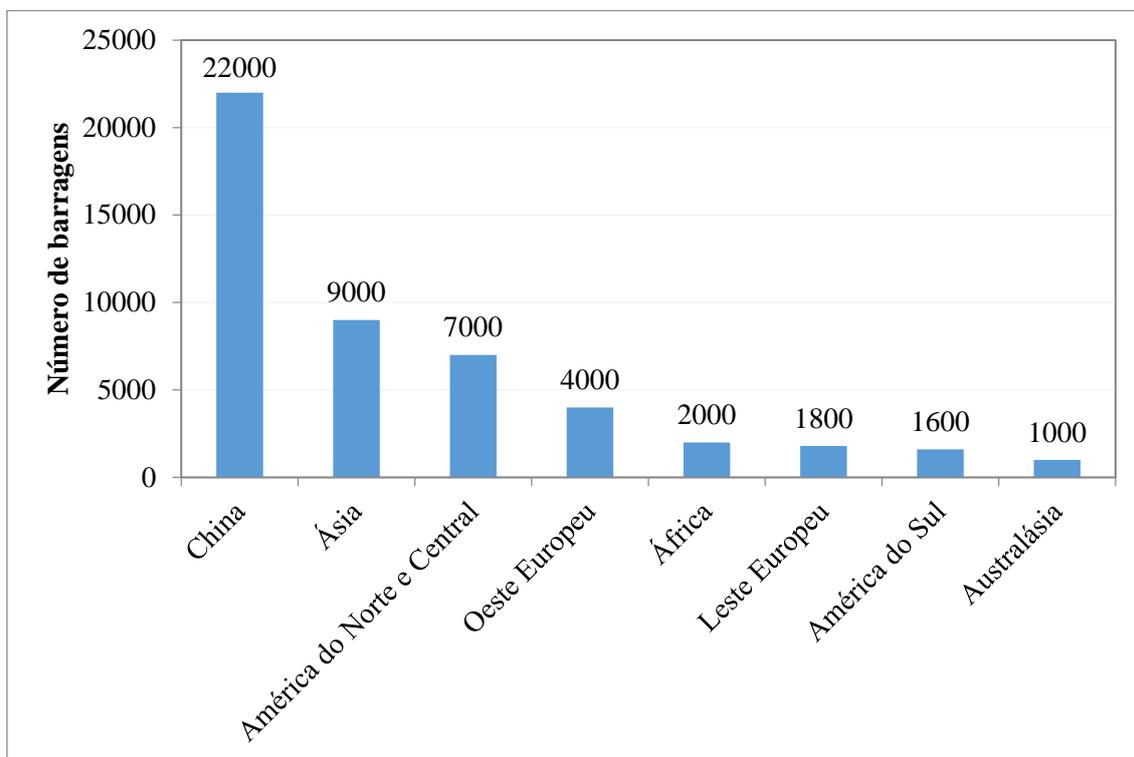


Figura 2.1 Distribuição regional de grandes barragens no final do século XX (Fonte: adaptado de WCD, 2000)

Ainda segundo o WCD (2000), os cinco países com maior número de barragens possuíam, na época, cerca de 80% de todas as grandes barragens do mundo. Somente a China construiu cerca de 22.000 grandes barragens até o ano 2000, quase a metade do número total no mundo na época, sendo que até 1949 só possuía 22 delas. Os outros países que constituíam a lista dos cinco países com maior número de barragens no mundo eram: Estados Unidos, com mais de 6.390 grandes barragens; Índia, com mais de 4.000; e Espanha e Japão, com 1.000 a 1.200 grandes barragens cada.

A distribuição dos usos das grandes barragens existentes no mundo por região pode ser vista na Figura 2.2. A Figura 2.3 relaciona o número de barragens no mundo em 2008 com sua respectiva altura.

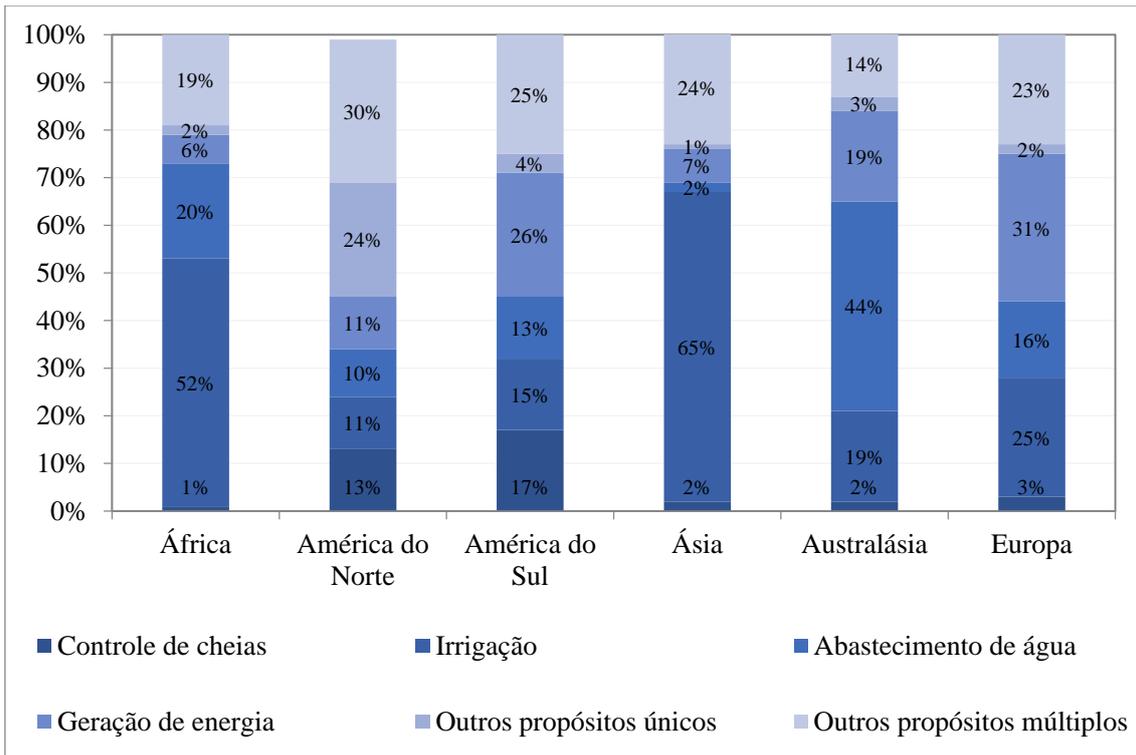


Figura 2.2 Distribuição das grandes barragens existentes no mundo por região e uso (Fonte: adaptado de WCD, 2000)

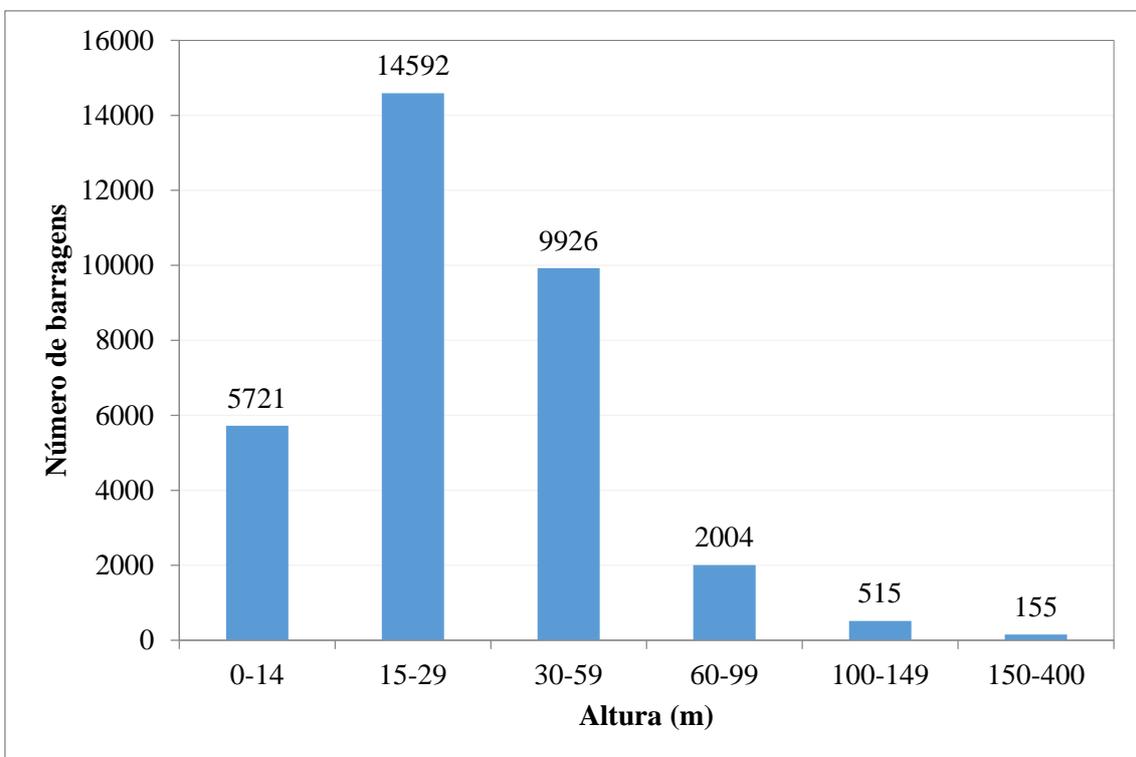


Figura 2.3 Número de barragens no mundo por altura (Fonte: adaptado de SÓRIA, 2008)

Ressalta-se que o Brasil possuía, até 2005, mais de 600 grandes barragens, e cerca de 300.000 barragens de todos os tipos e tamanhos (MENESCAL *et al.*, 2005). Em 2017, segundo o Relatório de Segurança de Barragens (ANA, 2017), havia 24.092 barragens cadastradas nos órgãos de fiscalização, 1.172 barragens a mais que o ano anterior, sendo 18,7% delas incluídas na PNSB, isto é, apresentam pelo menos uma das características estabelecidas no art. 1º da lei nº 12.334/2010 (BRASIL, 2010).

Segundo o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração do DNPM, em 2015, havia, no Brasil, 663 barragens de rejeitos, e 295 barragens de resíduos industriais, e, em 2018, 786 estruturas, sendo 417 delas incluídas na PNSB e 369 não incluídas. Ainda segundo a mesma fonte, até o ano de 2015, a maior barragem de rejeitos em termos de altura absoluta era a Barragem Cava Cauê, localizada em Itabira, Minas Gerais, com 370 m, enquanto a maior em termos de volume armazenado era a Barragem Rio Paracatu Mineração S.A., localizada em Paracatu, Minas Gerais, apresentando 750.000.000 m<sup>3</sup>.

## 2.2 GENERALIDADES ACERCA DE BARRAGENS DE REJEITOS

### 2.2.1 ASPECTOS HISTÓRICOS SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS

Até o século XV, a geração de rejeitos pelas empresas de mineração e os impactos decorrentes de sua disposição no meio ambiente eram considerados desprezíveis, de maneira que as atividades de mineração por muito tempo descartaram seus resíduos sem controle na natureza, em cursos de água ou lançando-os em terrenos adjacentes, formando depósitos sem qualquer tipo de preocupação ambiental (USCOLD, 2004 *apud* DUARTE, 2008).

No século XIX, com a introdução da força a vapor e com o desenvolvimento tecnológico, houve um aumento significativo na capacidade de processamento dos minerais de interesse econômico, tornando-se possível minerar corpos com baixo teor mineral, resultando em uma maior geração de rejeitos, com cada vez menor granulometria, e aumentando o potencial poluidor da atividade de mineração. No entanto, as práticas de disposição de rejeitos permaneceram praticamente inalteradas, fazendo com que os rejeitos fossem sendo depositados e transportados para distâncias cada vez maiores das fontes geradoras.

No século XX, começaram a se desenvolver pequenos distritos minerários, que atraíam indústrias de apoio e desenvolviam a comunidade local. Porém, os produtores rurais começaram a associar a diminuição da colheita nas terras aos impactos causados pela disposição dos rejeitos, e os aspectos relacionados ao uso da terra e da água conduziram os conflitos iniciais que abriram caminho para elaboração das primeiras legislações sobre o gerenciamento dos resíduos de mineração (DUARTE, 2008).

Segundo ROCHA (2015), precedentes legais gradativamente trouxeram fim à disposição incontrolada de rejeitos através da cessação de práticas inadequadas em diversos países ocidentais. A partir da década de 1930, as indústrias investiram na construção das primeiras barragens de contenção de rejeitos, visando a manutenção da mineração e a mitigação dos impactos ambientais. Apesar disso, segundo o Comitê Brasileiro de Barragens - CBDB (2011), as barragens construídas nessa época eram projetadas transversalmente aos cursos de água, sem controle tecnológico adequado, de forma que, quando chuvas fortes ocorriam, poucas permaneciam estáveis.

Com o passar dos anos, houve o desenvolvimento da tecnologia para construção de barragens de contenção de rejeitos, incentivado pelas práticas de construção e equipamentos disponíveis em cada época. Na década de 1950, muitos princípios geotécnicos fundamentais já eram compreendidos e aplicados em barragens de contenção de rejeitos (DUARTE, 2008).

Nos últimos 30 anos, impulsionado pelos inúmeros acidentes com barragens de rejeitos no mundo, aspectos ambientais, de estabilidade física e econômicos cresceram em importância. Além disso, o desenvolvimento dos projetos de engenharia vem permitindo a construção de barragens com alturas e capacidades de armazenamento cada vez maiores. Segundo o Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1994), um número significativo de barragens passou a atingir grandes dimensões, com alturas máximas chegando a ultrapassar 300 m.

Atualmente, pode-se dizer que existe um vasto conhecimento de métodos de projeto para construção de barragens de rejeitos, bem como equipamentos e materiais adequados para tal, o que, em teoria, promove a segurança e a aceitação da sociedade na construção dessas barragens. Porém, como em qualquer empreendimento de engenharia, falhas ocorrem, muitas das vezes devido à falta de aplicação adequada dos métodos conhecidos, a projetos mal elaborados, supervisão deficiente durante a construção e operação, ou até mesmo negligências na fase de projeto, construção ou manutenção.

## 2.2.2 CAUSAS DE RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS

Rupturas de barragens são eventos com alto potencial de destruição do vale a jusante, portanto catastróficos para a população que ali habita, mas que possuem baixa probabilidade de ocorrência. Esse risco aumenta quando procedimentos preventivos não são rotineiros e varia com o tipo de barragem, altura, características do vertedor, volume do reservatório, entre outros elementos.

Para MASCARENHAS (1990), a ruptura de uma barragem é um fenômeno que pode ser induzido por causas naturais ou provocado pela ação humana, podendo ser causado por um fator isolado ou pela combinação de mais de um fator.

As barragens de contenção de rejeitos são estruturas complexas e dinâmicas que, portanto, requerem cuidados especiais na elaboração dos projetos, na operação, na manutenção das estruturas e no seu posterior fechamento. Além dos riscos associados à estrutura da barragem em si, existem também os riscos ambientais associados ao material que está sendo armazenado. A literatura especializada apresenta diversas recomendações para elaboração de projetos, operação, manutenção e fechamento dessas barragens, e somente o ICOLD, entre 1982 e 2017, publicou 12 boletins técnicos específicos sobre barragens de acumulação de rejeitos.

Apesar do vasto acervo técnico, da existência de equipamentos e materiais adequados para a sua construção e da considerável experiência com esse tipo de barragem, acidentes com barragens de rejeitos continuam acontecendo em todo o mundo. O histórico de acidentes reportados pelo ICOLD (2001) apresenta como principais causas de rompimento dessas barragens:

- problemas de fundação;
- capacidade inadequada dos vertedouros;
- instabilidade dos taludes;
- falta de controle da erosão;
- deficiências no controle e inspeção pós-fechamento; e
- falta de dispositivos graduais de segurança ao longo da vida útil da estrutura.

JEYAPALAN *et al.* (1983) afirmam que uma característica comum da maioria dos eventos de falha em barragens de rejeitos é a tendência de liquefação do maciço e

posterior propagação da onda de cheia a distâncias substanciais. Segundo BLIGHT (2010), a instabilidade de taludes é a causa principal de ruptura de barragens de contenção de rejeitos, tendo sido responsável por 22% do total das ocorrências. A Figura 2.4 apresenta uma análise das causas de ruptura de barragens de rejeitos.

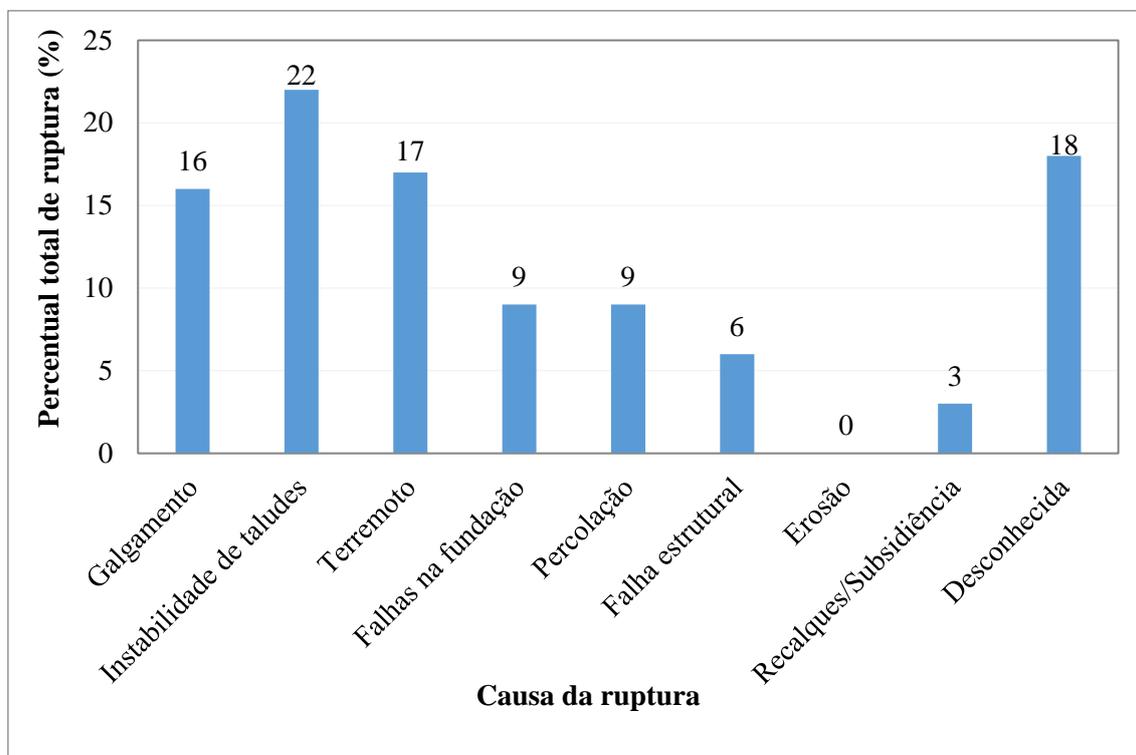


Figura 2.4 Causas de ruptura de barragens de rejeitos (Fonte: adaptado de BLIGHT, 2010)

BLIGHT (2010) afirma que é difícil definir a causa raiz que levou ao acidente, já que raramente esse fenômeno ocorre devido a uma única causa, e, portanto, seria importante que fossem apresentadas informações sobre a cadeia de eventos que resultaram na ruptura da estrutura. O autor afirma ainda que a identificação de uma sequência de eventos típicos, baseada em casos históricos e com a especificação da causa inicial, contribui para a realização de análise de riscos e para a melhoria do gerenciamento da segurança das barragens de rejeitos, uma vez que permite que atenção especial seja dada aos fatores que normalmente desencadeiam o processo de ruptura.

De acordo com DUARTE (2008), as causas desses acidentes podem estar relacionadas com a perda da compreensão dos fatores que controlam a segurança das operações, ou seja, falhas na instrumentação e monitoramento. Poucos são os casos não previsíveis, ou causados por condições climáticas inesperadas, já que o conhecimento hoje em dia permite a previsão de tais eventos. O autor reitera que os incidentes e acidentes com barragens de rejeitos são também resultado de condições inadequadas de

investigações de campo, projeto, construção, operação, monitoramento ou, ainda, da combinação desses elementos.

VICK (1984) afirma que a probabilidade de falha associada a uma barragem de contenção de rejeitos está relacionada, entre outras variáveis, ao tipo de material que a compõe e ao tipo de rejeito que a mesma acumula. JEYAPALAN *et al.* (1983) destacam que a possibilidade de ocorrência de falha em barragens para esse fim é uma função direta do método de construção. Os autores afirmam também que é de conhecimento de engenheiros geotécnicos que o método de alteamento *up-stream*, ou método de montante, resulta em uma estrutura mais suscetível à ocorrência de falhas, apesar de ser um método mais viável economicamente. Apesar disso, o método de alteamento não integra o item “características técnicas” da matriz de classificação de risco dessas estruturas.

Tanto barragens de acumulação de água, quanto barragens de acumulação de rejeitos, estão suscetíveis a falhas. Apesar disso, RICO *et al.* (2008) afirmam que existem características particulares das barragens de rejeitos que contribuem para que elas sejam mais vulneráveis que as barragens de armazenamento de água, tais como:

- seus maciços são compostos por materiais diversos, derivados de solos locais (solo, resíduo grosseiro), rejeitos e outros materiais gerados a partir do beneficiamento dos minérios lavrados, o que resulta em uma menor garantia quanto à qualidade dos materiais utilizados em sua construção;
- são construídas em múltiplas etapas, normalmente através de consecutivos alteamentos, com o aumento do volume de sólidos armazenados e dos efluentes liberados pelo rejeito acrescidos do volume correspondente à precipitação direta no reservatório e de escoamento superficial na bacia hidrográfica de contribuição; como resultado, as condições das barragens estão sempre mudando com o aumento progressivo da carga dos rejeitos na fundação do reservatório;
- falta de regulamentação de critérios específicos de projeto e insuficiência de monitoramento e controle durante a implantação, construção e operação da barragem; e
- alto custo de manutenção após o fechamento da barragem e término das atividades de lavra; as barragens de contenção de rejeitos são vistas por muitos proprietários

como improdutivas, ou parte da operação com perda de dinheiro, já que não são a finalidade do empreendimento.

Ainda assim, de maneira geral, as barragens são obras seguras, desde que construídas com planejamento, levando em consideração a segurança e a qualidade do serviço executado, o que minimiza o risco de falhas.

### 2.2.3 HISTÓRICO DE CASOS DE ACIDENTES COM BARRAGENS DE REJEITOS

De acordo com a resolução do Conselho Nacional de Recursos Hídricos nº 144 (CNRH, 2012), pode-se definir acidente como o comprometimento da integridade estrutural com liberação incontrolável do conteúdo de um reservatório ocasionado pelo colapso parcial ou total da barragem ou estrutura anexa, e incidente como qualquer ocorrência que afete o comportamento da barragem ou estrutura anexa que, se não for controlada, pode causar um acidente.

Existem inúmeros levantamentos sobre incidentes e acidentes com barragens de rejeitos, mas as bases de dados geradas nesses estudos são incompletas, uma vez que existe uma relutância por parte dos proprietários das barragens em relatar os incidentes ou acidentes ocorridos, devido ao receio de sofrerem sanções, como, por exemplo, a perda da licença de operação (ICOLD, 2001).

O *World Information Service on Energy* (WISE, 2019), através do *Uranium Project*, projeto no qual procura abranger os impactos ambientais da mineração de urânio e produção de combustível nuclear, apresenta a cronologia dos maiores acidentes com barragens de rejeitos no mundo. A Tabela 2.1 mostra alguns dos casos ocorridos no mundo nos últimos anos, apresentados pelo WISE.

Nas últimas duas décadas, somente no estado de Minas Gerais, podem ser citados seis acidentes com barragens de contenção de rejeitos e de resíduos industriais, que estão apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.1 Casos de rompimento de barragens de rejeitos no mundo

<b>Data</b>	<b>Local</b>	<b>Companhia</b>	<b>Tipo de minério</b>	<b>Tipo de acidente</b>	<b>Liberação de rejeito</b>	<b>Impactos</b>
29 de março 2019	Machadinho d'Oeste, Oriente Novo, Rondônia, Brazil	Metalmig Mineração Indústria e Comércio S/A	Estanho	Falha em uma barragem desativada após fortes chuvas	Não informado	Danificou sete pontes, 100 famílias isoladas. Sem registro de morte.
3 de março de 2018	Cadia, New South Wales, Australia	Newcrest Mining Ltd.	Ouro e cobre	Existência de camada de baixa resistência na fundação do maciço	1,33 milhões de m <sup>3</sup> de rejeitos	Avanço dos rejeitos em direção a outra barragem ao sul.
12 de março de 2017	Mina de Tonglvshan, província de Hubei, China	China Daye Non-Ferrous Metals Mining Ltd.	Cobre ouro, prata e minério de ferro	Falha parcial da barragem na parte noroeste da lagoa de rejeitos	≈200.000 m <sup>3</sup>	Rejeitos inundaram uma lagoa de peixes de aprox. 27 ha. Dois mortos e um desaparecido.
8 de agosto de 2016	Dahegou Village, Luoyang, província de Henan, China	Luoyang Xiangjiang Wanji Aluminium Co. Ltd.	Bauxita	Falha da barragem de rejeitos que acumulava cerca de 2 milhões de m <sup>3</sup> de lodo vermelho	Fonte não informa	Vilarejo totalmente submerso em lama vermelha. Cerca de 300 moradores evacuados e diversos animais mortos.
21 de novembro de 2015	Hpakant, estado de Kachin, Myanmar	Fonte não informa	Jade	Falha na pilha de rejeitos	Fonte não informa	Pelo menos 113 mortos.
4 de agosto de 2014	Mina de Mount Polley, British Columbia, Canada	Imperial Metals Corporation	Cobre e ouro	Falha na barragem de acumulação de rejeitos, devido a uma falha na fundação	7,3 milhão de m <sup>3</sup> de rejeitos, 10,6 milhões de m <sup>3</sup> de água e 6,5 milhões de m <sup>3</sup> de água intersticial	Rejeitos atingiram os lagos Polley e Quesnal
31 de outubro de 2013	Obed Mountain Coal Mine, northeast of Hinton, Alberta, Canada	Sherritt International	Carvão	Rompimento de um muro em uma lagoa de contenção	Derramamento de 670.000 m <sup>3</sup> de águas residuais de carvão e 90.000 toneladas de sedimentos	Pluma de lama contendo finas partículas de carvão, argila e metais pesados avançou sob rios.

Fonte: adaptado de WISE (2019)

Tabela 2.2 Acidentes recentes com barragens de rejeitos em Minas Gerais

<b>Data</b>	<b>Local</b>	<b>Companhia</b>	<b>Tipo de minério</b>	<b>Tipo de acidente</b>	<b>Liberação de rejeito</b>	<b>Impactos</b>
25 de janeiro de 2019	Córrego do Feijão, Brumadinho, Minas Gerais, Brasil	Vale S. A.	Minério de Ferro	Liquefação com causa ainda em investigação	12 milhões de m <sup>3</sup>	246 mortos e 24 desaparecidos até o dia 8 de junho de 2019.
5 de novembro de 2015	Mina de Germano, Mariana, Minas Gerais, Brasil	Samarco Mineração S.A. (50% BHP Billiton e 50% Vale)	Minério de ferro	Drenagem insuficiente, levando à liquefação do maciço	32 milhões de m <sup>3</sup>	19 mortos, 600 desabrigados.
10 de setembro de 2014	Mina de Herculano, Itabirito, Minas Gerais, Brasil	Herculano Mineração Ltda.	Minério de ferro	Falha na barragem de acumulação de rejeitos	Fonte não informa	Dois trabalhadores mortos e um desaparecido.
10 de janeiro de 2007	Miraí, Minas Gerais, Brasil	Mineração Rio Pomba Cataguases Ltda.	Bauxita	Falha na barragem de acumulação de rejeitos após uma forte chuva	2 milhões de m <sup>3</sup> de lama, contendo água contaminada e argila	≈4.000 residentes das cidades de Miraí e Muriaé desabrigados.
29 de março de 2003	Cataguases, Minas Gerais, Brasil	Indústria Cataguases de Papel	Lixívia da produção de papel	Excesso de carga e problemas no vertedouro	1,4 bilhão de litros de lixívia (licor negro)	Lixívia negra causa interrupção no fornecimento de água.
22 de junho de 2001	Sebastião das Águas Claras, Nova Lima, Minas Gerais, Brasil	Mineração Rio Verde Ltda.	Minério de ferro	Falha na barragem de acumulação de rejeitos	Fonte não informa	Onda de rejeitos percorreu 6 km. Pelo menos 2 mortos e 3 desaparecidos.

Fonte: adaptado de WISE (2019)

### 2.3 ASPECTOS SOBRE DE SEGURANÇA DE BARRAGENS

Em meados do século XX, instaurou-se, no mundo, uma preocupação internacional acerca de segurança de barragens. Em 1958, no 25º Encontro Executivo do Comitê Internacional de Grandes Barragens, realizado em Nova Iorque, decidiu-se preparar um registro detalhado de todas as grandes barragens com altura igual ou superior a 15 m desde sua fundação até a crista, chamado de *World Register of Dams*

(WRD). Atualmente, o WRD está em sua 4ª edição, e, em 2011, foi realizada a segunda atualização dessa edição.

Segundo CESTARI JUNIOR (2013), essa preocupação estava relacionada:

- à ocorrência de algumas rupturas desastrosas de barragens;
- à taxa crescente de construção de barragens, incluindo as de grande porte;
- ao aumento da expansão urbana em vales de rio;
- aos projetos mais ousados de barragens;
- ao envelhecimento das barragens existentes; e
- à necessidade de organização legal/institucional e desenvolvimento tecnológico para lidar com a questão de segurança de barragens.

De acordo com VERÓL (2010), em 2010, embora, no exterior, a questão de segurança de barragens já estivesse em um estágio mais avançado, levando-se em consideração a diminuição da quantidade de acidentes sérios nos anos anteriores, a situação, no Brasil, ainda era preocupante. Também, segundo a autora, eram inúmeras as barragens, entre pequenas, médias e grandes, com as mais diferentes finalidades, que não contavam com um sistema de manutenção adequado e, muito menos, com um programa de gestão de segurança.

Apesar disso, atualmente percebe-se uma tímida evolução neste cenário brasileiro, com o aumento no investimento de grandes empresas em projetos no assunto, e com a dedicação de pesquisadores e universidades a assuntos relacionados à segurança de barragens, conforme verificado nas diversas referências bibliográficas revisadas ao longo do desenvolvimento desta pesquisa. Além disso, houve um importante papel do estado e de autarquias na promulgação de leis e termos de referência relacionados à segurança de barragens no Brasil.

### 2.3.1 LEGISLAÇÃO BRASILEIRA SOBRE SEGURANÇA DE BARRAGENS

A partir dos anos 50 do século passado, como já mencionado, instaurou-se, no mundo, uma preocupação internacional acerca de segurança de barragens. Com essa perspectiva, os países criaram suas legislações e regulações a fim de melhor gerenciar os riscos e danos associados ao rompimento das barragens. De acordo com LAURIANO (2009), a legislação relativa às barragens de qualquer país, geralmente, leva em

consideração o controle e a segurança de suas estruturas, e o planejamento de emergência em caso de uma possível ruptura com base no plano de ações emergenciais.

No Brasil, apesar do expressivo número de barragens existentes, das mais diversas finalidades, até 2010, não existia uma legislação específica sobre segurança de barragens. Até esse ano, proprietários e construtores de barragens baseavam-se no “Manual de Segurança e Inspeção de Barragens”, publicado pela Secretaria de Infraestrutura Hídrica do Ministério da Integração Nacional, no ano de 2002 (MI, 2002), para o direcionamento dos trabalhos relacionados à segurança de seus empreendimentos, ou em manuais da empresa Eletrobras, para critérios de projeto e construção de barragens do setor elétrico (ELETROBRAS, 2003).

A partir de 2010, a lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010 (BRASIL, 2010), estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), decretando que as barragens serão classificadas pelos agentes fiscalizadores, por categoria de risco, por dano potencial associado e pelo seu volume, com base em critérios gerais estabelecidos pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), o que, posteriormente, foi definido através da resolução CNRH nº 143/2012 (CNRH, 2012). A lei decreta ainda que a classificação por categoria de risco em alto, médio ou baixo será feita em função das características técnicas, do estado de conservação do empreendimento e do atendimento ao plano de segurança da barragem, e que a classificação por categoria de dano potencial associado à barragem em alto, médio ou baixo será feita em função do potencial de perdas de vidas humanas e dos impactos econômicos, sociais e ambientais decorrentes da ruptura da barragem.

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

- altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15 m;
- capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m<sup>3</sup>;
- reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis; ou

- categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas.

A lei prevê que a fiscalização da segurança de barragens caberá, sem prejuízo das ações fiscalizatórias dos órgãos ambientais integrantes do Sistema Nacional do Meio Ambiente (SISNAMA):

- à entidade que outorgou o direito de uso dos recursos hídricos, observado o domínio do corpo hídrico, quando o objeto for de acumulação de água, exceto para fins de aproveitamento hidrelétrico (ANA);
- à entidade que concedeu ou autorizou o uso do potencial hidráulico, quando se tratar de uso preponderante para fins de geração hidrelétrica (ANEEL);
- à entidade outorgante de direitos minerários para fins de disposição final ou temporária de rejeitos (DNPM); e
- à entidade que forneceu a licença ambiental de instalação e operação para fins de disposição de resíduos industriais.

Tratando-se especificamente de barragens de contenção de rejeitos de mineração, compete ao Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) fiscalizar a implantação dos planos de segurança de barragens a serem elaborados pelos empreendedores. A portaria DNPM nº 416, de 03 de setembro de 2012 (BRASIL, 2012), cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração e especifica que o plano de segurança de barragem deverá incluir o plano de ação de emergência (PAE), quando se tratar de barragens com dano potencial associado alto, ou, em qualquer caso, a critério do DNPM. A portaria DNPM nº 526, de 09 de dezembro de 2013, estabelece o nível de detalhamento do Plano de Ações Emergenciais para Barragens de Mineração (PAEBM), conforme art. 8º, 11º e 12º da lei nº 12.334/2010, afirmando que o mesmo deverá contemplar pelo menos estudo de cenários, que é o “[...] *estudo realizado capaz de caracterizar adequadamente os possíveis cenários que ocorrerão em virtude de uma eventual ruptura da barragem, onde os métodos para tal estudo devem ser explicitados no PAEBM, sendo de responsabilidade do empreendedor*” (BRASIL, 2013).

Recentemente, em 17 de maio de 2017, foi publicada a portaria DNPM nº 70.389 (DNPM, 2017), que modifica algumas das normas de barragens de mineração até então em vigor, revogando as portarias nº 416/2012 e 526/2013. Com o novo normativo, o

DNPM unifica em um só regulamento todos os dispositivos legais imputados aos órgãos fiscalizadores, quais sejam os artigos 8º, 9º, 10º, 11º e 12º da lei nº 12.334/2010, resultando em uma maior objetividade em seu manuseio, além de aprimorar e refinar os dispositivos nela constantes. Dentre as alterações promovidas pela nova portaria, destacam-se:

- maior detalhamento nas conceituações técnicas, evitando deixar lacunas;
- definição mensurável da Zona de Autossalvamento (ZAS) em tempo ou distância;
- criação do Sistema Integrado de Gestão de Segurança de Barragens de Mineração – SIGBM;
- alteração na matriz de classificação de risco, restringindo-a;
- obrigatoriedade de elaboração de mapa de inundação para todas as barragens de mineração para auxílio na classificação referente ao Dano Potencial Associado (DPA), podendo fazer uso de estudo simplificado;
- obrigatoriedade de elaboração de mapa de inundação com mais elementos e detalhes para as barragens de mineração obrigadas a elaborar o Plano de Ações Emergenciais para Barragens de Mineração – PAEBM (barragens com DPA alto, barragens com DPA médio quando os itens “existência de população a jusante” ou “impacto ambiental” atingirem 10 pontos ou, em qualquer caso, a critério do DNPM);
- obrigatoriedade de implementação de sistema de monitoramento nas barragens de mineração, sendo que, para as de DPA alto, com população a jusante e construída ou alteada pelo método a montante, o empreendedor é obrigado a manter monitoramento com acompanhamento em tempo integral;
- obrigatoriedade do PSB de toda barragem de mineração construída antes da promulgação da lei n.º 12.334, de 2010, que não tenha o projeto “como construído” (*as built*) ou “como está” (*as is*), no prazo máximo de dois anos, a partir de 30 dias após o dia 19/05/2017;
- revisão periódica de segurança de barragens sucedida por uma declaração de condição de estabilidade com necessidade de ser feita sempre que ocorrer mudança na classe de rejeitos depositados ou quando ocorrerem alteamentos ou nos períodos de 3, 5 ou 7 anos, sendo que a primeira revisão deve ser feita em 6,

12 ou 18 meses após a entrada em vigor da portaria nº 70.389/2017, a depender do DPA das barragens existentes;

- elaborações do mapa de inundação, do Relatório de Inspeção de Segurança Regular, do Relatório Conclusivo de Inspeção Especial, da Revisão Periódica de Segurança de Barragens, da Declaração de Condição de Estabilidade e do Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração devem ser confiadas a profissionais legalmente habilitados, com registro no CREA, com anotação de responsabilidade técnica - ART, com indicação explícita, no campo de atividade técnica da ART, da atribuição profissional para prestação de serviços ou execução, conforme o caso, de projeto, construção, operação ou manutenção de barragens; e
- previsão legal de interdição pelo órgão das barragens de mineração.

O governador do estado de Minas Gerais, em 23 de fevereiro de 2019, pouco mais de um mês após o rompimento da barragem B1 da mineradora Vale em Brumadinho, promulgou a lei estadual nº 23.291 (MINAS GERAIS, 2019), onde se instituiu a Política Estadual de Segurança de Barragens - PESB, que deverá ser implementada de forma articulada com a Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB, e com as Políticas Nacional e Estadual de Meio Ambiente e de Proteção e Defesa Civil.

A lei determina a erradicação das barragens construídas pelo método de alteamento a montante no estado de Minas Gerais; além disso, fica proibida a construção, instalação, ampliação ou alteamento de barragem onde exista comunidade na zona de autossalvamento. A nova legislação determina também que deve ser evitada a acumulação, disposição final ou temporária de rejeitos e resíduos industriais ou de mineração por meio de barragens de qualquer tipo, sempre que houver melhor técnica disponível. Para que uma nova barragem seja autorizada, o Estudo de Impacto Ambiental (EIA) deve comprovar que não há outras técnicas viáveis, tais como o empilhamento a seco.

O texto aprovado também não permite emissão de licenças concomitantes para as diferentes fases do licenciamento ambiental. Para a construção, o funcionamento ou a ampliação das barragens, cada empreendimento deverá passar por três etapas de liberação: Licença Prévia (LP), Licença de Instalação (LI) e Licença de Operação (LO), além da apresentação preliminar do EIA e do Relatório de Impacto Ambiental (RIMA).

Ademais, não serão permitidas alterações no projeto original que modifiquem a geometria da barragem licenciada, salvo se a alteração for objetivo de novo procedimento de licenciamento ambiental.

Outra determinação da nova lei é que, no caso de desastre ambiental decorrente de seu descumprimento, o valor da multa administrativa poderá ser aumentado em até mil vezes. Metade do valor das multas aplicadas pelo Estado, no caso de rompimento de barragens, deverá ser destinado aos municípios atingidos pelo desastre.

A lei estadual nº 23.291 aplica-se a barragens destinadas à acumulação ou à disposição final ou temporária de rejeitos e resíduos industriais ou de mineração e a barragens de água ou líquidos associados a processos industriais ou de mineração que apresentem, no mínimo, uma das características a seguir:

- altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 10 m (dez metros);
- capacidade total do reservatório maior ou igual a 1.000.000 m<sup>3</sup> (um milhão de metros cúbicos);
- reservatório com resíduos perigosos; e
- potencial de dano ambiental médio ou alto, conforme regulamento.

### 2.3.2 RISCOS ASSOCIADOS À RUPTURA DE BARRAGENS

Segundo o CBDB (1999), risco é definido como a probabilidade e a severidade de um efeito adverso para a saúde, para a propriedade, ou para o meio ambiente, sendo estimado por expectativas matemáticas das consequências de um evento adverso. Pode-se ainda definir risco como sendo a relação entre a probabilidade da realização de um evento e a provável magnitude de sua ocorrência (CASTRO, 1999). Para MAIJALA (2001), a análise probabilística de risco é a base mais racional de avaliação de segurança para uma barragem, permitindo uma percepção mais profunda dos riscos envolvidos.

O risco é uma característica intrínseca a empreendimentos de grande porte, e, como na generalidade dos sistemas tecnológicos, a segurança absoluta das barragens não pode ser garantida (ALMEIDA, 1999). De acordo com MENESCAL (2009), as barragens estão entre as estruturas civis mais perigosas, cujo desempenho é predito com um dos níveis mais altos de incerteza. Decisões relativas às cargas de projeto, equações a serem utilizadas e análises estatísticas fazem parte do cotidiano dos profissionais que

atuam nessa área. Porém, segundo ICOLD (1998), em casos de projetos de barragens, os riscos podem se tornar mais complexos, e os limites de aceitação devem ser estabelecidos pelos órgãos regulamentadores.

WISEU (2006) afirma que o risco potencial que o vale a jusante está suscetível, associa-se aos danos provocados por uma eventual ruptura de barragem, mas o risco efetivo ( $R_{efetivo}$ ) a que o vale a jusante está sujeito deve levar em consideração a probabilidade de ocorrer um evento que coloque em risco a segurança estrutural da barragem ( $P_1$ ), a probabilidade do acidente efetivamente ocorrer ( $P_2$ ) e as consequências da ruptura. O risco efetivo pode, então, ser avaliado pela Equação 2.1:

$$R_{efetivo} = P_1 \cdot P_2 \cdot \text{consequências da ruptura} \quad (2.1)$$

De acordo com ICOLD (2001), há um reconhecimento crescente do papel que a administração de risco tem nas avaliações de segurança de barragens. O objetivo do plano de administração de risco é aplicar fatores compensatórios para reduzir os níveis de risco.

ICOLD (1999) define as componentes principais do processo de avaliação de risco como sendo a análise de risco e a avaliação subjetiva do risco. Na Figura 2.5, são mostradas as relações existentes entre essas componentes e a avaliação de risco.

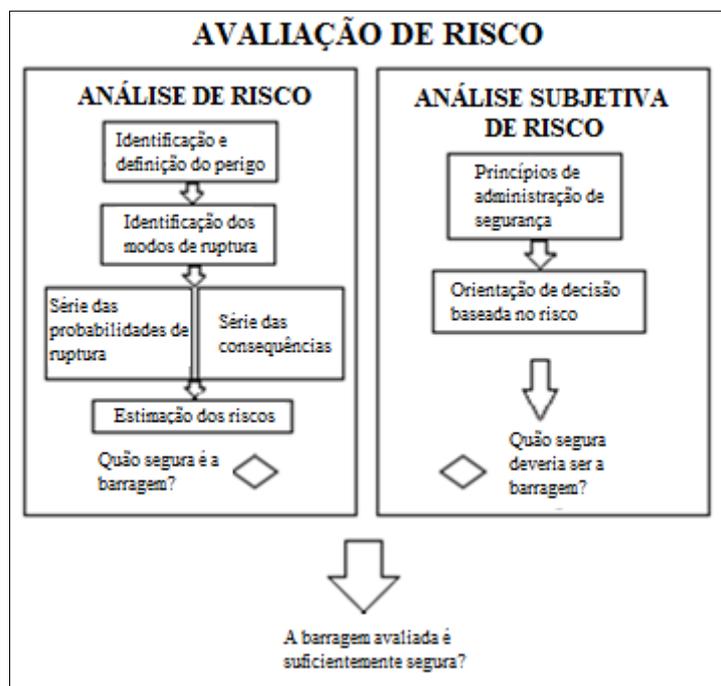


Figura 2.5 Avaliação de risco (Fonte: adaptado de ICOLD, 1999)

### 2.3.3 CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS QUANTO AOS RISCOS E AO DANO POTENCIAL ASSOCIADO

Segundo MENESCAL *et al.* (2005), a classificação de risco de uma estrutura hidráulica permite que sejam identificadas e priorizadas as áreas que mantenham, dentro de níveis aceitáveis, a segurança de uma barragem.

Apesar da importância da classificação das barragens no gerenciamento do risco, até 2010, o Brasil não dispunha de uma correspondente padronização. Cada órgão e empresa realizava a classificação de suas barragens levando em consideração uma ponderação dos fatores que lhes pareciam prioritários. VISEU & MARTINS (1997) ressaltaram que a obtenção de um índice global de risco a partir de um grande número de fatores é complexa, quer por exigir muitos dados, quer por exigir uma ponderação quantitativa de muitos fatores. Dessa forma, como a classificação das barragens era subjetiva, conforme se discute na sequência, diversos autores sugeriram uma classificação, igualmente subjetiva, mas muitas das vezes mais simples, e que poderia ser utilizada com mais facilidade.

ALMEIDA (1999) sugeriu uma classificação das barragens quanto ao risco levando em consideração os seguintes critérios:

- sismicidade;
- probabilidade de escorregamento de taludes;
- probabilidade de cheias superiores à cheia de projeto;
- tipo de gestão do reservatório (uso múltiplo, por exemplo);
- existência de ações agressivas (clima, água, entre outras);
- critérios utilizados para o dimensionamento estrutural;
- qualidade das fundações;
- confiabilidade dos órgãos de segurança;
- qualidade da manutenção do aproveitamento hidráulico;
- volume do reservatório;
- ocupação do vale a jusante;
- altura da barragem;

- tipo da barragem;
- documentação existente referente ao projeto e à construção da barragem;
- existência de instrumentação; e
- existência de erosões localizadas.

Já VISEU & MARTINS (1997) sugerem uma classificação baseada nos seguintes fatores:

- qualidade, em termos globais, do projeto;
- qualidade, em termos globais, da manutenção;
- tipo de barragem;
- altura da barragem;
- volume do reservatório;
- sismicidade; e
- população a jusante que pode ser atingida pela onda de inundação.

GEHRING (1987) afirma que as barragens podem ser classificadas quanto a um grau potencial de risco que oferece para as pessoas e benfeitorias em função de fatores como:

- tipo de barragem;
- volume do reservatório;
- altura da barragem;
- distância da barragem ao principal e primeiro aglomerado urbano ou propriedade a jusante;
- diferença de cotas entre a superfície do reservatório e o núcleo urbano;
- densidade populacional a jusante; e
- sismicidade da região.

O Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (MI, 2002) propõe uma classificação em função da consequência de danos que a ruptura de uma barragem pode ocasionar nas áreas a jusante, como pode ser visto na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 Classificação da consequência de ruptura de barragem nas áreas a jusante

<b>Consequência da ruptura</b>	<b>Perda de vidas</b>	<b>Danos econômicos, sociais e ambientais</b>
Muito alta	Significativa	Excessivos
Alta	Alguma	Substanciais
Baixa	Nenhuma	Moderados
Muito baixa	Nenhuma	Mínimos

Fonte: MI (2002)

O manual propõe ainda um sistema de classificação alternativo baseado em uma matriz de potencial de risco, que leva em consideração a segurança estrutural da barragem, a importância estratégica e os riscos para populações a jusante.

A partir de 2010, a lei nº 12.334/2010 (BRASIL, 2010), com o estabelecimento da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e com a criação do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), decreta que a análise de risco de barragens pode ser realizada com base na resolução nº 143, de 10 de julho de 2012, do Conselho Nacional de Recursos Hídricos - CNRH (CNRH, 2012), que estabelece os critérios gerais de classificação das barragens por categoria de risco, dano potencial associado e volume do reservatório.

De acordo com a resolução nº 143 do CNRH, quanto à categoria de risco, as barragens serão classificadas em alto, médio ou baixo risco de acordo com aspectos da própria barragem que possam influenciar na possibilidade de ocorrência de acidente, levando-se em conta os seguintes critérios gerais abaixo discriminados:

I. Características técnicas:

- altura do barramento;
- comprimento do coroamento da barragem;
- tipo de barragem quanto ao material de construção;
- tipo de fundação da barragem;
- idade da barragem; e
- tempo de recorrência da vazão de projeto do vertedouro.

II. Estado de conservação da barragem:

- confiabilidade das estruturas extravasoras;
- confiabilidade das estruturas de captação;

- eclusa;
- percolação;
- deformações e recalques; e
- deterioração dos taludes.

### III. Plano de Segurança da Barragem:

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

Com relação à classificação quanto ao dano potencial associado, o artigo 5º especifica que os critérios gerais a serem utilizados para classificação de dano em alto, médio ou baixo na área afetada são:

- existência de população a jusante com potencial de perda de vidas humanas;
- existência de unidades habitacionais ou equipamentos urbanos ou comunitários;
- existência de infraestrutura e serviços;
- existência de equipamentos de serviços públicos essenciais;
- existência de áreas protegidas definidas em legislação;
- natureza de rejeitos ou resíduos armazenados; e
- volume do reservatório.

A portaria DNPM nº 70.389, de 17 de maio de 2017 (DNPM, 2017), apresenta e especifica em seu anexo V como deverá ser preenchido o quadro de classificação para barragens de mineração. De acordo com esse quadro, quanto à categoria de risco, são levados em conta três aspectos, a saber:

- características técnicas (CT);
- estado de conservação (EC); e

- plano de segurança de barragens (PS).

Cada um desses aspectos recebe uma pontuação, de acordo com a matriz de classificação apresentada nos quadros 2, 3 e 4 do anexo V da portaria, e a pontuação total (CRI), representada pela soma CT + EC + PS, determina a classificação de risco da barragem de mineração, conforme apresentado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 Classificação quanto à categoria de risco para barragens de mineração

<b>Categoria de risco</b>	<b>CRI</b>
Alto	$\geq 65$ ou EC=10 (*)
Médio	37 a 65
Baixo	$\leq 37$

(\*) Pontuação 10 em qualquer coluna do Estado de Conservação (EC) implica automaticamente categoria de risco alta e necessidade de providências imediatas pelo responsável da barragem.

Fonte: DNPM (2017)

A portaria define também a classificação das barragens de mineração quanto ao dano potencial associado (DPA). Para essa classificação, são levados em conta os seguintes aspectos:

- volume total do reservatório;
- existência de população a jusante;
- impacto ambiental; e
- impacto socioeconômico.

Da mesma maneira que a classificação de risco, a classificação quanto ao dano potencial associado é realizada através da soma das pontuações de cada aspecto levado em consideração, de acordo com a matriz de classificação apresentada no quadro 5 do anexo V da portaria. A Tabela 2.5 apresenta as faixas de classificação quanto ao dano potencial associado.

Tabela 2.5 Classificação quanto ao dano potencial associado para barragens de mineração

<b>Dano Potencial Associado</b>	<b>DPA</b>
Alto	$\geq 13$
Médio	$13 < DPA < 7$
Baixo	$\leq 7$

Fonte: DNPM (2017)

A partir da bibliografia consultada, é possível perceber uma grande tendência, principalmente entre os países com maior número de barragens, em criar classificações de risco que possam auxiliar na tomada de decisões de construção de empreendimentos, e na avaliação de empreendimentos já existentes. XIN *et al.* (2011), por exemplo, estudam a avaliação de risco de ruptura de barragens de rejeitos na China, e elaboram uma classificação integrada dos riscos de ruptura de uma barragem, onde consideram a probabilidade de rompimento e a correlacionam com os impactos negativos que tal rompimento pode causar à sociedade. Como resultado, obtêm-se indicações de tomada de decisões, onde a mais severa indica que o empreendimento não deve ser construído.

## 2.4 MODELAGEM HIDRODINÂMICA DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS

A modelagem hidrodinâmica do rompimento de barragens, tanto de acumulação de água, quanto de acumulação de rejeitos, é realizada em algumas etapas. Em um primeiro momento, são analisadas as causas mais prováveis de falha da estrutura e definidos os cenários hipotéticos em que essa falha ocorreria. Em seguida, é analisada a formação e o desenvolvimento da brecha no maciço da barragem, que levará à determinação do hidrograma de ruptura. Posteriormente, é realizada a propagação do hidrograma de ruptura pelo vale a jusante da barragem e, por fim, são produzidos os mapas de inundação, sintetizando as áreas inundáveis através da delimitação da envoltória de inundação máxima e estimados os tempos de chegada da onda de ruptura hipotética nos locais de interesse.

A seguir, será apresentada uma revisão bibliográfica dos principais métodos e diretrizes considerados em cada uma das etapas para a realização do estudo de ruptura hipotética de uma barragem.

### 2.4.1 DEFINIÇÃO DO MODO DE FALHA E DOS CENÁRIOS DE RUPTURA HIPOTÉTICA

Apesar de as etapas para realização da modelagem hidrodinâmica de ruptura de barragens serem bem definidas, verifica-se que, para cada barragem, pode-se construir um número elevado de cenários de ruptura. Segundo BALBI (2008), um cenário de ruptura é uma combinação única de circunstâncias de um ambiente, tais como: evento iniciador, velocidade do vento, nível de água do reservatório, posicionamento das

comportas, modo de ruptura, onda de cheia provocada pela ruptura e fatores que determinam a presença de pessoas. BRASIL (2005) cita, também, as condições hidrológicas no vale a jusante da barragem no momento da ruptura como variável a ser analisada na definição do cenário de ruptura.

Para estabelecimento do cenário de ruptura hipotética de uma barragem, deve-se analisar, inicialmente, qual a causa mais provável de falha. Em Minas Gerais, a Defesa Civil determina que sejam avaliados, para o caso de barragens de rejeitos, os modos de falha: erosão interna, galgamento, liquefação do maciço e liquefação da fundação (CEDEC, 2019).

Ainda com relação às barragens de rejeitos, existe uma incerteza associada à definição do volume de material a ser mobilizado no caso de uma ruptura hipotética. RICO *et al.* (2007) analisaram diversos casos de ruptura ao redor do mundo, com diferentes causas, e obtiveram como resultado que, em média, cerca de um terço do volume de rejeitos e água armazenados no reservatório da barragem são mobilizados em um evento de ruptura.

RIBEIRO (2015) traz uma nova abordagem, consolidada a partir dos trabalhos de SAVAGE *et al.* (2003) *apud* RIBEIRO (2015), BLIGHT (2010), MORGENSTERN (1948) *apud* RIBEIRO (2015) e OLSON (2001) *apud* RIBEIRO (2015), na qual atribui que o volume de rejeitos mobilizado no caso de uma ruptura hipotética está associado ao ângulo de estabilização dos rejeitos dentro do reservatório.

Após o acidente com a Barragem B1, em Brumadinho, a Defesa Civil do estado de Minas Gerais, então responsável pelo plano de segurança para as comunidades próximas a barragens de mineração, por meio do Ofício Circular 02-2019 GMG/CEDEC (CEDEC, 2019), determina que, no caso de barragens com potencial de liquefação, a definição do volume mobilizado deve ser analisada com base no ângulo de repouso do rejeito liquefeito.

Definido o modo de falha, caberá ao responsável pelo estudo a definição das condições hidrológicas, tanto no reservatório da barragem, como no vale situado a jusante. Diversos autores recomendam cenários representativos para estudos de ruptura. BRASIL (2005), por exemplo, recomenda que sejam analisados quatro cenários:

1. cenário extremo de ruptura - é o cenário que define a envoltória máxima para as áreas de risco a jusante, devendo ser utilizado para o estabelecimento do sistema de aviso e alerta e do plano de emergência;
2. cenário de ruptura mais provável - cenário que se ajusta melhor a uma situação real, e que pode ser utilizado para fins de uso e ocupação do solo a jusante;
3. cenário considerando somente a ruptura - cenário no qual a onda de cheia é proveniente somente da ruptura da barragem, e o hidrograma natural afluyente ao reservatório é desconsiderado; e
4. cenário de operação sob condições extremas - cenário que considera um evento de cheia que leva o sistema extravasor da barragem a um funcionamento em condições críticas, sem, entretanto, ocorrer o colapso da estrutura.

MARTINEZ (2011), em sua compilação estatística dos cenários geralmente adotados em estudos de ruptura de barragens, concluiu que:

- com relação ao tipo de falha - 83% dos cenários consideram falha por galgamento, 83% por erosão interna, 53% por instabilidade dos taludes ou fundação, 41% por instabilidade sísmica ou deformação, 12% por ruptura de minas subterrâneas e 2% por outros cenários;
- com relação ao nível do reservatório no momento da ruptura - 71% consideram nível máximo normal; 59% consideram que a cota do nível d'água do reservatório estava atrelada à passagem da cheia máxima provável (CMP); 41% consideram nível mínimo do reservatório; e 24% consideram um evento com período de retorno de 100 anos;
- com relação ao nível de alteamento da barragem - 100% dos cenários consideram altura máxima; 40% considera estágio intermediário de alteamento e 30% condições de abandono; e
- com relação ao modelo utilizado - em 77% dos casos, é utilizado o modelo HEC-RAS ou HEC-GeoRAS; em 53%, o modelo HEC-1; em 30% dos casos, o modelo DAMBRK completo; em 24%, o modelo DAMBRK simplificado; em 12%, o modelo FLDWAV; e em apenas 6%, o modelo FLO-2D.

## 2.4.2 ANÁLISE DE FORMAÇÃO DA BRECHA DE RUPTURA

O tipo de barragem interfere significativamente nos processos de formação e desenvolvimento da brecha. A geometria da brecha, por sua vez, é de extrema importância e influência para a magnitude, duração e forma do hidrograma de ruptura.

A fase de início de formação da brecha é aquela onde ainda não ocorreu a ruptura da barragem, e a vazão defluente é pequena. O extravasamento pode ser resultante de um pequeno galgamento ou fluxo através do maciço devido à ocorrência de erosão interna. Durante essa fase, caso o fluxo seja interrompido, ainda há chances de que a barragem não se rompa. Já na fase de desenvolvimento da brecha, a vazão defluente e a erosão aumentam rapidamente, de forma que é pouco provável que a ruptura não ocorra (ROCHA, 2015).

Segundo XU & ZHANG (2009), a brecha de ruptura assume, geralmente, uma forma trapezoidal, sendo descrita por parâmetros geométricos, como altura da brecha ( $H_b$ ), largura média ( $B_{ave}$ ) e fator de inclinação lateral ( $Z$ ), e parâmetros hidrográficos, como vazão de pico defluente e tempos de início e desenvolvimento da brecha (Figura 2.6).

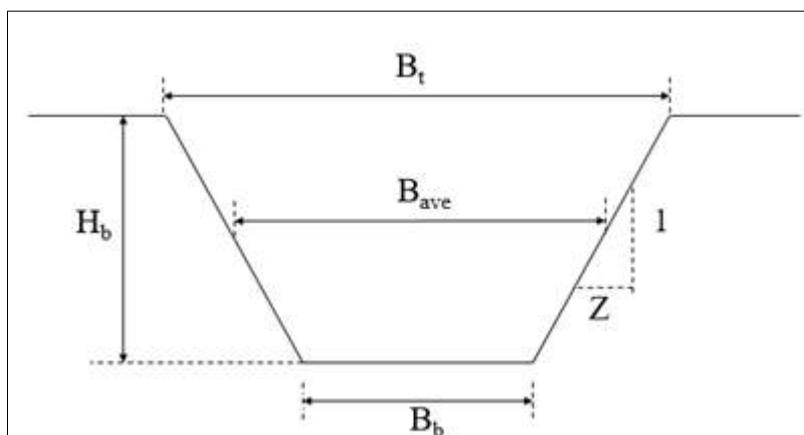


Figura 2.6 Parâmetros geométricos de uma brecha de ruptura (Fonte: ROCHA, 2015)

De acordo com WAHL (1998), a importância de cada parâmetro varia com o tamanho do reservatório. Em pequenos reservatórios, durante a formação da brecha, ocorre uma mudança significativa no nível de água do reservatório, e, como resultado, a vazão de pico ocorre antes da brecha se desenvolver completamente. Em grandes reservatórios, por outro lado, a vazão de pico ocorre quando a brecha alcança a máxima profundidade e largura, e mudanças no nível de água do reservatório são relativamente pequenas durante o período de formação da brecha.

Existe uma grande dificuldade na previsão da forma e das dimensões da brecha no decorrer da ruptura, pois, segundo CHAUHAN *et al.* (2004), elas dependem de uma série de fatores, tais como: forma da barragem, tipo da estrutura, topografia do local de implantação do empreendimento, características de fundação da barragem, propriedades do material de construção utilizado na obra, carga existente no reservatório e volume armazenado no momento da ruptura.

WAHL (1998) define quatro diferentes tipos de modelos existentes para representação do processo de formação da brecha:

- modelos fisicamente fundamentados - predizem o desenvolvimento da brecha e a formação do hidrograma defluente através de modelos baseados nos princípios de hidráulica, transporte de sedimentos e mecânica dos solos; um exemplo é o modelo NWS-BREACH; esses modelos devem ser utilizados com cuidado, devido à pequena quantidade de dados disponíveis para calibrá-los e validá-los (MORRIS & GALLAND, 2000);
- modelos paramétricos - usam informações dos parâmetros característicos da brecha obtidos a partir de equações paramétricas como dados de entrada para estimar o tempo de ruptura e a geometria final da brecha, para, então, simular seu crescimento através de um processo linear dependente do tempo. A vazão defluente é calculada usando os princípios da hidráulica. Nesses modelos, segundo MORRIS & GALLAND (2000), a suposição adotada para o crescimento linear da brecha entre a sua geometria inicial e final é irreal e conduz a erros;
- equações de previsão - estimam, por uma equação empírica baseada em dados de casos passados de ruptura, os parâmetros da brecha ou a vazão de pico, assumindo uma forma aproximada para o hidrograma defluente; esse processo é realizado por meio de relações de regressão entre duas variáveis, normalmente a altura da barragem e o volume de água no reservatório no momento da ruptura; de acordo com MORRIS & GALLAND (2000), a validade das equações depende da análise desenvolvida e dos dados nos quais foram baseadas; deve-se, portanto, tomar cuidado para assegurar um nível razoável de compatibilidade entre os dados de estudo e da barragem em questão; e
- análises comparativas - no caso de a barragem ser semelhante a uma outra que tenha rompido, e a ruptura dessa última ser bem documentada, pode-se comparar

os parâmetros da brecha ou a vazão de pico; MORRIS & GALLAND (2000) afirmam que as análises comparativas oferecem, somente, um modo possível de ruptura e não podem ser utilizadas como único mecanismo para a análise da ruptura da barragem em estudo.

A Tabela 2.6 apresenta a variação de alguns dos parâmetros propostos para determinar as características de formação da brecha.

Tabela 2.6 Variação dos parâmetros da brecha de ruptura

<b>Tipo de barragem</b>	<b>Comprimento da brecha (<math>B_b</math>)</b>	<b>Componente horizontal da declividade dos taludes da brecha (H)</b>	<b>Tempo de ruptura <math>t_f</math> (horas)</b>	<b>Referência</b>
<b>Concreto gravidade</b>	Blocos monolíticos	Vertical	0,1 a 0,5	USACE (1980) FERC (1988)
	Usualmente < 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,3	<i>apud</i> LAURIANO (2009) FREAD (2006)
	Usualmente < 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,2	<i>apud</i> LAURIANO (2009)
	Usualmente < 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,3	ELETROBRAS (2003)
<b>Concreto em arco</b>	L	Declividade do vale	< 0,1	USACE (1980) FERC (1988)
	L	Entre 0 e a declividade do vale	< 0,1	<i>apud</i> LAURIANO (2009) FREAD (2006)
	0,8 L a L	Entre 0 e a declividade do vale	< 0,1	<i>apud</i> LAURIANO (2009)
	L	Entre 0 e a declividade do vale	< 0,1	ELETROBRAS (2003)
<b>Terra/ Enrocamento</b>	(0,5 a 3,0) x H	Entre 0 e 1	0,5 a 4,0	USACE (1980) FERC (1988)
	(1,0 a 5,0) x H	Entre 0 e 1	0,1 a 1,0	<i>apud</i> LAURIANO (2009) FREAD (2006)
	(2,0 a 5,0) x H	Entre 0 e 1	0,1 a 1,0	<i>apud</i> LAURIANO (2009)
	(2,0 a 4,0) x H	Entre 0,25 e 1	0,1 a 1,0	ELETROBRAS (2003)

onde:

H - altura da barragem (m)

L - comprimento da crista da barragem (m)

Como já mencionado, o processo de formação e desenvolvimento de brechas varia quanto ao tipo de barragem. Para barragens de concreto, pode-se considerar a ruptura total e instantânea como uma ocorrência dominante, devido às características do material. Já para uma estrutura de terra, o mais adequado é considerar uma ruptura progressiva causada pela passagem da água sobre a crista da barragem (*overtopping* ou galgamento), ou pela erosão interna (*piping*) do maciço (ICOLD, 1995). Contudo, prever se o colapso de uma barragem de terra ocorrerá por galgamento ou erosão interna é considerado um processo difícil. COLLISCHONN & TUCCI (1997) ressaltam que a escolha do tempo de formação da brecha se torna mais importante quando a análise dos efeitos de inundação causados pela onda de ruptura precisa ser feita em áreas muito próximas da barragem.

Para barragens de terra, existem modelos específicos para modelagem da formação da brecha de ruptura, como, por exemplo, o modelo BREACH, que faz correlações entre parâmetros hidráulicos, morfológicos e geotécnicos. Por outro lado, para barragens de concreto, não existe uma metodologia específica capaz de prever o crescimento da brecha ao longo da estrutura da barragem.

De acordo com MORRIS & GALLAND (2000), as limitações e incertezas que envolvem o processo de formação e desenvolvimento da brecha afetam significativamente a definição da taxa de escoamento da água e o potencial de inundação a jusante.

No caso de barragens com potencial de liquefação, não existem pesquisas indicando métodos paramétricos para definição da geometria da brecha. Pela observação dos últimos eventos ocorridos com a barragem do Fundão e Barragem B1, em Brumadinho, observa-se que o maciço tende a ser completamente mobilizado, limitando a brecha à geometria do vale em que a barragem foi construída. Como consequência desses acidentes, a Defesa Civil do estado de Minas Gerais, por meio do Ofício Circular 02-2019 GMG/CEDEC (CEDEC, 2019), determina que, no caso de modo de falha por liquefação, 100% do maciço deverá ser mobilizado.

#### 2.4.3 DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA

Para modelar o evento de ruptura, ou seja, para propagar a onda de cheia no vale a jusante da barragem em estudo, é necessário, primeiramente, determinar a vazão de pico e elaborar o hidrograma da vazão defluente no momento da ruptura, que, como já

mencionado no Capítulo 2.4.2, estão diretamente ligados à forma da brecha e ao tempo de formação da mesma. É possível determinar a vazão de pico defluente devido à ruptura de uma barragem através de formulações matemáticas deduzidas de modo empírico. A Tabela 2.7 sintetiza as equações empíricas mais utilizadas para determinação da vazão de pico para a modelagem.

Tabela 2.7 Equações empíricas para determinação da vazão de pico

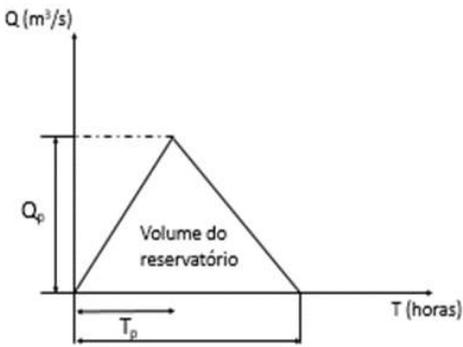
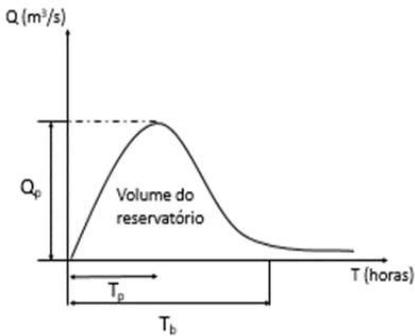
Referência	Vazão de pico	Característica
LOU (1981) <i>apud</i> MASCARENHAS (1990)	$Q_P 7,683 H_d^{1,909}$ (2.2)	Equação baseada na análise de 19 diferentes casos de ruptura de natureza diversa.
HAGEN (1982) <i>apud</i> LAURIANO (2009)	$Q_P 1,205 (H_d V)^{0,48}$ (2.3)	Equação baseada em observações de valores de casos de ruptura já ocorridos.
SAINT-VENANT (-) <i>apud</i> LAURIANO (2009)	$Q_P \frac{8}{27} B_d \sqrt{g} Y_{\text{médio}}^{\frac{3}{2}}$ (2.4)	Equação desenvolvida por <i>Saint-Venant</i> para o caso de remoção instantânea e total do barramento.
SCHOKLISTCH (1917) <i>apud</i> ICOLD (1998)	$Q_P \frac{8}{27} \left(\frac{B_d}{B_b}\right)^{\frac{1}{2}} B_d \sqrt{g} Y_{\text{médio}}^{\frac{3}{2}}$ (2.5)	Equação considerando a situação em que a ruptura ocorre em parte da crista de uma barragem.
USBR (1982) <i>apud</i> LAURIANO (2009)	$Q_P 19 H_d^{1,85}$ (2.6)	Equação baseada em dados coletados de vazões de pico históricas e da profundidade da lâmina de água no reservatório no momento da ruptura.
SINGH (1996) <i>apud</i> LAURIANO (2009)	$Q_P 1,7 B_b H_b^{\frac{3}{2}}$ (2.7)	Segundo SINGH (1996), o escoamento que passa pela brecha pode ser assumido como análogo ao escoamento que passa por um vertedouro retangular de soleira espessa.
WETMORE E FREAD (1981) <i>apud</i> LAURIANO (2009)	$Q_P = 1,7 B_b \left\{ \frac{1,94 \frac{A_s}{B_b}}{T_p + \left[ \frac{1,94 A_s}{B_b \sqrt{H_d}} \right]} \right\}^3$ (2.8)	Equação considerando a formação de uma brecha retangular, desenvolvendo-se em um intervalo de tempo (t).

onde:  $Q_p$  é a descarga máxima defluente da barragem em ruptura ( $m^3/s$ );  $V$  é o volume do reservatório para o NA máximo ( $m^3$ );  $A_s$  é a área do reservatório para o NA máximo ( $m^2$ );  $B_d$  é a largura da barragem (m);  $H_d$  é a altura da barragem (m);  $B_b$  é a largura final da brecha (m);  $H_b$  é a altura final da brecha (m);  $Y_{\text{médio}}$  é a profundidade média no reservatório no instante da ruptura (m);  $T_p$  é o tempo para desenvolvimento da brecha (s);  $g$  é a aceleração da gravidade, igual a  $9,81 m/s^2$ .

Os valores de vazão de pico obtidos por essas formulações empíricas são apenas estimativas do que pode ocorrer no caso real de ruptura de uma barragem e valores discrepantes para essas estimativas são encontradas na literatura. MASCARENHAS (1990) enfatiza que devem ser consideradas, no momento da escolha da equação para o cálculo da vazão de pico, tanto a natureza do problema em estudo, como o critério de segurança a ser adotado para cada caso de aplicação.

Uma vez calculada a vazão de pico que será propagada, é preciso representar o tempo de esvaziamento do reservatório através do hidrograma defluente. Para tal, podem ser utilizados tipos simplificados de hidrograma, como o hidrograma triangular simplificado proposto por MASCARENHAS (1990), e o hidrograma parabólico proposto por BARFIELD *et al.* (1981) *apud* LAURIANO (2009). LAURIANO (2009) sintetiza esses hidrogramas de ruptura em uma tabela (Tabela 2.8).

Tabela 2.8 Hidrogramas simplificados de ruptura

Referência	Hidrograma
Hidrograma triangular simplificado (MASCARENHAS, 1990)	 $Q_p = \frac{2V}{T_s} \quad (2.9)$ $Q(t) = Q_p \left( \frac{t}{T_p} \right), \text{ para } 0 \leq t \leq T_p \quad (2.10)$ $Q(t) = Q_p - Q_p \left( \frac{t - T_p}{T_b - T_p} \right), \text{ para } t \geq T_p \quad (2.11)$
Hidrograma com decaimento parabólico (BARFIELD <i>et al.</i> , 1981 <i>apud</i> LAURIANO, 2009)	 $Q(t) = Q_p \left[ \left( \frac{t}{T_p} \right) e^{\left( 1 - \frac{1}{T_p} \right)} \right]^k \quad (2.12)$

onde:  $Q_p$  é a vazão de pico defluente da ruptura da barragem ( $m^3/s$ );  $V$  é o volume do reservatório da barragem no momento da ruptura ( $m^3$ );  $T_p$  é o tempo de pico do hidrograma (s);  $T_b$  é o tempo de base do hidrograma (s);  $t$  é a variável independente relativa ao tempo (s);  $k$  é o fator de ponderação, que é calibrado de tal modo que o volume do hidrograma de ruptura seja igual ao volume do reservatório (valores entre 0,01 e 0,05).

Outra maneira de obter o hidrograma de ruptura de uma barragem é através de modelos baseados na conservação do volume. Um modelo simplificado bastante utilizado e recomendado para obtenção do hidrograma de ruptura é o modelo HEC-HMS, desenvolvido pelo *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE). Esse modelo inclui um algoritmo paramétrico para análise da formação da brecha e cômputo do hidrograma de ruptura através do método de *Puls*. Segundo ROCHA (2015), o modelo calcula o hidrograma de ruptura por meio da simulação do crescimento temporal de uma brecha com formato trapezoidal durante um tempo de desenvolvimento pré-estabelecido.

De acordo com BRUNNER (2003), as computações hidráulicas do modelo são baseadas na resolução de equações de escoamento em orifício para a porção de *piping* do rompimento, quando a brecha ainda está em desenvolvimento, e, quando a superfície da água está aberta à atmosfera, ou seja, quando a brecha já foi totalmente aberta, de equações de canal, o que explica o aparecimento de um pico local de vazão anterior à vazão real de pico em muitos dos hidrogramas gerados no modelo. Esse primeiro pico de vazão representa a vazão máxima atingida enquanto a brecha ainda está em desenvolvimento. Em seguida, ocorre uma mudança no regime de escoamento e a vazão máxima do hidrograma de ruptura é atingida.

Tal modelo é de fácil aplicação, bastante versátil e possui embasamento teórico que faz com que o mesmo seja recomendado e amplamente utilizado pela comunidade científica.

A seguir, são apresentadas as informações de entrada necessárias para simulações com o modelo HEC-HMS:

- nível de água do reservatório no início da simulação ( $N_A$ );
- largura do fundo da brecha ( $B_b$ );
- fator de inclinação lateral ( $Z$ );
- mecanismo de falha (erosão interna ou galgamento);
- tempo de desenvolvimento da brecha ( $t_f$ );
- método de crescimento temporal da brecha (linear ou curva senoidal);
- coeficiente de descarga de orifício (para casos de ruptura por erosão interna);
- gatilho para início da formação da brecha;

- elevação inicial para desenvolvimento da brecha (para casos de ruptura por erosão interna);
- coeficiente de descarga de soleira livre (para casos de ruptura por galgamento); e
- relações cota-volume e cota-descarga.

É importante salientar que, por se tratar de um modelo desenvolvido especificamente para o escoamento de fluidos newtonianos, onde um evento de ruptura de uma barragem necessariamente propaga todo o volume acima da brecha, é essencial que se forneça a relação cota-volume do rejeito mobilizado no evento, o que demanda um estudo de disposição de rejeitos. Caso a relação cota-volume inserida no modelo seja a relação cota-volume da capacidade total do reservatório, o modelo propagará todo o volume que estiver acima da brecha de ruptura.

#### 2.4.4 CARACTERIZAÇÃO DO VALE A JUSANTE DA BARRAGEM

##### 2.4.4.1 CARACTERIZAÇÃO TOPOGRÁFICA

De acordo com ROCHA (2015), os modelos digitais de terreno (MDTs) referem-se à cota altimétrica do nível do solo, e são desenvolvidos a partir de mapas topográficos, como curvas de nível, levantamentos por GPS ou altimetria a laser (LIDAR). Já os modelos digitais de elevação (MDEs) consideram a elevação de objetos posicionados sobre a superfície da terra, como, por exemplo, a copa das árvores e as edificações, e são construídos a partir de diferentes técnicas de sensoriamento remoto.

Atualmente, existem diferentes técnicas de sensoriamento remoto para a construção de MDEs, como, por exemplo, a interferometria por radar, técnica na qual o imageador, por meio de uma antena central, ao se deslocar ao longo de sua trajetória, emite um sinal e registra as informações do retorno desse sinal por antenas auxiliares posicionadas a uma distância conhecida. Um exemplo de MDE gerado a partir dessa técnica é o projeto *Shuttle Radar Topographic Mission* (SRTM), originado de uma cooperação entre a *National Aeronautics and Space Administration* - NASA e a *National Imagery and Mapping Agency* - NIMA, do Departamento de Defesa dos Estados Unidos e das agências espaciais alemã (DLR) e italiana (ASI). O sobrevôo da missão SRTM ocorreu em fevereiro de 2000 e gerou MDEs através de interferometria por radar de abertura sintética (InSAR) em escala quase global, o que supriu a falta de informação topográfica de muitos países, sobretudo da América do Sul e da África.

Até o início do ano de 2015, o MDE SRTM com resolução de 30 metros era distribuído gratuitamente para os Estados Unidos, enquanto que, para o resto do mundo, o produto era disponibilizado com resolução de 90 metros. Somente em setembro de 2014, durante a Cúpula do Clima, realizada em Nova York, foi anunciado que os dados com resolução de 30 metros seriam disponibilizados em escala global, alteração que possibilitou melhorar em três vezes a resolução espacial dos estudos que utilizam a base topográfica (Figura 2.7).

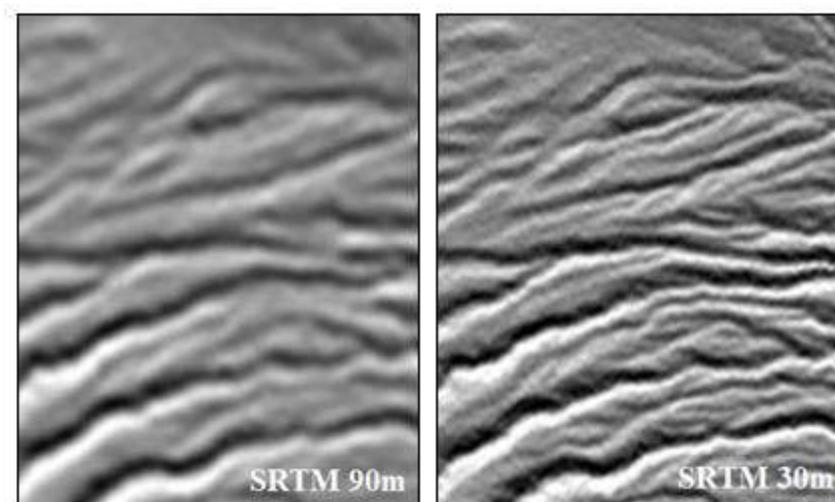


Figura 2.7 Comparação entre MDE SRTM com resolução espacial de 90 m e 30 m  
(Fonte: adaptado de <https://photojournal.jpl.nasa.gov/catalog/PIA18813>)

O projeto TOPODATA, do Instituto de Pesquisas Espaciais (INPE), através de interpolação pelo método de *krigagem*, técnica geoestatística utilizada para interpolar o valor de uma variável em pontos não amostrados próximos (VALERIANO, 2005 *apud* ROCHA, 2015), realizou o refinamento do MDE SRTM com precisão de 90 m para precisão de 30 m, o que atendeu às demandas brasileiras até que o modelo com 30 m de resolução fosse disponibilizado para o país.

Outro MDE gratuito disponibilizado globalmente é o modelo *Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer - Global Digital Elevation Model* (ASTER GDEM) com resolução espacial de 30 m, desenvolvido através da técnica da estereofotogrametria. O modelo foi analisado por TACHIKAWA *et al.* (2011) e resultou em uma acurácia de 17 m, com 95% de intervalo de confiança, o que representa certa desvantagem quando comparado ao MDE SRTM com resolução de 30 m, cuja validação global demonstrou que o erro absoluto em todos os continentes variou entre 5,6 a 9,0 m, com 90% de confiança (FARR *et al.*, 2007). YAN *et al.* (2015) afirmam

que, apesar das correções que vêm sendo realizadas no MDE ASTER GDEM, poucos estudos de modelagem de inundação e mapeamento têm utilizado tal modelo.

Ao utilizar um MDE, é importante atentar ao fato de que o mesmo não possibilita a obtenção da geometria da calha abaixo do nível de água, já que capturam a elevação do nível de água no momento da passagem da emissão do sinal, além de capturar copas de árvores e edificações. Adicionalmente, uma vez que o píxel possui normalmente tamanho de 90 ou 30 metros, as elevações das regiões no entorno do curso de água, para rios estreitos, são representadas junto à elevação do curso de água em um único píxel (RABUS *et al.*, 2003; FARR *et al.*, 2007; PAIVA *et al.*, 2011; VIANINI NETO, 2016). Esse comportamento resulta em superestimativa na elevação do fundo do curso de água (Figura 2.8).

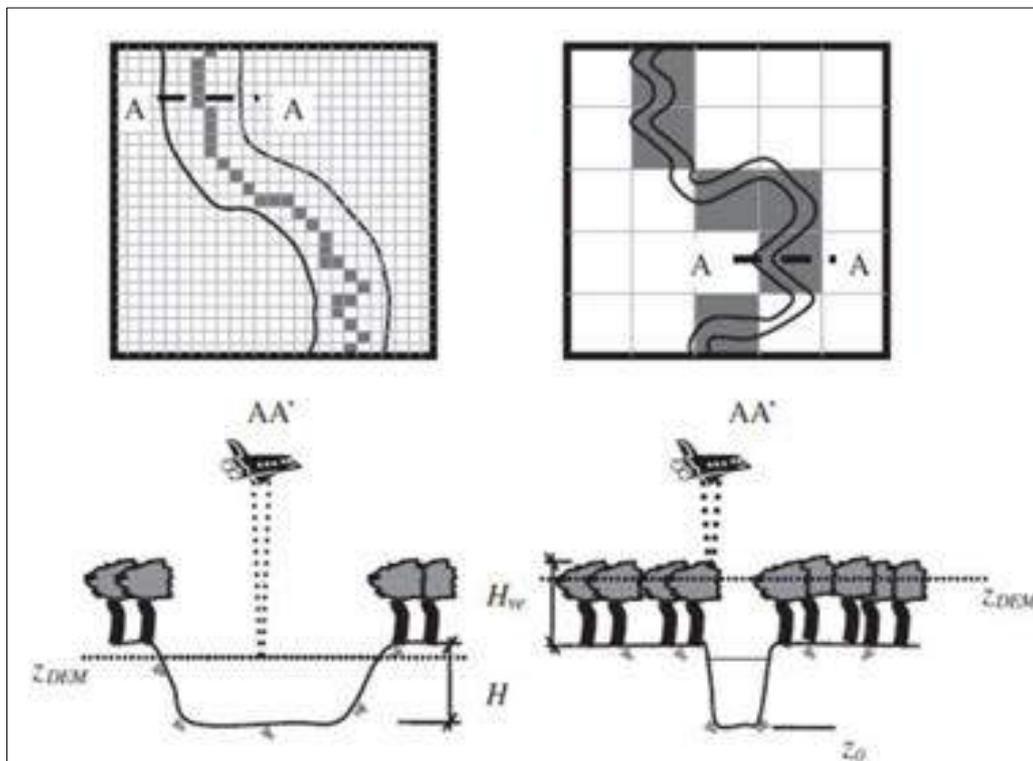


Figura 2.8 Influência da vegetação, da largura do curso de água e da resolução horizontal do MDE na representação da planície de inundação e da calha do curso de água no MDE (Fonte: PAIVA *et al.*, 2011)

#### 2.4.4.2 CARACTERIZAÇÃO HIDROLÓGICA

Para possibilitar a gestão de recursos hídricos em uma bacia hidrográfica, é imprescindível o conhecimento do seu comportamento hidrológico, a fim de se tomar decisões benéficas, tanto do ponto de vista socioeconômico, quanto do ponto de vista

ambiental. Segundo TUCCI (2002), um dos maiores desafios em hidrologia é o de conhecer adequadamente o comportamento dos processos hidrológicos, visto que, geralmente, o entendimento dos mesmos é qualitativo, o que nem sempre permite o gerenciamento dos recursos hídricos dentro de bases ambientalmente sustentáveis. Ainda segundo o autor, a quantificação desses processos depende da observação das variáveis hidrológicas que os descrevem ao longo do tempo. Tais variáveis possuem comportamento estocástico e necessitam de amostras confiáveis e representativas para sua estimativa.

BARBOSA *et al.* (2004) ressaltam que, em estudos do aproveitamento dos recursos hídricos de uma bacia hidrográfica, defronta-se, muitas vezes, com o problema da ausência ou insuficiência de dados que permitam a construção da série histórica de precipitações ou vazões, necessárias à avaliação da disponibilidade hídrica superficial. Nesses casos, requer-se a aplicação de técnicas de transferência de informações de outros locais climaticamente semelhantes para a bacia hidrográfica em questão.

Diante disso, entende-se por regionalização hidrológica, ou simplesmente regionalização, o conjunto de procedimentos e métodos estatísticos que visam explorar ao máximo os dados existentes numa região, permitindo a estimativa de alguma informação em um local com ausência ou insuficiência de dados. Por meio da regionalização, visa-se permitir, por exemplo, a obtenção indireta das vazões em seções em que faltem dados ou onde, por fatores de ordem física ou econômica, não seja possível a instalação de estações hidrométricas. A estimativa é realizada com base em modelos de cálculo das vazões, que se mostram estatisticamente aplicáveis a qualquer seção fluvial da bacia considerada (BARBOSA *et al.*, 2004).

Para PERALTA (2003), uma das finalidades da regionalização hidrológica é a determinação de regiões que apresentem comportamento semelhante em relação à distribuição da frequência e quanto à correlação das vazões, resultantes da combinação de um grande número de fatores físicos e climáticos, denominadas regiões homogêneas.

TUCCI (2002) destaca que um dos exemplos mais simples de regionalização é o mapa de isoietas de uma bacia. Na construção do mapa, são utilizados os valores de precipitação em cada posto pluviométrico. Quando esses dados são confiáveis, é de se esperar que os valores intermediários possam ser obtidos pela interpolação das isoietas, o que se baseia na pequena variação da precipitação no espaço, quando não existem efeitos orográficos e convectivos.

A regionalização hidrológica pode ser realizada para variáveis como, por exemplo, a precipitação média, a vazão de enchente, entre outras, quando as mesmas podem ser determinadas em uma região com base em relações estabelecidas através de dados pontuais existentes, ou para funções tais como a curva de intensidade-duração-frequência, a curva de duração, a curva de regularização, entre outras, que podem ser determinadas em uma região com base em dados hidrológicos existentes. Em geral, a regionalização considera características físicas ou climáticas da bacia, chamadas de variáveis explicativas, que exercem maior importância em seu comportamento hidrológico, características essas que são levadas em conta com diferentes pesos na regressão (BARBOSA *et al.*, 2004).

A Tabela 2.9 apresenta alguns exemplos de variáveis na regionalização.

Tabela 2.9 Exemplos de variáveis na regionalização

<b>Variável a ser regionalizada</b>	<b>Variáveis explicativas</b>
Vazão média	Área da bacia, precipitação
Vazão média de cheia	Área da bacia, precipitação, declividade e comprimento do rio
Vazão mínima	Área da bacia e densidade de drenagem
Tempo de concentração	Comprimento, declividade e área da bacia

Fonte: TUCCI (2002)

De acordo com TUCCI (2002), uma regionalização envolve as seguintes etapas:

- definição dos limites da área a ser estudada;
- definição das variáveis dependentes e explicativas da regionalização;
- seleção de dados das variáveis; e
- funções regionais - relações regionais e definição das regiões homogêneas.

Ainda segundo o autor, a regionalização de uma função ou variável é estabelecida através de um dos critérios seguintes:

- estabelecimento da relação empírica entre valores da função e características conhecidas, espacialmente do sistema hidrológico; ou
- estabelecimento da função com base nos valores do item anterior ou de relações adimensionais.

Existem diversos métodos de regionalização de vazões máximas, médias e mínimas, que abordam diferentes técnicas estatísticas. Podem ser citados os métodos de estimativa de indicador regional, como, por exemplo, a vazão média específica, métodos de regionalização dos quantis associados a um risco específico, métodos que regionalizam os parâmetros da distribuição de probabilidades, o método da cheia-índice, entre outros.

#### 2.4.5 PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA

A modelagem hidrodinâmica da propagação de um hidrograma de ruptura objetiva a obtenção de informações fundamentais em qualquer ponto de interesse na área de inundação, tais como (MORRIS, 2000):

- o tempo de chegada da onda de ruptura;
- o tempo de chegada do nível máximo de água atingido;
- as profundidades e as velocidades da onda de ruptura; e
- a duração da inundação.

Segundo MONTE-MOR (2004), o escoamento resultante da ruptura de uma barragem envolve fenômenos hidráulicos muito complexos e de difícil caracterização matemática, pois esse tipo de escoamento é tipicamente tridimensional, com grande variação das grandezas hidráulicas no tempo e no espaço.

Quando a modelagem é feita para simular a ruptura de barragens de rejeitos, deve ser realizada primeiramente uma análise do teor de sólidos do fluido composto por água e rejeitos existente no reservatório.

ROCHA (2015) afirma que, em reservatórios de barragens de contenção de rejeitos, geralmente, o fluido é hiperconcentrado, ou seja, apresenta grande concentração de sedimentos em suspensão. Os fluidos hiperconcentrados podem ser classificados em quatro categorias, de acordo com a concentração de sedimentos tanto em massa quanto em volume: escoamento aquoso, *mudflood*, *mudflow* e escorregamentos (Tabela 2.10). A correta classificação do fluido hiperconcentrado é de extrema importância para a previsão do comportamento do fluxo do material e auxilia na escolha do modelo matemático apropriado para a representação do fenômeno em análise.

Tabela 2.10 Classificação dos fluidos hiperconcentrados

Características do escoamento	Concentração volumétrica dos sólidos ( $C_v$ )	Teor de sólidos em massa - TS <sup>1</sup>	Descrição do comportamento do escoamento	
<b>Escorregamento</b>	0,65 a 0,80	0,75 a 0,96	Não há escoamento;	
	0,55 a 0,65	0,72 a 0,75	Deformações internas e movimento lento devido a tensões.	
<b>Mudflow</b>	0,48 a 0,55	0,72 a 0,76	Escoamento evidente, apesar de lento; Deformações plásticas sem espraiamento sobre as superfícies adjacentes.	
	0,45 a 0,48	0,69 a 0,72	Início de espraiamentos, apesar da atuação de forças coesivas.	
<b>Mudflood</b>	0,40 a 0,45	0,65 a 0,69	Mistura-se com facilidade; Apresenta fluidez na deformação alastrando-se sobre superfícies horizontais; Durante movimento, a superfície do fluido apresenta considerável declividade; Aparecimento de ondas de dissipação rápida.	
	0,35 a 0,40	0,5 a 0,65	Acentuada sedimentação; Alastra-se quase por completo sobre superfícies horizontais; Identificação de duas fases (fase líquida aparece); Ondas propagam-se por distâncias consideráveis.	
	0,30 a 0,35	0,54 a 0,59	Separação de água na superfície; Ondas propagam-se com facilidade; Decantação de partículas granulares.	
	0,20 a 0,30	0,41 a 0,54	Ação de ondas distintas; Superfície fluida; Todas as partículas decantam.	
<b>Escoamento aquoso</b>	< 0,20	< 0,41	Inundação provocada por propagação de onda no estado líquido com carga de sedimentos suspensos.	

<sup>1</sup>Conversão de concentração volumétrica para teor de sólidos em massa considerando partículas de quartzo (massa específica dos grãos igual a 2.650 kg/m<sup>3</sup>).

Fonte: adaptado de O'BRIEN *et al.* (1993)

Uma vez classificado o fluido do reservatório, é necessário escolher o modelo hidráulico apropriado para realizar a simulação. Existem, na literatura, diversos modelos utilizados para propagação hidráulica de fluidos hiperconcentrados, sendo que eles divergem na sua aplicabilidade, precisão, robustez, estabilidade e complexidade. Neste

capítulo, serão revisados os principais modelos para estudos de ruptura de barragens de rejeitos.

Os modelos para propagação hidráulica da onda de cheia podem ser classificados em cinco tipos, por ordem crescente de complexidade (LAURIANO, 2009):

- modelos simplificados;
- modelos hidrológicos;
- modelos hidrodinâmicos unidimensionais (1D);
- modelos hidrodinâmicos bidimensionais (2D); e
- modelos físicos tridimensionais (3D).

MORRIS & GALLAND (2000) enfatizam que os modelos hidráulicos unidimensionais (1D) são os indicados para a maioria dos casos práticos, por possuírem uma interface mais simples de utilização e apresentarem uma boa precisão de resultados. CUNGE *et al.* (1980) ressaltam que o principal critério que orienta a decisão por uma representação unidimensional ou bidimensional é a natureza da planície de inundação. Segundo os autores, a modelagem bidimensional é a mais adequada se as características do vale a jusante da barragem, ou de áreas específicas, forem tais que o escoamento não apresente uma direção preferencial de escoamento.

A seguir, é apresentada uma breve descrição dos principais modelos utilizados na propagação do hidrograma de ruptura, e, em seguida, são apresentados, com mais detalhes, os modelos que serão utilizados na seção de metodologia desta dissertação.

O modelo FLO-2D é um modelo hidráulico bidimensional que possibilita a simulação de escoamento de água e de fluidos concentrados proposto por O'BRIEN *et al.* (1993). Esse modelo é baseado nas equações de conservação de massa na forma bidimensional das equações de quantidade de movimento e possibilita a utilização de modelos paramétricos e fisicamente embasados para previsão do hidrograma de ruptura. O modelo FLO-2D é recomendado pela *Federal Emergency Management Agency - FEMA* (FEMA, 2013) para estudos de rompimento de barragens de rejeitos, por possibilitar a simulação de fluidos concentrados.

O modelo NWS FLDWAV, que substitui os modelos NWS DAMBRK e DWOPER, desenvolvido pelo *National Weather Service* (NWS), permite o cálculo do

escoamento não permanente por meio da solução das equações completas unidimensionais de *Saint-Venant*, através de métodos implícitos de diferenças finitas.

Segundo LAURIANO (2009), o modelo DAMBRK (*Dam Break Flood Forecasting Model*) é usado para prever, em tempo real, uma cheia natural e/ou aquela resultante da ruptura de uma barragem. Esse modelo possui diversas limitações, como, por exemplo, o confinamento da análise de fluxo por meio de um curso de água simples e a fixação das ordens do programa computacional tanto para o número de passos de tempo, quanto para o número de seções transversais, limitando o comprimento do trecho do rio que pode ser simulado.

Ainda segundo o autor, o modelo DWOPER (*Dynamic Wave Operational Model*) possui vastas aplicações em rios com características físicas variáveis, como geometria irregular, parâmetros de rugosidade variáveis, aflúências laterais, armazenamento, perdas localizadas, efeitos do vento e operação de barragens e eclusas. O modelo apresenta como limitações a incapacidade de interpolar automaticamente seções transversais quando necessário, controlar fluxos supercríticos ou regimes de fluxo misto, e modelar rupturas de barragens e controle de vazão em reservatórios.

O modelo NWS FLDWAV foi desenvolvido a fim de permitir a utilização das capacidades combinadas dos modelos NWS DAMBRK e DWOPER, além de permitir a simulação de novas características hidráulicas, já que tais modelos, apesar de serem considerados robustos, possuem limitações que impedem sua flexibilidade.

#### 2.4.5.1 MODELO HEC-RAS

O modelo HEC-RAS foi desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center* (HEC) do *U. S. Army Corps of Engineers* (USACE). Sua primeira versão foi lançada em 1990, e o primeiro modelo para simulação de escoamento permanente, chamado de HEC-2, foi apresentado em 1966 (USACE, 2002). Segundo LAURIANO (2009), com o aperfeiçoamento computacional, o *software* HEC-2 foi convertido para o ambiente Windows, com base no *software* HEC-RAS, o que permitiu melhorar suas ferramentas para modelagem hidrodinâmica e sua interface gráfica.

Até a versão 2.0 do modelo HEC-RAS, o emprego restringia-se à simulação de perfis de linhas de água para escoamentos unidimensionais de fluxo permanente. A partir do ano 2000, com o lançamento da versão 3.0, foi incorporado ao modelo um módulo que permite a modelagem de escoamento não permanente.

Em sua versão 4.1, o modelo possibilitava a realização de simulações unidimensionais considerando escoamento em regime permanente e não permanente. Recentemente, foi lançada a versão 5.0 do modelo, que possibilita a modelagem bidimensional do escoamento, o que melhora a simulação principalmente quando o escoamento transborda para fora da calha. A nova versão permite também a análise da transferência de sedimentos. Dessa maneira, atualmente, o modelo HEC-RAS permite a realização de simulações unidimensionais e bidimensionais considerando escoamento permanente e não permanente.

- **MODELO HEC-RAS 1D**

A simulação do escoamento em regime não permanente é realizada a partir do algoritmo UNET (*Unsteady NETWORK model*). O algoritmo utiliza as equações de *Saint-Venant* resolvidas por um esquema implícito de diferenças finitas por meio da aplicação do método iterativo de *Newton-Raphson*. Os resultados do algoritmo UNET são computados e, então, importados de volta para o modelo HEC-RAS para visualização das simulações (USACE, 2010). As equações simplificadas de *Saint-Venant* 1D são dadas por:

Equação da continuidade

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hV}{\partial x} = 0 \quad (2.13)$$

Equação da quantidade de movimento

$$S_f = S_o - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (2.14)$$

onde:

- $h$  é a profundidade do fluxo;
- $V$  é a velocidade média na direção  $x$ ;
- $S_f$  é a declividade da linha de energia que está escrita em função da declividade do canal; e
- $S_o$  é o gradiente de pressão.

O código computacional HEC-GeoRAS, que se apresenta como uma barra de ferramentas dentro do modelo HEC-RAS, possibilita que o mesmo trabalhe com o *software* de geoprocessamento ArcView, onde os resultados do modelo são lidos e apresentados sobre o modelo digital de elevação (MDE), permitindo a criação dos

mapas de inundação. LAURIANO (2009) destaca que a interface com o HEC-GeoRAS até 2009 não era amplamente aplicada, e apresentava problemas de compatibilidade em determinados casos, problema que foi atualmente corrigido.

ROCHA (2015) ressalta que, na aplicação do modelo HEC-RAS (até a versão 4.1) para estudos de ruptura de barragens, algumas hipóteses são obrigatoriamente adotadas:

- o escoamento é unidimensional, podendo ser representado pela velocidade média da seção transversal, e a linha de água é horizontal em todas as seções do canal;
- o escoamento ocorre predominantemente no sentido longitudinal e, portanto, não podem ser representadas quaisquer interações complexas entre o canal e a planície de inundação e nem escoamentos complexos ao longo da planície de inundação;
- o escoamento é gradualmente variado considerando-se válida a hipótese da distribuição hidrostática de pressões na vertical e desprezando-se efeitos de componentes de aceleração vertical;
- o fluido é incompressível;
- as condições de contorno do canal são fixas e, portanto, não são simuladas erosões e deposições na calha; e
- a resistência ao escoamento pode ser aproximada por fórmulas empíricas como as propostas por *Chezy* ou *Manning*.

Para simulação utilizando o modelo, é necessário estabelecer condições de contorno e iniciais. A seguir, serão apresentadas algumas recomendações para determinação dessas condições, de acordo com USACE (2010).

#### Condições iniciais

Para se obter a solução das equações unidimensionais de *Saint-Venant*, é necessário especificar as condições iniciais das variáveis  $Q$  (vazão) e  $h$  (profundidade do fluxo) em todas as seções do trecho simulado. Neste caso, normalmente é fornecida uma vazão constante, e o modelo calcula o perfil da linha de água em todas as seções transversais considerando o regime de escoamento permanente.

ROCHA (2015) ressalta que alguns cuidados devem ser tomados ao se estabelecer as condições iniciais do escoamento. O autor afirma que poderá ocorrer instabilidade no modelo no cálculo da profundidade nas seções transversais próximas à barragem caso a

vazão defluente nos instantes iniciais após a ruptura da barragem seja muito superior à vazão utilizada como vazão inicial.

USACE (2014) sugere que se inicie a simulação com uma condição inicial com cerca de 1% da vazão de pico do hidrograma de ruptura, pois, em canais de alta declividade, nos quais o regime de escoamento pode passar de subcrítico para supercrítico, a simulação utilizando baixas vazões como condição inicial pode ser de difícil convergência. Nesses casos, a tendência é que o canal seja muito raso e com a chegada da onda de cheia ocorrerá uma variação brusca da linha de água no espaço e no tempo, o que poderá resultar em instabilidades no trecho de interesse. Caso o modelo apresente instabilidade com o valor de 1% da vazão de pico, sugere-se aumentar esse percentual até o máximo de 10% da vazão de pico.

#### Condições de contorno a montante e a jusante

Para solucionar as equações de *Saint-Venant*, é necessário também especificar as condições de contorno de montante e jusante. A Figura 2.9 apresenta as condições de contorno aplicáveis para um curso de água.

Como condições de contorno de montante, pode-se especificar tanto o hidrograma quanto o cotograma de entrada. Já como condição de contorno de jusante, quatro são as condições de contorno que podem ser especificadas (USACE, 2002):

- série temporal de elevações do nível de água;
- série temporal de vazões (se os dados registrados são disponíveis e o modelo está sendo calibrado para um evento de inundação específico);
- curva-chave de escoamento permanente; e
- curva-chave de escoamento permanente obtida com o uso da equação de *Manning*, onde o valor da variável  $S_0$  é especificado como a declividade no fundo do canal na proximidade da seção transversal de ordem N.

ROCHA (2015) destaca que, em estudos de rompimento de barragens, dada a magnitude das vazões em trânsito, que geralmente são superiores às vazões das cheias naturais, as relações entre vazão e nível de água (curva-chave) não são conhecidas em qualquer local do trecho simulado. Dessa forma, USACE (2014) recomenda utilizar a profundidade normal como condição de contorno de jusante, em uma seção transversal localizada relativamente à jusante do trecho de interesse na modelagem, minimizando,

assim, os erros relacionados à condição de contorno de jusante adotada no perfil da linha de água no trecho de interesse.

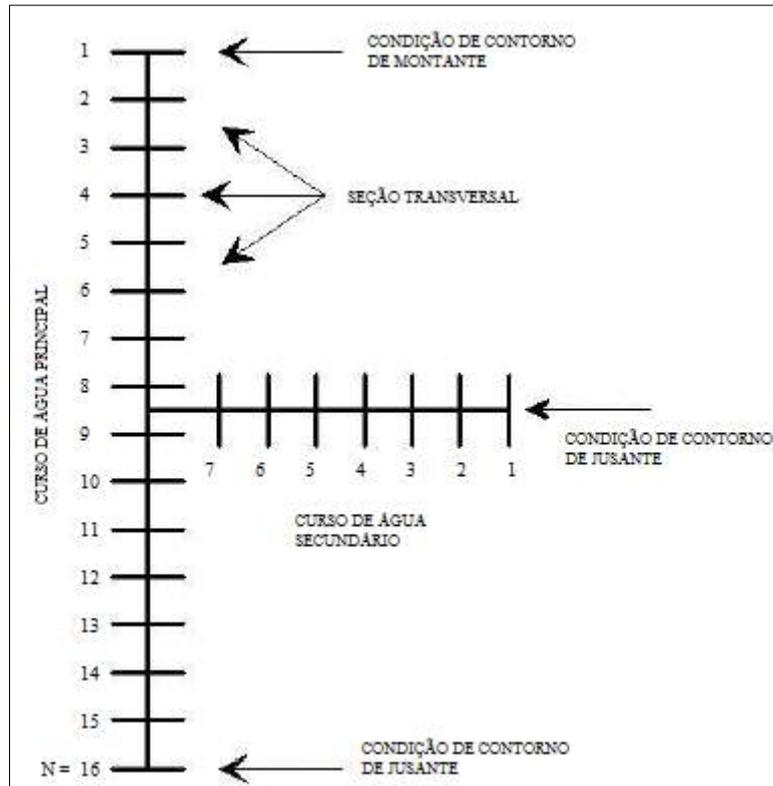


Figura 2.9 Condições de contorno de um curso de água (Fonte: adaptado de FREAD & LEWIS, 1998)

### Incremento temporal

Para que se realize uma modelagem da onda de cheia bem-sucedida, é necessário escolher valores adequados para o incremento temporal, também chamado de passo de tempo, usado na solução computacional das equações unidimensionais de *Saint-Venant*. ROCHA (2015) afirma que a estabilidade numérica de um modelo não permanente depende diretamente do intervalo de tempo adotado na simulação, de forma que intervalos muito pequenos resultam em aumento do tempo computacional necessário para a simulação além de instabilidade numérica, e intervalos de tempo muito grandes podem resultar em perda de precisão, instabilidade e difusão numérica com maior atenuação da vazão de pico que não está fisicamente relacionada.

Para a definição do incremento de tempo da modelagem, USACE (2014) recomenda que seja atendida a condição de *Courant*, que é dada por:

$$C = V_w \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (2.15)$$

onde:

- $C$  é o número de *Courant* (adimensional);
- $V_w$  é a velocidade da onda (m/s);
- $\Delta t$  é o intervalo de tempo (s), ou passo de tempo; e
- $\Delta x$  é o intervalo de discretização no espaço (m) ou o espaçamento entre duas seções transversais.

De acordo com USACE (2014), valores típicos de intervalos de tempo para simulações de ruptura de barragens devem variar entre 1 e 60 segundos, devido ao pequeno tempo de ascensão e às grandes velocidades de ondas observadas nesses eventos.

### Seções transversais

Para a correta representação das calhas menor e maior do rio (planície de inundação), devem ser especificadas seções transversais, em número suficiente, de forma que as mesmas descrevam as variações no curso de água e na planície de inundação, bem como mudanças na declividade do fundo, na rugosidade do terreno e locais de alterações de vazões laterais (Figura 2.10).

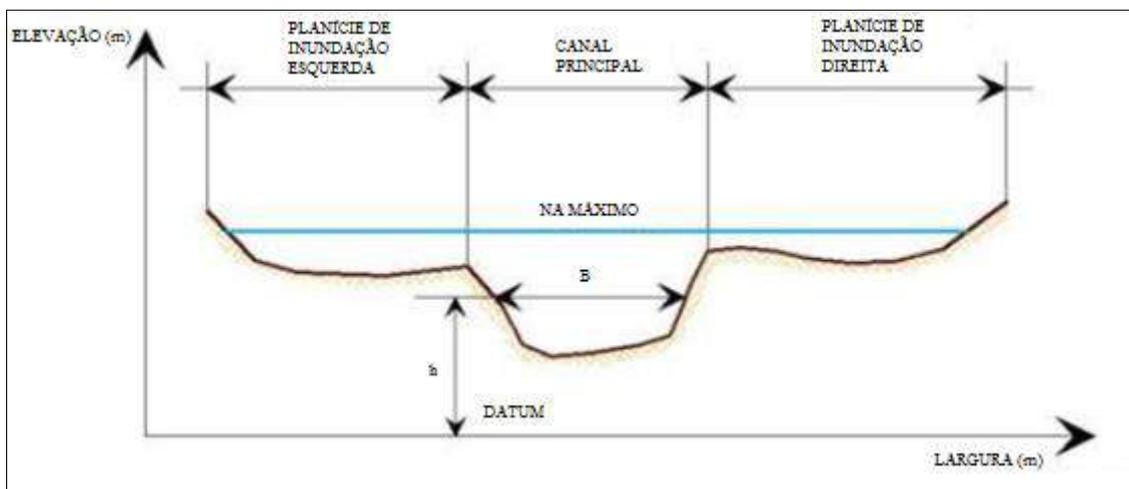


Figura 2.10 Seção transversal de um rio com as calhas menor e maior (Fonte: adaptado de FREAD & LEWIS, 1998)

No modelo HEC-RAS, a entrada de dados para descrever as seções é feita através de uma tabela contendo os pontos de distância horizontal acumulada e das respectivas elevações, com início dos pontos da esquerda para direita, de montante para jusante. O modelo aceita até 500 pontos para descrever cada seção transversal, e o número de

pontos definido para representar uma seção transversal pode ser diferente para descrever as demais seções (LAURIANO, 2009).

O espaçamento entre as seções ( $\Delta x$ ) também está relacionado à estabilidade do modelo, como demonstrado pela condição de *Courant*. Sendo assim, USACE (2014) afirma que o tempo necessário para a onda de cheia transladar entre duas seções transversais distantes é superior a um incremento temporal utilizado no modelo, e seções transversais muito próximas umas das outras podem resultar em instabilidade numérica e em uma frente de onda muito abrupta devido a uma superestimativa na resolução das derivadas em relação à distância, principalmente no ramo de ascensão do hidrograma de ruptura.

Segundo ROCHA (2015), podem ser utilizadas, inicialmente, as equações empíricas propostas por FREAD (1993) e SAMUELS (1989), entretanto a experiência do analista é fundamental para uma correta definição do espaçamento.

#### Coefficiente de rugosidade – número de *Manning*

O número de *Manning* é usado no modelo HEC-RAS para descrever a resistência ao fluxo devido à rugosidade do canal e pode ser especificado para cada seção transversal ou para cada trecho fluvial. Em cada seção, pode-se associar um valor diferente de rugosidade para o canal principal e para a planície de inundação.

USACE (2014) recomenda valores iniciais do coeficiente de *Manning* entre 0,025 e 0,075 para a calha menor do rio, e valores entre 0,04 e 0,25 para a planície de inundação. A fonte ressalta que valores superiores devem ser utilizados para a região imediatamente a jusante da barragem a fim de evitar problemas de instabilidade do modelo.

- MODELO HEC-RAS 2D

Os modelos bidimensionais de águas rasas, modelos aplicáveis a cursos hídricos com profundidades insignificantes frente às extensões longitudinais e laterais de lâmina d'água, como lagos bem misturados, não estratificados e várzeas de inundação (ZHENGANG, 2008), trabalham com velocidade médias na profundidade, integrando as equações de *Navier-Stokes* ao longo do eixo vertical  $z$  e resolvendo as equações de conservação de massa e de conservação do momento nos eixos  $x$  e  $y$  do curso hídrico modelado (MARTIN & MCCUTCHON, 1998), dando origem às equações bidimensionais de *Saint-Venant*.

Segundo TSCHIEDEL *et al.* (2017), as simplificações adotadas no conjunto de soluções em duas dimensões do modelo HEC-RAS 5.0.7 são muito similares às simplificações adotadas nas equações de *Saint-Venant* unidimensionais: fluido incompressível, massa específica uniforme e pressões hidrostáticas, sendo a movimentação turbulenta aproximada pela viscosidade turbulenta do fluido. Além disso, assim como ocorre para modelos unidimensionais, as equações bidimensionais de *Saint-Venant* também podem ser simplificadas, dando origem a outros modelos hidrodinâmicos mais simples que podem ser aplicáveis para determinadas condições de contorno (USACE, 2016). As equações simplificadas de *Saint-Venant* 2D são dadas por:

Equação da conservação da massa

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0 \quad (2.16)$$

Equação da conservação de momento nos eixos x e y

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + v_t \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f u \quad (2.17)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + v_t \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f v \quad (2.18)$$

onde:

- u e v são as velocidades nas direções cartesianas (x e y);
- t é o tempo;
- q são as contribuições ou abstrações de fluxo;
- g é a aceleração da gravidade;
- H é a elevação da superfície d'água;
- h é a profundidade;
- $v_t$  é o coeficiente de viscosidade turbulenta;
- $c_f$  é o coeficiente de fricção de fundo; e
- f é o parâmetro de *Coriolis*.

De acordo com USACE (2016), a resolução das Equações 2.16, 2.17 e 2.18 dentro do modelo HEC-RAS 5.0.7 ocorrem a partir de uma aproximação de volumes finitos.

O *software* foi projetado para usar malhas não estruturadas, contudo consegue lidar com malhas estruturadas. A malha estruturada é tratada da mesma forma que a malha não estruturada, exceto pelo fato de que o sistema se aproveita de que as células são ortogonais, facilitando, assim, os cálculos computacionais. Esse fato significa que as células podem ser triângulos, quadrados, retângulos, ou até elementos com seis, sete e, no máximo, oito lados, em uma mesma malha. O contorno da malha computacional é definido com um polígono, que pode ser importado de um arquivo *shapefile*. A malha computacional não precisa ser ortogonal, contudo, se o for, a discretização computacional é simplificada e mais eficiente.

Assim como no modelo HEC-RAS unidimensional, o modelo HEC-RAS bidimensional também necessita de condições iniciais e condições de contorno para realizar uma simulação. As condições iniciais são bastante semelhantes às aquelas fornecidas ao modelo unidimensional, que, como já apresentado, normalmente consistem em uma vazão para que o modelo calcule o perfil da linha de água ao longo do trecho simulado. As condições de contorno de montante e jusante também são semelhantes às inseridas no modelo 1D, assim como o incremento temporal, enquanto, para o modelo 2D, não há necessidade de inserção de seções transversais para representação do terreno, apenas para retirada de resultados. O coeficiente de rugosidade de *Manning* é usado no modelo HEC-RAS para descrever a resistência ao fluxo devido à rugosidade do terreno, e pode ser especificado para cada área da malha de cálculo através de um *shapefile* de polígono, onde, para cada polígono, pode-se associar um valor diferente de rugosidade. Esse *shapefile* pode ser gerado através de uma classificação do uso e ocupação do solo da região em estudo.

#### 2.4.5.2 MODELO RIVERFLOW2D

O modelo RiverFlow2D, desenvolvido pela empresa americana de consultoria em recursos hídricos Hydronia, é um modelo bidimensional que combina modelagem hidráulico-hidrológica de malhas flexíveis, oferecendo alta performance na resolução numérica de volumes finitos, podendo ser utilizado na maioria das demandas de inundação, incluindo rompimento de barragens e diques sobre terrenos inicialmente secos. O modelo possui módulos que incluem, além do rompimento de barragens, transporte de sedimentos, lama, detritos e poluição.

O modelo utiliza a equação de águas rasas resultante da integração vertical da equação de *Navier-Stokes*. Sendo assim, o modelo não calcula aceleração vertical,

velocidades verticais e, conseqüentemente, não resolve fluxos secundários. Além disso, o modelo não inclui termos de dispersão ou turbulência, que são apenas levados em consideração através do coeficiente de rugosidade de *Manning* nas equações de momento (HYDRONIA, 2016). Para representação do terreno, é utilizada uma malha triangular não estruturada, aumentando a fidelidade da informação geomorfológica atribuída ao MDE.

Atualmente, o modelo RiverFlow2D possui uma versão de alto desempenho, chamada RiverFlow2D GPU, na qual simulações robustas, que demorariam dias, podem ser rodadas em poucas horas. Segundo os desenvolvedores, o modelo pode ser aplicado para longos trechos de rio, já tendo sido utilizado pelo NOAA (*North Central River Forecast Center*) para simulação de alagamento em um trecho de aproximadamente 670 km de extensão do rio Red, no norte dos Estados Unidos.

Assim como o modelo HEC-RAS, o modelo RiverFlow2D necessita de condições de contorno de montante, condições de contorno de jusante, condições iniciais, seções transversais para retirada de resultados, incremento temporal e coeficiente de rugosidade de *Manning*. Todas essas condições obedecem aos mesmos critérios já apresentados na descrição do modelo HEC-RAS.

O modelo apresenta interface com o *software Surface-Water Modeling System* (SMS) e produz resultados compatíveis com aplicativos GIS.

#### 2.4.6 MAPAS DE INUNDAÇÃO

Após a modelagem da propagação da onda de inundação provocada pela ruptura da barragem, a saída dos modelos pode ser associada à cartografia do vale a jusante, de maneira a facilitar a delimitação das áreas susceptíveis a serem inundadas. O mapeamento dessas áreas constitui uma importante ferramenta na definição e planejamento de estratégias de proteção ao vale à jusante da barragem, e possui importância fundamental na elaboração do PAE.

Segundo BALBI (2008), o principal objetivo dos mapas de inundação é mostrar a extensão, que, em conjunto com o tempo esperado de uma cheia proveniente da ruptura de uma barragem, auxiliam o gerenciamento das ações de emergência por parte das autoridades e proprietários da barragem. Ainda segundo o autor, esses mapas devem fornecer informações suficientes para que as autoridades da região da bacia hidrográfica

possam preparar os sistemas de alerta e os planos de emergência, além de melhorar a gestão do uso e ocupação do solo e determinar as áreas prioritárias de evacuação.

BALBI (2008) afirma ainda que os mapas de inundação podem ser representados considerando a profundidade máxima de inundação, e sua classificação é definida em função da ameaça potencial à vida humana, conforme apresenta a Tabela 2.11.

Tabela 2.11 Classificação das profundidades máximas de inundação, baseada nos níveis de perigo para seres humanos

Nível	Classe	Inundação estática (H)
Reduzido	Azul claro	$H < 1 \text{ m}$
Médio		$1 \text{ m} < H < 3 \text{ m}$
Importante		$3 \text{ m} < H < 6 \text{ m}$
Muito importante	Azul escuro	$H > 6 \text{ m}$

Fonte: BALBI (2008)

Existem, atualmente, diversos programas de geoprocessamento disponíveis e amplamente utilizados na elaboração de mapas de inundação, como, por exemplo, o ArcGIS (ArcInfo e ArcView) da ESRI, o MapInfo, o Geomedia (Intergraph), o MicroStation Geographics, o AutoCAD Civil 3D, QGIS da *Open Source Geoespatial Foundation*, entre outros. Alguns desses programas são capazes de ler os resultados dos modelos de propagação hidráulica e apresentá-los sobre os modelos digitais de elevação (MDEs), facilitando o trabalho de mapeamento, como é o caso do modelo hidráulico HEC-RAS combinado ao *software* de geoprocessamento ArcView, do ArcGIS, por meio da ferramenta HEC-GeoRAS.

LAURIANO (2009) destaca que as atuais tecnologias de sistemas de informações geográficas (SIGs) auxiliam o trabalho de elaboração de mapas de inundação, permitindo uma apresentação virtual e com mais qualidade dos dados a serem analisados.

## 2.5 ESTADO DA ARTE SOBRE RUPTURA HIPOTÉTICA DE BARRAGENS DE REJEITOS

No decorrer da pesquisa bibliográfica realizada para a elaboração desta dissertação, verificou-se que existem poucas publicações com orientações para o desenvolvimento de estudos de ruptura hipotética de barragens de rejeitos e,

consequentemente, poucos estudos de ruptura hipotética desse tipo de barragem, o que se tornou um dos motivadores para o desenvolvimento do tema.

Os profissionais e pesquisadores que se dispõem a estudar a ruptura de barragens de rejeitos, normalmente, referem-se a orientações para estudo de ruptura de barragens de acumulação de água como, por exemplo, os manuais da empresa Eletrobras, da Agência Nacional de Águas, ou a grande variedade de estudos desenvolvidos para tais barragens (COLLISCHONN & TUCCI, 1997; MONTE-MOR, 2004; BRASIL, 2005; PALMIER *et al.*, 2007; LAURIANO *et al.*, 2008; BALBI, 2008; LAURIANO, 2009; VERÓL, 2010; CESTARI JUNIOR, 2013; VIANINI NETO, 2016). Existem, ainda, manuais internacionais com tais orientações como, por exemplo, o *CDA Technical Bulletin: Inundation, Consequences and Classification for dam Safety* (CDA, 2007) e FEMA (2013). Essas publicações foram desenvolvidas para barragens de acumulação de água, todavia, e apesar de fornecerem referências sobre ruptura de barragens, nenhuma delas aborda as questões geotécnicas e hidrodinâmicas relacionadas ao fluxo de rejeitos, assunto crítico quando se trata de ruptura de barragens de rejeitos.

Encontra-se, atualmente, em desenvolvimento o *CDA Technical Bulletin on Tailings Dam Breach Analyses*, da Associação Canadense de Barragens – CDA (MARTIN *et al.*, 2019), documento que busca suprir a carência de orientações acerca de estudos de ruptura de barragens de rejeitos, contudo ainda não se encontra disponível publicamente. No Brasil, ainda não existe um guia com orientações para tais estudos, apesar de as leis atualmente em vigor os exigirem para uma vasta gama das barragens do país.

A preocupação com a ausência de orientações acerca de estudos de ruptura de barragens de rejeitos no Brasil é recente. MELO (2013) identificou, na época, que existia uma carência de critérios que delimitassem os estudos de ruptura de barragens de rejeitos, o que o motivou a aplicar modelos simplificados de escoamento de rejeitos e equilíbrio de forças, propostos por LUCIA (1981) *apud* MELO (2013), ao estudo de caso da ruptura hipotética da barragem Tico-Tico, localizada no município de Igarapé, em Minas Gerais, e comparar os resultados alcançados com os resultados obtidos através da simulação no modelo hidráulico HEC-RAS. O autor concluiu à época que a análise dos resultados demonstrou a dificuldade de generalização dos modelos simplificados para vales com geometria variada e elevadas declividades. Além disso, a inconsistência dos parâmetros de inundação resultantes desses modelos impossibilitou a

delimitação de envoltórias de inundação que pudessem auxiliar na definição dos impactos. O autor concluiu ainda que a incipiência dos modelos simplificados colocou os modelos hidrodinâmicos à frente no quesito compromisso com os resultados e auxílio às diretrizes do PAE, ainda que, em alguns casos, a inundação no vale pudesse ser superestimada.

ROCHA (2015) avaliou métodos usualmente adotados em estudos de barragens de rejeitos em uma retroanálise da ruptura da barragem São Francisco, que se localizava em Miraiá, Minas Gerais, rompida em janeiro de 2007. O autor comparou resultados de equações paramétricas de previsão da geometria da brecha com a geometria da brecha observada, e realizou propagação da onda de cheia com análises de sensibilidade nos modelos HEC-RAS e FLO-2D para verificação da influência da alteração do coeficiente de rugosidade de *Manning*, de condições de contorno e da precisão da topografia (SRTM e TOPODATA) nos resultados de previsão da mancha de inundação. O autor concluiu que a topografia pode ser o principal fator de influência na previsão da mancha de inundação. O autor concluiu ainda que a calibração do coeficiente de *Manning* a partir do índice de desempenho F aperfeiçoou a previsão de inundação pelo modelo HEC-RAS, e que, apesar das diversas incertezas inerentes ao processo de ruptura de barragens de rejeitos, a inundação prevista pela retroanálise realizada sugeriu que os estudos de cenários são de fundamental importância para o planejamento das ações emergenciais descritas no PAE.

MACHADO (2017) realizou simulações hidráulicas referentes ao evento da ruptura da Barragem do Fundão, em Mariana, Minas Gerais, rompida em novembro de 2015, através de sete cenários que variaram entre fluidos aquosos e hiperconcentrados e modelagens hidráulicas uni e bidimensionais nos *softwares* HEC-RAS e FLO-2D. Os resultados das simulações indicaram que o decaimento da vazão é superior quando há o aumento do valor de viscosidade do fluido. O tempo para máxima profundidade também é superior, em consequência de menores velocidades observadas no fluido com grande carreamento de partículas sólidas em suspensão.

## 2.6 SENSORIAMENTO REMOTO

### 2.6.1 HISTÓRIA DO USO DO SENSORIAMENTO REMOTO

O sensoriamento remoto desenvolve-se com um avanço acelerado devido, principalmente, à revolução nos meios de se observar a superfície terrestre em uma escala global e periódica, e na rapidez do monitoramento dos fenômenos dinâmicos e das mudanças das feições terrestres. Além disso, o aumento na resolução das imagens obtidas pelos sensores imageadores, nas suas quatro categorias, vem possibilitando sua aplicação nas mais diversas áreas, como no levantamento de recursos naturais e mapeamentos temáticos, monitoração ambiental, detecção de desastres naturais, desmatamentos florestais, previsões de safra, entre outras.

Em âmbito nacional, o Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais – INPE teve grande importância na consolidação do sensoriamento remoto como uma tecnologia de uso, projetando o Brasil como a nação pioneira no hemisfério sul a dominar essa tecnologia. MENESES & ALMEIDA (2012) destacam ainda que o instituto formou, na década de 1970, os primeiros pesquisadores especializados em sensoriamento remoto, o que contribuiu para o desenvolvimento dos métodos de interpretação de imagens e de processamento digital, e também na disseminação do uso das imagens de satélite por todo o território nacional.

Os princípios fundamentais do sensoriamento remoto ocorreram no século IV a.C. com o advento da câmera escura, na Grécia e na China. As primeiras experiências com plataformas aéreas ocorreram no início do século XIX com uso de balões, e, no início do século XX, as fotografias aéreas, obtidas a bordo de aviões, foram muito utilizadas na Primeira Guerra Mundial (1914-1918). Um grande avanço ocorreu na Segunda Guerra Mundial (1939-1945), com o uso de regiões fora do visível (infravermelho e micro-ondas) do espectro eletromagnético. Nos anos de 1960, houve um grande avanço das missões espaciais, que ficou conhecida como a década da corrida espacial. Nessa época, o desenvolvimento de foguetes lançadores de satélites possibilitou colocar no espaço satélites artificiais para diversas finalidades.

Os primeiros satélites lançados ao espaço foram os satélites meteorológicos, e o primeiro deste foi o Sputnik 1, em outubro de 1957, pelos russos. Posteriormente, o TIROS-1 (*Television IR Operational Satellite*) foi lançado em 1960 pelos Estados Unidos. As imagens desse satélite mostravam com pouca nitidez algumas feições da

superfície terrestre, e o melhoramento dos subsequentes sensores dos satélites meteorológicos forneceu subsídios para iniciar os primeiros estudos mais detalhados das feições terrestres.

Ainda na década de 1960, os programas espaciais permitiram tirar as primeiras fotos da superfície terrestre, através de câmeras fotográficas manuais, o que assegurou o futuro do sensoriamento remoto. A missão GT-4 do programa Gemini, segundo MENESES & ALMEIDA (2012), foi o primeiro programa fotográfico espacial com o objetivo específico para estudos geológicos. A partir do sucesso do programa Gemini, diversos outros experimentos envolvendo fotografias da superfície terrestre foram realizados, o que possibilitou a obtenção da primeira imagem multiespectral da Terra.

A partir dos excelentes resultados dos programas espaciais, houve a impulsão das pesquisas para o desenvolvimento de novos equipamentos capazes de fotografar a superfície terrestre, mas, a partir daí, não mais com o uso de câmeras fotográficas, já que a substituição de filmes no espaço mostrava-se inviável. Começava, então, o desenvolvimento de equipamentos eletrônicos para se obter, em dados digitais, as imagens da Terra.

Depois da metade da década de 60 do século passado, esses equipamentos digitais começaram a ser testados em aeronaves como forma de simulação, para serem posteriormente instalados a bordo de satélites. O produto gerado por esses novos sensores, chamados de sensores imageadores, recebeu a denominação de imagem, a fim de diferenciá-los das tradicionais fotos aéreas, pelo seu processo de aquisição. Os sensores imageadores cobrem o terreno em forma de varredura linear, diferentemente do que é feito com câmeras fotográficas, onde ocorre um mecanismo de tomada instantânea da área em quadro. Os sensores imageadores possuem a capacidade de obter imagens simultâneas em várias faixas do espectro eletromagnético, outra característica que os diferencia das câmeras fotográficas (MENESES & ALMEIDA, 2012).

O sensoriamento remoto moderno foi marcado pelo lançamento, pelos Estados Unidos, do primeiro satélite de sensoriamento remoto da Terra, o ERTS-1, posteriormente chamado de Landsat1, colocado em órbita a cerca de 920 km de altura, no ano de 1972. CAMPBELL & WYNNE (2011) afirmam que o satélite Landsat1 fornecia, pela primeira vez, observação da superfície da Terra de forma sistemática e repetitiva. A partir do lançamento desse satélite, diversos outros europeus, canadenses,

asiáticos e sul-americanos, foram lançados, buscando atender as necessidades específicas dessas regiões.

Atualmente, existem em circulação no espaço dezenas de sensores orbitais imageando a superfície terrestre, como, por exemplo, os satélites Landsat, SPOT, CBERS, IKONOS, QUICKBIRD, NOAA, Sentinel, dentre outros, em todas as faixas espectrais possíveis, com os mais variados parâmetros de resolução espacial e temporal.

## 2.6.2 HISTÓRICO DOS SATÉLITES LANDSAT

A série Landsat surgiu no final da década de 1960, como parte do Programa de Levantamento de Recursos Terrestres da NASA. Trata-se do programa de satélites de recursos terrestres mais antigo, operando ininterruptamente desde 1972, e disponibilizando imagens gratuitas desde 1973, apresentando um importantíssimo acervo histórico de imagens orbitais (EMBRAPA, 2017).

De acordo com CAMPBELL & WYNNE (2011), o Landsat1 (*Land Satellite 1*) foi lançado em julho de 1972 pelos Estados Unidos, sendo o primeiro satélite desenvolvido especificamente para observação da superfície terrestre. Inicialmente, possuía o nome de ERTS-1 (*Earth Resources Technology Satellite 1*), mas, em janeiro de 1975, o ERTS-1 foi renomeado para Landsat1. Esse satélite possuía dois sensores: um sistema de escaneamento multiespectral (MSS – *Multispectral Scanning System*) de quatro bandas e câmeras de três feixes de retorno (RBV – *Return Beam Vidicon*).

Os satélites Landsat 2 e 3 foram lançados, respectivamente, em 1975 e 1978, com os mesmos sensores do Landsat1. Em 1982, foi lançado o Landsat4 com a substituição do sensor RBV pelo sensor TM (*Thematic Mapper*), mais avançado tecnicamente, projetado para dar suporte às pesquisas nas mais diversas áreas temáticas e especializado em recursos naturais. O sensor TM também está a bordo do Landsat5, e, a bordo do Landsat6, estava o ETM (*Enhanced Thematic Mapper*), mais desenvolvido que o TM, inovando na inclusão da banda 8 pancromática com 15 metros de resolução espacial. O satélite Landsat6 falhou em alcançar a órbita, e o sensor ETM evoluiu para o sensor ETM+ (*Enhanced Thematic Mapper Plus*), lançado em 1999 a bordo do Landsat7 (EMBRAPA, 2017). A Tabela 2.12 reúne as principais características dos sensores Landsat1 a 7.

Tabela 2.12 Características dos satélites Landsat1 a 7

<b>Land Remote Sensing Satellite (Landsat)</b>							
<b>Instituições responsáveis</b>	NASA ( <i>National Aeronautics and Space Administration</i> ) e USGS ( <i>U. S. Geological Survey</i> )						
<b>País/Região</b>	Estados Unidos						
<b>Satélite Landsat</b>	1	2	3	4	5	6	7
<b>Lançamento</b>	23/07/72	22/01/75	05/03/78	16/07/72	01/03/84	05/10/93	15/04/99
<b>Local de lançamento</b>	Vandenberg Air Force Base						
<b>Veículo lançador</b>	Delta 900	Delta 2910	Delta 2910	Delta 3920	Delta 3920	Titan II	Delta II
<b>Situação atual</b>	Inativo	Inativo	Inativo	Inativo	Ativo	Inativo	Ativo
<b>Órbita</b>	Polar, heliossíncrona						
<b>Altitude</b>	917 km	917 km	917 km	705 km	705 km	705 km	705 km
<b>Inclinação</b>	99,2	99,2	99,2	98,2	98,2	98,2	98,2
<b>Tempo de duração da órbita</b>	103,3 min	103,3 min	103,3 min	99 min	99 min	98,9 min	98,9 min
<b>Horário de passagem</b>	9:30 AM	9:30 AM	9:30 AM	9:45 AM	9:45 AM	10:00 AM	10:00 AM
<b>Resolução temporal</b>	18 dias	18 dias	18 dias	16 dias	16 dias	16 dias	16 dias
<b>Tempo de vida projetado</b>	1 ano	1 ano	1 ano	3 anos	3 anos	s. d.	5 anos
<b>Sensores</b>	RBV e MSS	RBV e MSS	RBV e MSS	MSS e TM	MSS e TM	ETM	ETM+

Fonte: EMBRAPA (2017)

O satélite Landsat8, também chamado de *Landsat Data Continuity Mission* (LDCM), é o último satélite da série e é mais avançado que seus antecessores. Foi lançado em 11 de fevereiro de 2012, e possui dois instrumentos imageadores, sendo um deles um sensor ótico (OLI - *Operational Land Imager*) com duas novas bandas, uma delas para observar nuvens de alta altitude (*cirrus clouds*) e outra para observar a atmosfera e a qualidade da água em lagos e águas costeiras rasas (*coastal/aerosol*). O

outro é um sensor infravermelho termal chamado TIRS (*Thermal InfraRed Sensor*), que gera dados em duas bandas termais, em comparação com uma única banda termal em satélites Landsat anteriores, e é utilizado para monitorar o consumo de água, especialmente em regiões áridas dos Estados Unidos (USGS, 2016).

Ainda segundo a fonte, durante os primeiros três meses em órbita, o LDCM passou por *check-out* e verificação pela NASA e, uma vez completos, foi entregue ao USGS e oficialmente renomeado Landsat8. Possui resolução temporal de 16 dias e produz cenas com tamanho aproximado de 170 km na direção norte-sul por 183 km na direção leste-oeste.

Atualmente, estão em atividade apenas os satélites Landsat 5, 7 e 8. A Tabela 2.13, a Tabela 2.14, a Tabela 2.15 e a Tabela 2.16 apresentam as características dos sensores a bordo dos satélites Landsat que obtiveram êxito em alcançar a órbita.

Tabela 2.13 Características do sensor MSS dos satélites Landsat 1 a 5

<b>Landsat 1 a 5</b>				
<b>Sensor</b>	<b>Landsat1 a 3</b>	<b>Landsat4 e 5</b>	<b>Comprimento de onda (micrômetros)</b>	<b>Resolução (metros)</b>
<b>Multispectral Scanner (MSS)</b>	Banda 4 - Verde	Banda 1 - Verde	0,5 – 0,6	60
	Banda 5 - Vermelho	Banda 2 - Vermelha	0,6 – 0,7	60
	Banda 6 - Infravermelho próximo (NIR)	Banda 3 - Infravermelho próximo (NIR)	0,7 – 0,8	60
	Banda 7 - Infravermelho próximo (NIR)	Banda 4 - Infravermelho próximo (NIR)	0,8 – 1,1	60

Fonte: adaptado de USGS (2016)

Tabela 2.14 Características do sensor TM dos satélites Landsat 4 e 5

<b>Landsat 4 e 5</b>			
<b>Sensor</b>	<b>Bandas</b>	<b>Comprimento de onda (micrômetros)</b>	<b>Resolução (metros)</b>
<b>Thematic Mapper (TM)</b>	Banda 1 - Azul	0,45 - 0,52	30
	Banda 2 - Verde	0,52 - 0,60	30
	Banda 3 - Vermelho	0,63 - 0,69	30
	Banda 4 - Infravermelho próximo (NIR)	0,76 - 0,90	30
	Banda 5 - Infravermelho de ondas curtas (SWIR) 1	1,55 - 1,75	30
	Banda 6 - Termal	10,40 - 12,50	120
	Banda 7 - Infravermelho de ondas curta (SWIR) 2	2,08 - 2,35	30

Fonte: adaptado de USGS (2016)

Tabela 2.15 Características do sensor ETM+ do satélite Landsat7

<b>Landsat7</b>			
<b>Sensor</b>	<b>Bandas</b>	<b>Comprimento de onda (micrômetros)</b>	<b>Resolução (metros)</b>
<b>Enhanced Thematic Mapper Plus (ETM+)</b>	Banda 1 - Azul	0,45 - 0,52	30
	Banda 2 - Verde	0,52 - 0,60	30
	Banda 3 - Vermelho	0,63 - 0,69	30
	Banda 4 - Infravermelho próximo (NIR)	0,76 - 0,90	30
	Banda 5 - Infravermelho de ondas curtas (SWIR) 1	1,55 - 1,75	30
	Banda 6 - Termal	10,40 - 12,50	30
	Banda 7 - Infravermelho de ondas curta (SWIR) 2	2,08 - 2,35	30
	Banda 8 - Pancromática	0,52 - 0,90	15

Fonte: adaptado de USGS (2016)

Tabela 2.16 Características dos sensores OLI e TIRS do satélite Landsat8

<b>Landsat8</b>			
<b>Sensor</b>	<b>Bandas</b>	<b>Comprimento de onda (micrômetros)</b>	<b>Resolução (metros)</b>
<b>Operational Land Imager (OLI) e Thermal Infrared Sensor (TIRS)</b>	Banda 1 - Ultra azul ( <i>coastal/aerosol</i> )	0,43 - 0,45	30
	Banda 2 - Azul	0,45 - 0,51	30
	Banda 3 - Verde	0,53 - 0,59	30
	Banda 4 - Vermelho	0,64 - 0,67	30
	Banda 5 - Infravermelho próximo (NIR)	0,85 - 0,88	30
	Banda 6 - Infravermelho de ondas curtas (SWIR) 1	1,57 - 1,65	30
	Banda 7 - Infravermelho de ondas curtas (SWIR) 2	2,11 - 2,29	30
	Banda 8 - Pancromática	0,50 - 0,68	15
	Banda 9 - Cirrus	1,36 - 1,38	30
	Banda 10 - Infravermelho termal (TIRS) 1	10,60 - 11,19	30
	Band 11 - Infravermelho termal (TIRS) 2	11,50 - 12,51	30

Fonte: adaptado de USGS (2016)

### 2.6.3 USO DE SENSORIAMENTO REMOTO E TÉCNICAS DE GEOPROCESSAMENTO COMO SUPORTE À MODELAGEM HIDRODINÂMICA

A utilização de dados de sensoriamento remoto como suporte à modelagem hidrodinâmica vem sendo bastante utilizada devido, principalmente, à disponibilidade de dados gratuitos e de qualidade e à frequência temporal de aquisição desses dados, que substituem ou complementam os dados de campo, os quais, para muitas regiões, ainda são de difícil acesso e de baixa frequência espaço-temporal.

Diversas são as bases de dados disponíveis para a aquisição de imagens de sensoriamento remoto, e que podem ser utilizadas de inúmeras maneiras, de forma a complementar os estudos hidráulico-hidrológicos. Como exemplo, o Serviço Geológico dos Estados Unidos (USGS) disponibiliza, em suas bases de dados *Earth Explorer* e *GLOVIS*, imagens dos satélites Landsat e Sentinel, do radar LIDAR, além de modelo digital de elevação da missão SRTM, entre outros produtos. No Brasil, o INPE e a

EMBRAPA realizam o processamento das imagens de diversos sensores e disponibilizam gratuitamente em suas bases de dados na internet.

Encontra-se, na literatura, uma gama de trabalhos escritos desde a década de 80, nos quais os autores estudam e avaliam as aplicações do sensoriamento remoto na modelagem hidráulico-hidrológica. KITE & PIETRONIRO (1996), por exemplo, destacam que, na época, diversos trabalhos sugeriam que dados de sensoriamento remoto proviam grandes benefícios para os estudos de hidrologia e recursos hídricos, mas que ainda assim existiam poucos estudos de caso mostrando resultados que comprovassem tais benefícios. Os autores concluíram que tal fato se devia à falta de ferramentas para converter dados de sensoriamento remoto para o tipo de informação útil para os modelos hidrológicos.

Com o passar dos anos, os avanços na área tecnológica permitiram que fossem criadas ferramentas cada vez mais sofisticadas, que passaram a facilitar o uso de dados de sensoriamento remoto em modelos hidráulico-hidrológico. Segundo ELDHO (2009), a revolução digital das últimas décadas fez possível a modelagem de bacias hidrográficas através da integração dos diferentes processos hidrológicos que ocorrem no âmbito das bacias.

Os recentes avanços na modelagem hidrológica representam o uso integrado de métodos numéricos, sensoriamento remoto e tecnologias de sistemas de informações geográficas (SIG). ELDHO (2009) destaca que tais ferramentas vinham sendo utilizadas de forma independente no passado, mas, como cada uma delas apresentava suas próprias limitações, não era possível realizar uma modelagem eficiente com o uso de uma só.

Estudos mais recentes mostram a utilização de sensoriamento remoto para obtenção de alguns dos parâmetros de interesse para a modelagem hidráulico-hidrológica, como precipitação (COLLISCHONN, 2006), evapotranspiração (GIACOMONI, 2005), uso do solo e topografia da região (MONTE-MOR, 2004; BRASIL, 2005; LAURIANO, 2009; VERÓL, 2010; CESTARI JUNIOR, 2013; ROCHA, 2015; MACHADO, 2017), determinação de volume de represas (ABREU, 2016), estudo de rugosidade do solo em áreas ribeirinhas (FORZIERI *et al.*, 2012), geração de curvas-chave e estimativas de declividades e alturas de leitos de rios (GETIRANA, 2009), séries de armazenamento total de água (XAVIER, 2012) e, ainda, em estudos de erosão e transporte de sedimentos (ANDRADE, 2013), determinação do

total de sólidos em suspensão nos rios (BRANDÃO *et al.*, 2017), entre outros (VALEO *et al.*, 2006).

Percebe-se, a partir da revisão bibliográfica realizada, um crescente interesse por parte da comunidade acadêmica no estudo da utilização de dados de sensoriamento remoto, seja de imagens de satélites, ou de dados de radar, como suporte à modelagem hidráulico-hidrológica, e um grande potencial da ferramenta para esse tipo de estudo.

## 2.7 INCERTEZAS ASSOCIADAS AOS MODELOS NUMÉRICOS

### 2.7.1 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

As variáveis de entrada de um modelo numérico estão sujeitas a diversas fontes de incerteza, que incluem erros de medição, ausência de informações de qualidade e compreensão parcial ou insuficiente das forças e mecanismos motrizes, o que impõe certo limite à confiança na resposta ou saída desses modelos. Além disso, os modelos podem ter que lidar com a variabilidade natural intrínseca do sistema, como a ocorrência de eventos estocásticos (DER KIUREGHIAN & DITLEVSEN, 2009).

Diversos trabalhos vêm sendo realizados no sentido de avaliar as incertezas associadas à modelagem de cheias (ARONICA *et al.*, 1998; ROMANOWICZ & BEVEN, 2003; HALL *et al.*, 2005; PAPPENBERGER *et al.*, 2005).

Diante disso, a análise de sensibilidade (AS) apresenta-se como uma valiosa ferramenta na utilização de modelos de simulações numéricas, pois permite compreender as incertezas atribuídas a diferentes variáveis de entrada na saída de um modelo (SALTELLI *et al.*, 2008), além de alcançar outros objetivos, como a simplificação de modelos, a priorização de fatores, a validação de um código computacional ou a justificação em termos de segurança de projeto (IOOSS & LEMAÎTRE, 2015).

Existem, atualmente, inúmeras abordagens para realização de uma análise de sensibilidade, muitas das quais foram desenvolvidas para resolver diferentes limitações e, ademais, com diferentes tipos de medidas de sensibilidade, seja com base em decomposições de variância, derivadas parciais ou efeitos elementares (SALTELLI *et al.*, 2008).

De acordo com IOOSS & LEMAÎTRE (2015), a primeira abordagem histórica da AS é conhecida como a abordagem local, na qual é estudado o impacto na saída do

modelo provocado por pequenas perturbações na entrada. Essas pequenas perturbações ocorrem em torno de valores nominais, como, por exemplo, a média de uma variável aleatória. Essa abordagem determinística consiste em calcular, ou estimar, as derivadas parciais do modelo em um ponto específico. O uso de métodos baseados em adjuntos permite processar modelos com um grande número de variáveis de entrada. Tais abordagens são comumente usadas na resolução de grandes sistemas ambientais relacionados ao clima, à oceanografia, à hidrologia, entre outros campos do conhecimento (CACUCI, 1981 *apud* IOOSS & LEMAÎTRE, 2015; CASTAINGS *et al.*, 2009 *apud* IOOSS & LEMAÎTRE, 2015).

A partir do final da década de 1980, a fim de superar as limitações dos métodos locais, como linearidade, suposições de normalidade e variações locais, uma nova classe de métodos foi desenvolvida em um quadro estatístico, sendo referida como análise de sensibilidade global, considerando toda a gama de variação das entradas (IOOSS & LEMAÎTRE, 2015).

Diante da gama de métodos existentes, a escolha do método mais adequado torna-se, muitas vezes, um problema. Com base nas características dos diferentes métodos, ROCQUIGNY *et al.* (2015) propuseram árvores de decisão, conforme apresentado na Figura 2.11, para ajudar na escolha do método de análise de sensibilidade. IOOSS & LEMAÎTRE (2015), porém, alertam para o fato de que, apesar de úteis para corrigir algumas ideias, tais diagramas são bastante simples e devem ser aplicados com cautela.

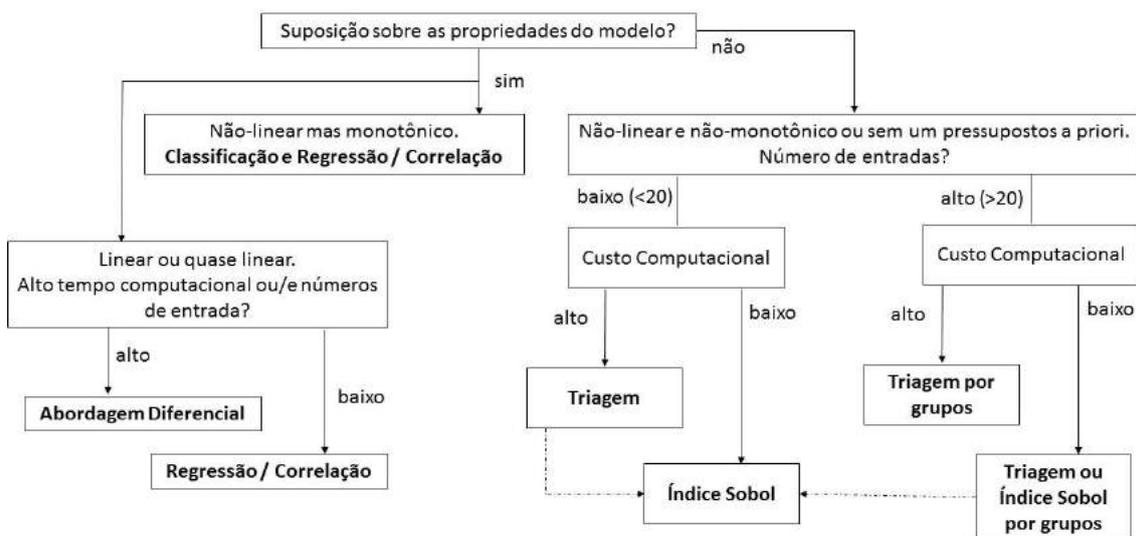


Figura 2.11 Diagrama de decisão para escolha do método de análise de sensibilidade. (Fonte: ROCQUIGNY *et al.*, 2008 *apud* IOOSS & LEMAÎTRE, 2015)

Em modelagens de cheias, considerando o caráter não linear e não monotônico dos modelos, com um baixo número de entradas e alto custo computacional, é frequente a utilização de métodos de triagem local. Os métodos de triagem baseiam-se na discretização das entradas em níveis, permitindo uma exploração rápida do comportamento do código. Alguns desses métodos são adaptados a um grande número de entradas, no entanto a prática tem demonstrado, muitas vezes, que apenas um pequeno número de entradas é influente (IOOSS & LEMAÎTRE, 2015).

Segundo SALTELLI & ANNONI (2010), o método de triagem mais utilizado na engenharia é baseado no chamado *One-At-a-Time (OAT)*, onde cada entrada é variada enquanto se fixam as outras. Os autores apresentam argumentos que justificam o uso intensivo do método OAT, apesar de serem críticos ao método. Dentre esses argumentos, podem-se citar:

- o vetor de linha de base (parâmetros calibrados) é um ponto de partida seguro onde as propriedades do modelo são bem conhecidas;
- todas as sensibilidades do método OAT são referidas para o mesmo ponto de partida;
- mover um fator de cada vez significa que quaisquer efeitos que sejam observados na saída, incluindo o caso de nenhum efeito, são devidos apenas ao fator - nenhum ruído está envolvido, a menos que o modelo tenha um termo estocástico;
- por outro lado, um efeito diferente de zero implica influência; por exemplo, o método OAT não comete erros do tipo I, não detectando fatores não influentes como relevantes; e
- a chance de o modelo dar resultados inaceitáveis é minimizada, pois esses são susceptíveis de aumentar com a distância da linha de base; o modelo tem mais chances de falhar quando todos os seus fatores são alterados do que quando apenas um é alterado.

É válido ressaltar que a análise de sensibilidade *One-At-a-Time* considera que os parâmetros de entrada são independentes entre si, de forma que a variação de um parâmetro, enquanto os outros estão fixados, provocará variações na saída devidas única e exclusivamente ao parâmetro variado.

Dentre os diversos estudos de sensibilidade aplicados a modelos de cheias (VERMURI *et al.*, 1969; CACUCI, 2003; BRASIL, 2005; ROMANOWICZ *et al.*, 2005; CASTAINGS *et al.*, 2009; LAURIANO, 2009; LELIS *et al.*, 2012; HAMEED, 2015; ROCHA, 2015; NASCIMENTO, 2017; MACHADO, 2017), destaca-se o trabalho realizado por GARCIA & PAIVA (2006), no qual é avaliada a sensibilidade dos parâmetros e da influência do grau de discretização da bacia na modelagem de eventos, utilizando o método OAT. A análise foi realizada na bacia hidrográfica do Arroio Cancela, região urbana de Santa Maria, Rio Grande do Sul.

GARCIA & PAIVA (2006) utilizaram o modelo *Storm Water Management Model* (SWMM) para as simulações, buscando avaliar a influência dos parâmetros sobre a vazão de pico, o volume escoado e o tempo de pico da onda de cheia. A sensibilidade dos parâmetros foi obtida variando um por vez, deixando os demais fixos, atribuindo-se a mesma variação do parâmetro em análise, em todas as sub-bacias ou trechos de rio. Foram utilizados, como valor base de cada parâmetro, os valores obtidos no ajuste do modelo aos dados observados em campo para o evento em questão. Os parâmetros analisados foram: largura das sub-bacias, porcentagem de áreas impermeáveis, coeficiente de rugosidade de *Manning* nas sub-bacias, coeficiente de rugosidade de *Manning* nos canais, capacidade de infiltração, a altura de armazenamento e o coeficiente de descarga dos orifícios. Por meio das análises de sensibilidade, os autores identificaram que a porcentagem de área impermeável foi o parâmetro de maior sensibilidade, alertando para necessidade da realização de planejamento na bacia.

## 2.7.2 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DAS SIMULAÇÕES

Existem diversas maneiras de avaliar o desempenho de um modelo de inundação em prever a extensão ou a profundidade da cheia. SCHUMMAN *et al.* (2009) destacam que a escolha do melhor método dependerá dos detalhes do modelo, da qualidade dos dados observados, da natureza da calibração e da validação a serem realizadas.

HORRITT & BATES (2002) afirmam que o sensoriamento remoto tem se mostrado de grande valor para a calibração e validação de modelos hidráulicos, em situações em que a extensão da inundação foi observada. Segundo ROCHA (2015), a maneira mais utilizada é a análise visual da imagem de sensoriamento remoto e daquela resultante da aplicação do modelo hidráulico. Apesar de importante, esse tipo de análise visual é de difícil aplicação para um conjunto de imagens e produzirá inevitavelmente

avaliações subjetivas do desempenho do modelo, já que não é possível quantificá-las por meio desse procedimento.

A abordagem quantitativa do índice de desempenho de uma simulação, por outro lado, possibilita uma avaliação objetiva, além de facilitar as etapas de calibração e validação. A mais comum delas é a análise píxel-a-píxel, também conhecida como comparação binária, proposta por ARONICA *et al.* (2002), HUNTER *et al.* (2005), WERNER *et al.* (2005) e PAPPENBERGER *et al.* (2007). Nessa abordagem, as possíveis combinações, para cada uma das células da área de interesse, são previstas de acordo com a Tabela 2.17.

Tabela 2.17 Combinações possíveis em uma classificação binária

<b>Combinações</b>	<b>Presente na observação</b>	<b>Ausente na observação</b>
<b>Presente no modelo</b>	A	B
<b>Ausente no modelo</b>	C	D

A Tabela 2.18, compilada a partir dos estudos de HUNTER *et al.* (2005) e SCHUMANN *et al.* (2009), apresenta as características de alguns dos indicadores binários de desempenho utilizados em estudos de inundação.

Com relação aos recentes estudos de ruptura de barragens de rejeitos, os indicadores mais utilizados para avaliação dos resultados das simulações foram os indicadores F e viés, como observado nos estudos desenvolvidos por ROCHA (2015) e MACHADO (2017).

Tabela 2.18 Indicadores de desempenho binários para utilização em estudos de inundação

Indicador de desempenho	Característica	Equação	Intervalo
Viés	Balanco entre sub e superestimativa.	$\frac{A + B}{A + C}$	$(0, \infty)$ - igual a 1 para uma previsão correta
F	Alarme falso. Percentual das áreas secas que foram incorretamente previstas como inundadas.	$\frac{B}{B + D}$	(0,1)
F <sup>1</sup>	Influenciado pelo tamanho da categoria mais comum e pelo tamanho da área em estudo. Não indicado para estudos de inundação.	$\frac{A + D}{A + B + C + D}$	(0,1)
F <sup>2</sup>	Índice de sucesso crítico. Ajuste do F <sup>1</sup> a fim de reduzir a influência do tamanho da área não inundada no domínio.	$\frac{A}{A + B + C}$	(0,1)
F <sup>3</sup>	Penaliza a subestimativa da envoltória da inundação.	$\frac{A - C}{A + B + C}$	(-1,1)
F <sup>4</sup>	Penaliza a superestimativa da envoltória da inundação.	$\frac{A - B}{A + B + C}$	(-1,1)
H	Medidas de acerto. Percentual da cheia observada corretamente prevista. Porém aumenta com o aumento da inundação prevista pelo modelo, portanto pode ser manipulado pelo incremento de células inundadas.	$\frac{A}{A + C}$	(0,1)

# CAPÍTULO 3. ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE REJEITOS DO FUNDÃO

## 3.1 CARACTERIZAÇÃO DA BACIA DO RIO DOCE

A bacia hidrográfica do rio Doce (Figura 3.1) está localizada na região sudeste do Brasil, sendo uma das mais importantes bacias hidrográficas totalmente incluídas nessa região, banhando os estados de Minas Gerais e Espírito Santo. Segundo o Comitê da Bacia Hidrográfica do rio Doce (CBH-DOCE), a bacia possui área de drenagem de 86.715 km<sup>2</sup>, dos quais 86% encontram-se no leste mineiro e 14% no nordeste do estado do Espírito Santo.

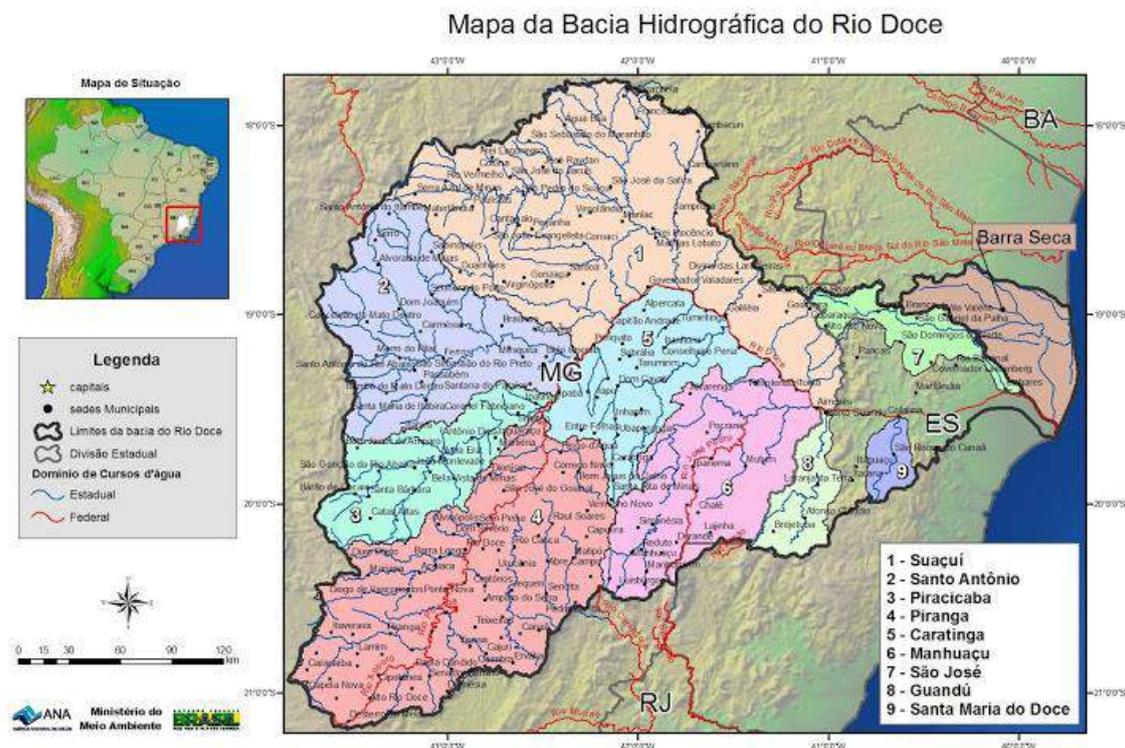


Figura 3.1 Mapa da bacia hidrográfica do rio Doce (Fonte: ANA, 2015. Disponível em <https://www.ana.gov.br>)

No estado de Minas Gerais, a bacia é subdividida em seis Unidades de Planejamento e Gestão dos Recursos Hídricos (UPGRHs), às quais correspondem as seguintes sub-bacias e seus respectivos Comitês de Bacia Hidrográfica (CBHs):

- rio Piranga (DO1);

- rio Piracicaba (DO2);
- rio Santo Antônio (DO3);
- rio Suaçuí (DO4);
- rio Caratinga (DO5); e
- rio Manhuaçu (DO6).

O rio Doce é o curso de água principal da bacia, possui 879 km de extensão e suas nascentes estão no estado de Minas Gerais, nas Serras da Mantiqueira e do Espinhaço, em altitudes superiores a 1.000 m, onde os índices pluviométricos variam de 1.400 a 1.500 mm, e sua foz no oceano Atlântico, na localidade da Vila de Regência, pertencente ao município de Linhares, no Espírito Santo. Ao longo de seu curso, principalmente a partir da cidade de São José do Goiabal, o rio Doce segue a altitudes inferiores a 300 m e os valores de precipitação diminuem desde a nascente, na parte centro-norte da bacia, voltando a se elevar na região litorânea (VIEIRA, 2009).

Segundo o CBH-DOCE, no Espírito Santo, não há subdivisões administrativas, existindo CBHs dos rios Santa Maria do Doce, Guandu e Pontões e Lagoas do rio Doce.

De acordo com o Plano Integrado de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do rio Doce, do consórcio ECOPLAN-LUME (2010), o regime pluviométrico na bacia é caracterizado por dois períodos bem distintos: o período chuvoso, que se estende de outubro a março, com maiores índices pluviométricos no mês de dezembro; e o período seco, que se estende de abril a setembro, com estiagem mais crítica entre os meses de junho e agosto. As Figuras 3.2 e 3.3 apresentam a variação da precipitação total no período chuvoso e no período seco, respectivamente, obtidas com base nas normais climatológicas referentes ao período base de 1961 a 1990.

Ainda segundo a fonte, no período chuvoso, a precipitação total na bacia varia de 800 a 1.300 mm, enquanto, no período seco, varia de 150 a 250 mm. A Figura 3.4 apresenta o mapa da variação da precipitação média anual na bacia considerando os dados de normais climatológicas referentes ao período base de 1961 a 1990.

O consórcio ECOPLAN-LUME realizou também uma análise da disponibilidade hídrica superficial na bacia do rio Doce a partir das séries de vazões médias mensais homogeneizadas. Os valores referenciais de vazões médias e mínimas ( $Q_{MLT}$ , vazão

específica relativa à  $Q_{95}$  e vazão específica relativa à  $Q_{7,10}$ ) são apresentados na Tabela 3.1, que ilustra a disponibilidade hídrica do rio Doce por sub-bacia.

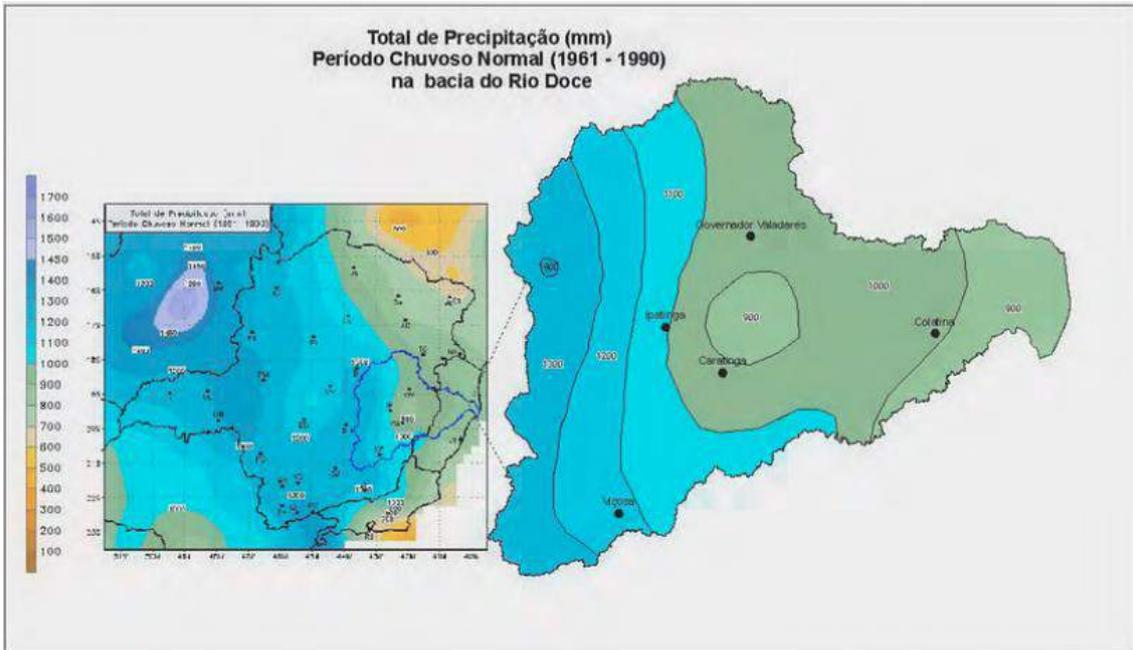


Figura 3.2 Precipitação total no período chuvoso (1961 a 1990) (Fonte: IGAM, 2008, *apud* ECOPLAN-LUME, 2010)

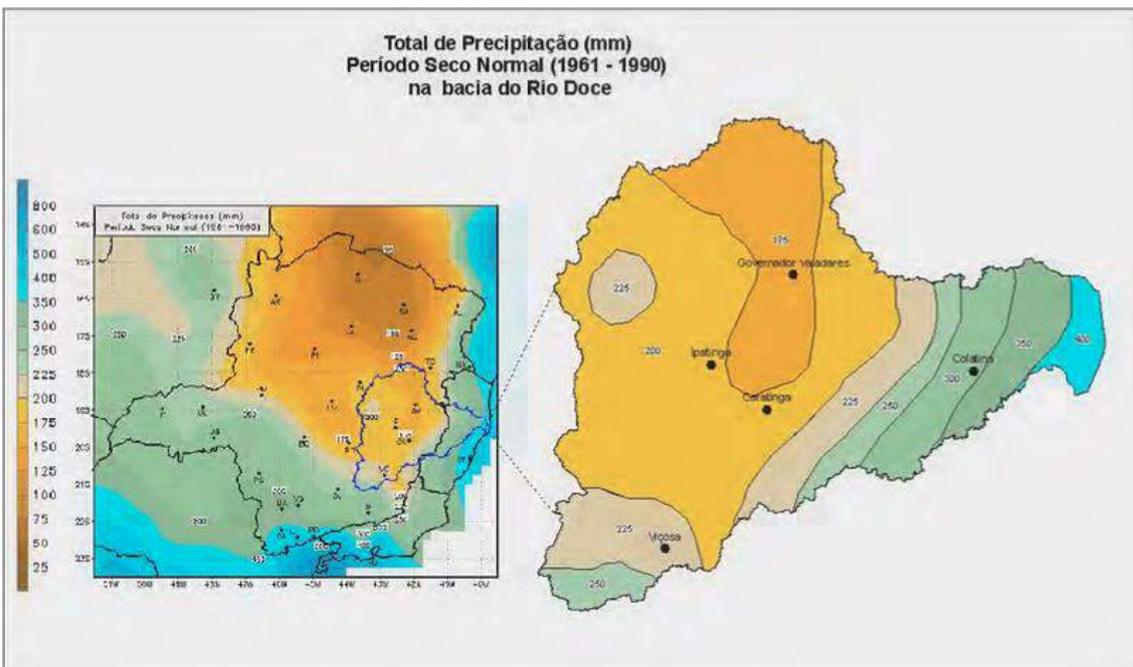


Figura 3.3 Precipitação total no período seco (1961 a 1990) (Fonte: IGAM, 2008, *apud* ECOPLAN-LUME, 2010)

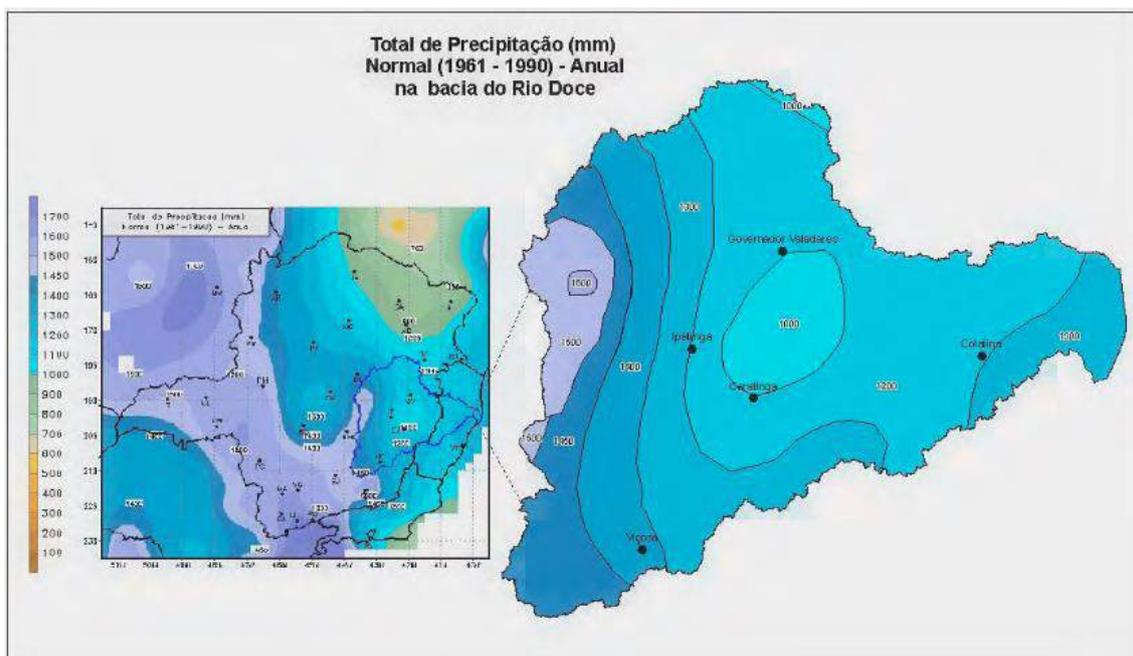


Figura 3.4 Precipitação anual na bacia (1961 a 1990) (Fonte: IGAM, 2008, *apud* ECOPLAN-LUME, 2010)

Tabela 3.1 Valores referenciais de vazões médias e mínimas

Sub-bacia	Área de drenagem (km <sup>2</sup> )	Área (%)	Vazão específica (L/s/km <sup>2</sup> )			Vazão (m <sup>3</sup> /s)		
			Q <sub>MLT</sub>	Q <sub>95</sub>	Q <sub>7,10</sub>	Q <sub>MLT</sub>	Q <sub>95</sub>	Q <sub>7,10</sub>
rio Piranga	6.616	8,00%	16,30	6,61	4,84	108,00	43,70	32,00
rio do Carmo	2.265	2,70%	22,20	11,20	9,38	50,30	25,40	21,30
rio Casca	2.511	3,00%	13,10	5,01	3,22	32,80	12,60	8,09
rio Matipó	2.581	3,10%	14,20	4,57	2,80	36,80	11,80	7,23
Incremental D01	3.626	-	14,00	6,44	5,26	-	-	-
rio Piracicaba	5.444	6,60%	18,00	6,84	5,49	97,90	37,30	29,90
Incremental D02	151	-	14,60	5,96	4,67	-	-	-
rio Santo Antônio	10.442	12,60%	16,90	6,26	4,48	176,30	65,40	46,70
Incremental D03	270	-	14,60	5,96	4,67	-	-	-
rio Corrente Grande	2.480	3,00%	13,80	5,07	3,79	34,10	12,60	9,40

Tabela 3.2 Valores referenciais de vazões médias e mínimas - Continuação

Sub-bacia	Área de drenagem (km <sup>2</sup> )	Área (%)	Vazão específica (L/s/km <sup>2</sup> )			Vazão (m <sup>3</sup> /s)		
			Q <sub>MLT</sub>	q <sub>95</sub>	q <sub>7,10</sub>	Q <sub>MLT</sub>	Q <sub>95</sub>	Q <sub>7,10</sub>
rio Suaçuí Pequeno	1.721	2,10%	10,00	4,10	3,05	17,20	7,05	5,25
rio Suaçuí Grande	12.432	15,00%	8,32	2,34	1,64	103,40	29,10	20,40
Incremental D04	4.928	-	13,23	5,09	3,91	-	-	-
rio Caratinga	3.227	3,90%	9,81	2,62	1,81	31,70	8,47	5,83
Incremental D05	2.525	-	14,13	5,66	4,43	-	-	-
rio Manhauçu	8.826	10,70%	11,20	3,68	2,61	98,70	32,50	23,1
Incremental D06	202	-	11,90	4,22	3,13	-	-	-
rio Guandu	2.125	2,60%	10,40	3,38	2,43	22,00	7,18	5,16
Incremental Guandu	374	-	11,50	3,76	2,74	-	-	-
rio Santa Joana	906	1,10%	8,74	1,58	0,86	7,91	1,43	0,78
Incremental Santa Maria do Doce	2.178	-	11,48	3,76	2,74	-	-	-
rio Pancas	1.18	1,40%	12,00	1,56	0,83	14,10	1,84	0,98
rio São José	2.366	2,90%	14,20	2,47	1,16	33,70	5,84	2,75
rio Barra Seca	3.96	-	11,48	3,76	-	45,50	14,90	-
<b>BACIA DO RIO DOCE</b>	<b>82.755</b>	<b>100,00%</b>	<b>11,48</b>	<b>3,76</b>	<b>2,74</b>	<b>950,40</b>	<b>311,30</b>	<b>226,70</b>

Fonte: adaptado de ECOPLAN-LUME (2010)

### 3.2 CARACTERIZAÇÃO DA BARRAGEM DO FUNDÃO

A barragem do Fundão localizava-se no Complexo da Mina do Germano, situado nos limites municipais de Ouro Preto e Mariana, na região central do estado de Minas Gerais (Figura 3.5). Essa barragem, totalmente inserida nos limites municipais de Mariana, nas coordenadas 20° 12' 24'' de latitude sul e 34° 27' 40'' de longitude oeste, localizava-se cerca de 8 km do distrito de Bento Rodrigues e aproximadamente 150 km

de Belo Horizonte. O principal acesso para o complexo, a partir da capital mineira, é através das rodovias BR-040, MG-356 e MG-129.

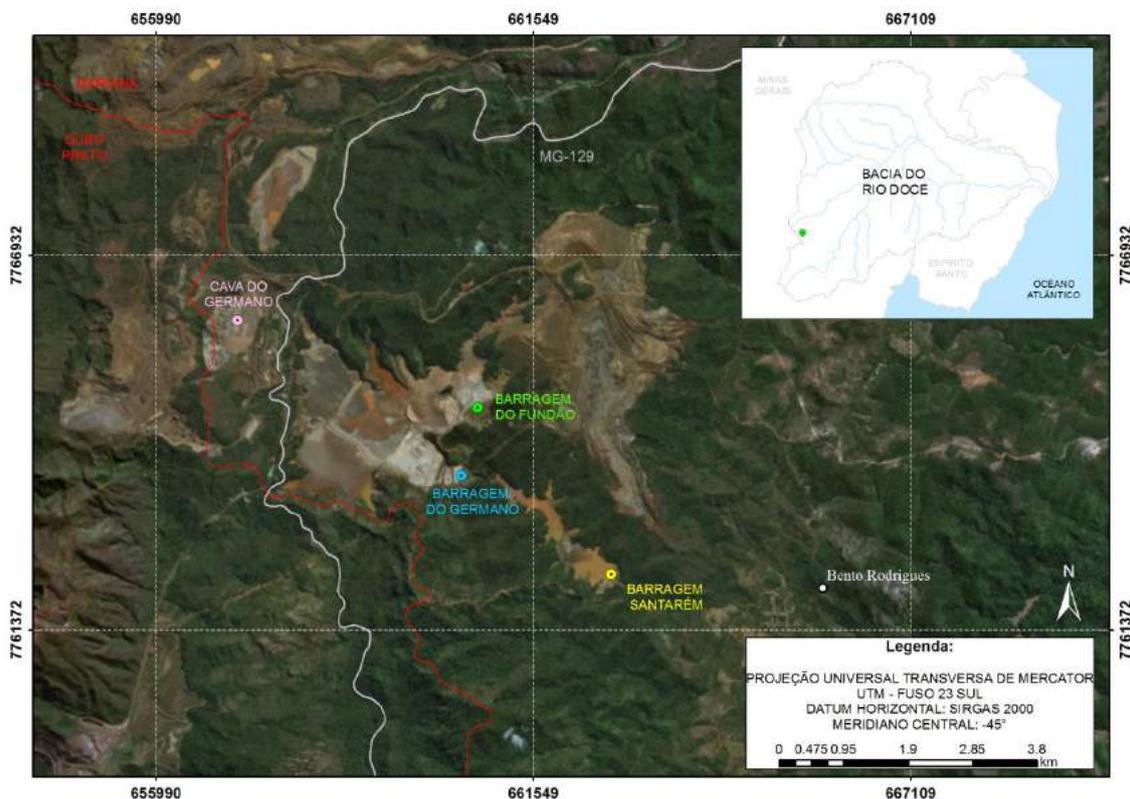


Figura 3.5 Localização do Complexo do Germano (Fonte: a autora)

No complexo da Mina do Germano, eram realizadas atividades de extração e beneficiamento de minério de ferro pela mineradora Samarco, de propriedade da Vale S/A e BHP Billiton Brasil Ltda. Essa mina operava desde 1977, sendo iniciadas as atividades de disposição de rejeitos na barragem do Fundão em 2008 (RIMA-EIA, 2017). Após o acidente com a barragem do Fundão, em novembro de 2015, as operações foram interrompidas e seguem, assim, até o presente momento.

O maciço da barragem era constituído de solo compactado em seu dique de partida, com alteamentos por montante, realizados com rejeitos arenosos. Segundo o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração do DNPM de 2015, a altura absoluta do barramento na época era de 110 metros, com crista na El. 900,00 m e pé do dique de partida na El. 790,00 m. No ano de 2015, estavam previstos alteamentos até a El. 920,00 m, elevação esta que já constava no cadastro do DNPM. Ainda segundo a fonte, a barragem era classificada como categoria de risco baixo (CRI baixo) e dano potencial associado alto (DPA alto). De acordo com o Quadro para Classificação de Barragens

para Disposição de Resíduos e Rejeitos, em consonância com a resolução CNRH nº 143, de 10 de julho de 2012, a barragem era classificada como classe C.

Segundo BRANDT (2005) *apud* MACHADO (2017), de maneira geral, a disposição de rejeitos no Complexo Germano dava-se pela separação do rejeito em arenoso e fino. O rejeito arenoso resultava da flotação convencional, possuindo alta permeabilidade, conferindo-lhe satisfatória resistência em condições drenadas. Esse tipo de rejeito era depositado nas barragens do Germano e do Fundão, Dique 1 e na cava exaurida do Germano, sendo, após drenagem, utilizado para o alteamento das barragens pelo método de montante e na implantação de demais estruturas. O rejeito fino (lama), proveniente da deslamagem e do processo de recuperação de minério de ferro nas colunas *re cleaner*, devido às baixas permeabilidades e resistência, era depositado no reservatório da barragem do Germano (Baia 3) e no Dique 2 da barragem do Fundão (Figura 3.6).

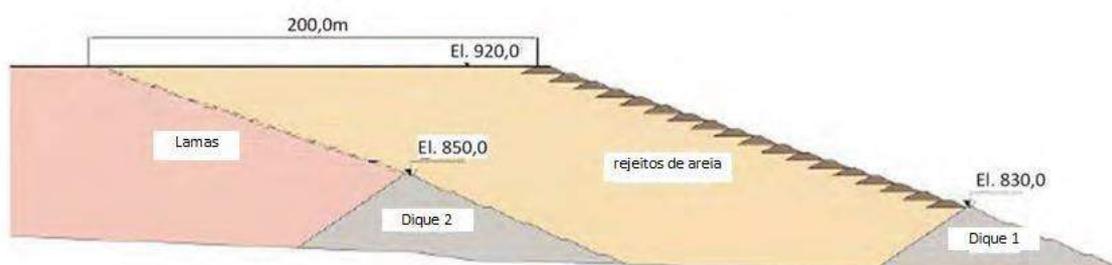


Figura 3.6 Croqui do corte da barragem do Fundão (Fonte: MORGENSTERN *et al.*, 2016)

O lançamento do rejeito arenoso era realizado por espigotamento, mediante canhões de lançamento, localizados na crista da barragem e, para montante, na forma de empilhamento drenado, de forma a criar uma praia em direção ao reservatório de lama, que tende a conformar um pequeno lago (FERREIRA, 2016).

No reservatório da barragem do Fundão, conforme citado, a disposição dos rejeitos finos e arenosos era realizada separadamente, em reservatórios específicos (Figura 3.7). Na porção mais a jusante do córrego Fundão, localizava-se o dique de partida para o Empilhamento de Rejeitos Arenosos (ERA). Mais a montante, estavam implantados outros dois Diques de Contenção de Lama (DCLs). Entre o dique de partida do ERA e os dois DCLs, existia um reservatório para a disposição do rejeito arenoso, enquanto, a montante dos DCLs, eram formados reservatórios para disposição da lama (BRANDT, 2005 *apud* MACHADO, 2017).

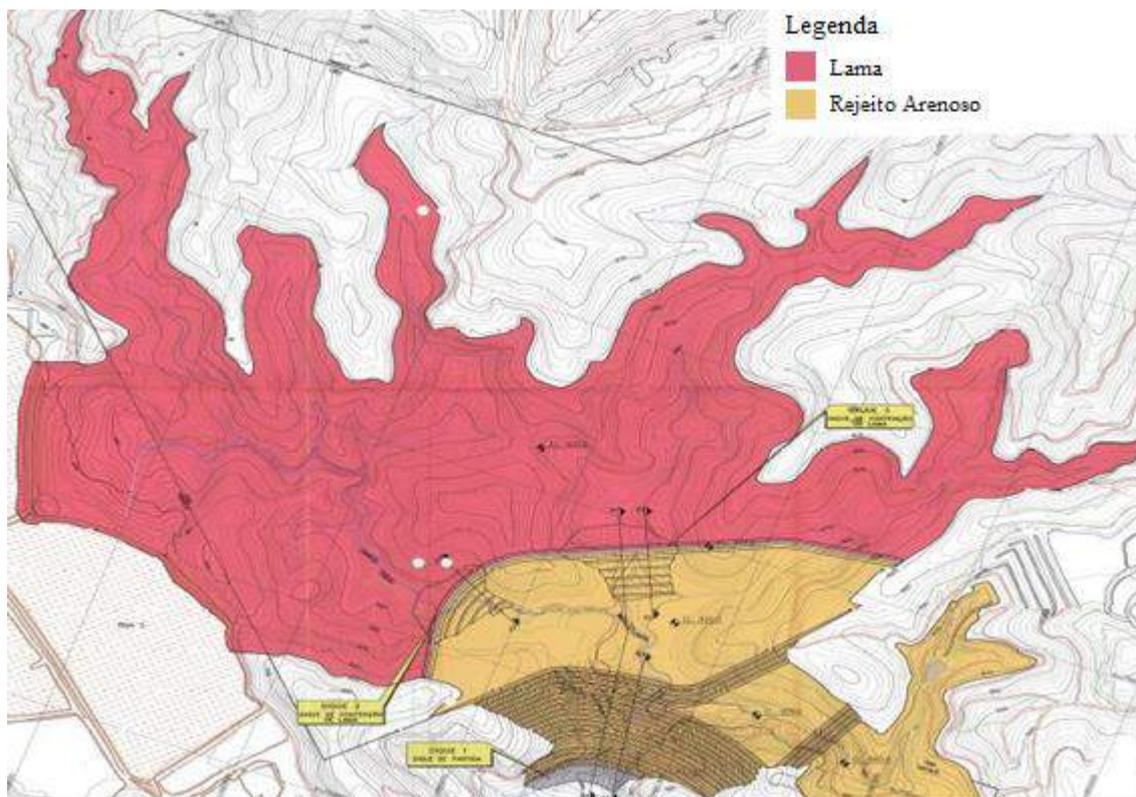


Figura 3.7 Arranjo geral da barragem do Fundão conforme projeto (Fonte: PIMENTA DE ÁVILA, 2005 *apud* MACHADO, 2017)

De acordo com MACHADO (2017), a capacidade final do reservatório de lama da barragem em sua última etapa de alteamento, na El. 920,00 m, seria de aproximadamente 79 Mm<sup>3</sup> de lama (rejeito argiloso) e de 32 Mm<sup>3</sup> para disposição de rejeitos arenosos, sendo a capacidade total absoluta do reservatório de 111 Mm<sup>3</sup>, conforme Tabela 3.2 e Figura 3.8.

Tabela 3.3 Volume e tempo de enchimento dos reservatórios da barragem do Fundão

Elevação (m)	Reservatório Lama (DCL)		Reservatório Rejeito Arenoso (ERA)	
	Volume (m <sup>3</sup> )	Tempo (anos)	Volume (m <sup>3</sup> )	Tempo (anos)
Até 850,00 m	7.885.846	1,58	9.328.512	1,44
Até 920,00 m	79.674.744	15,93	32.208.299	4,96

Fonte: MACHADO (2017)

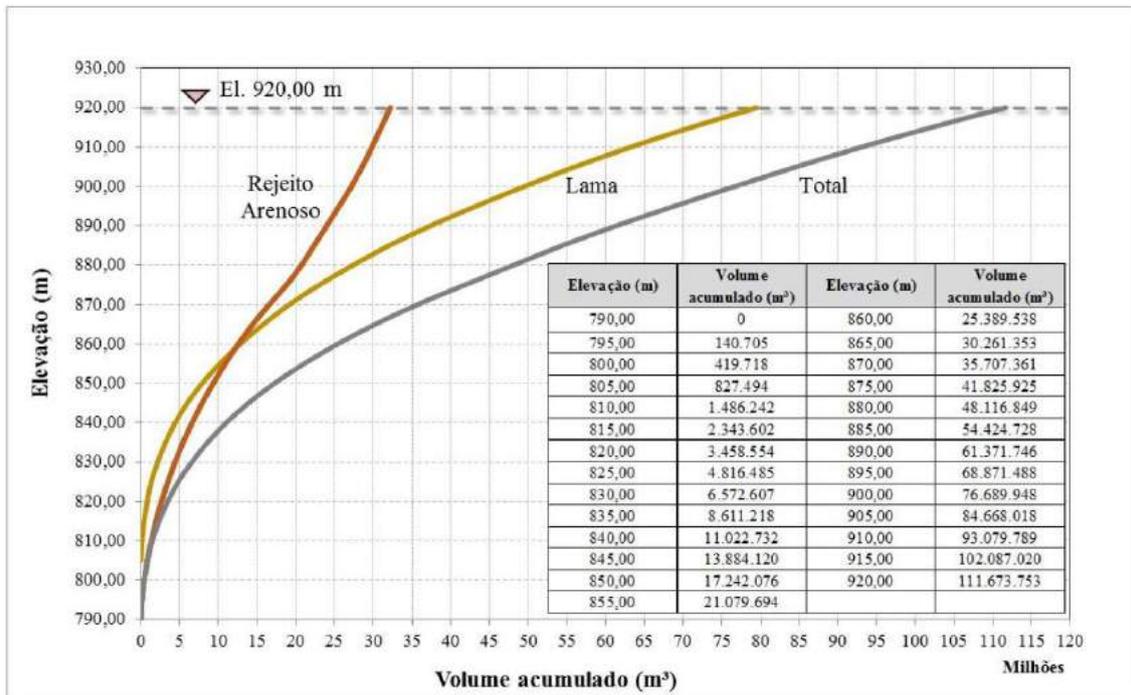


Figura 3.8 Curva Cota x Volume do reservatório da barragem do Fundão (Fonte: MACHADO, 2017)

### 3.2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DEPOSITADOS NA BARRAGEM

De acordo com FERREIRA (2016), a característica particular do minério processado pela Samarco é a de possuir baixo teor de ferro, sendo, dessa forma, submetido a etapas severas de moagem, gerando materiais abrasivos de granulometria muito fina. Dessa maneira, os rejeitos depositados no complexo Germano são compostos basicamente por areias finas (rejeitos arenosos) e ultrafinas (rejeitos finos ou lamas). MORGENSTERN *et al.* (2016) corrobora com esse entendimento e acrescenta que ambos os tipos de rejeitos eram produzidos em forma de polpa e transportados em tubulações separadas para o barramento.

Os rejeitos arenosos, ou simplesmente areias, segundo MORGENSTERN *et al.* (2016), são uma mistura de partículas com granulometria de areia a silte mais fino. As areias são relativamente drenantes, mas quando fofas e saturadas são suscetíveis à liquefação, processo pelo qual a poropressão entre as partículas de rejeitos aumenta a tal ponto que a massa de material perde a resistência, comportando-se como um fluido. Durante a deposição, os rejeitos arenosos formam uma praia de baixa declividade, através da qual a água escoar de forma bastante rápida. As lamas, por outro lado, são muito mais finas e semelhantes à argila por natureza - moles e compressíveis com baixa permeabilidade. Como ilustrado na Figura 3.9, os dois materiais são prontamente

distinguidos pela sua cor, as areias com coloração cinza e a lama descrita como vermelha ou marrom.

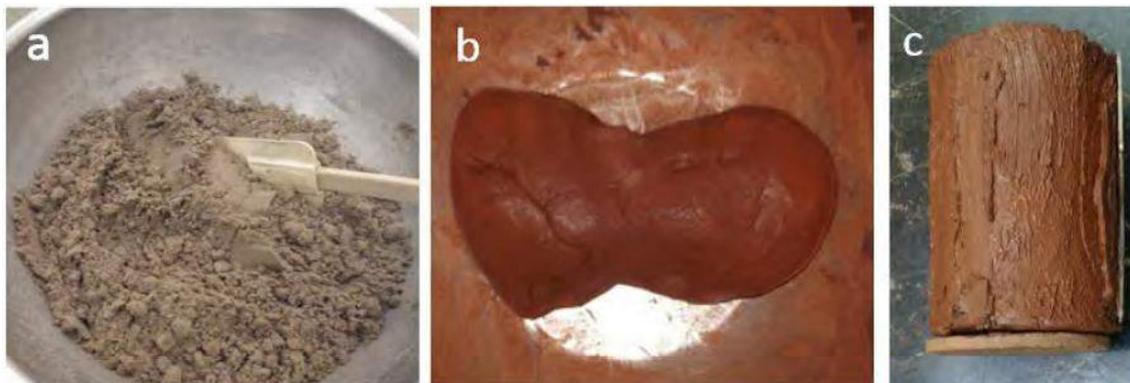


Figura 3.9 Rejeitos arenosos e lama. (a) areia; (b) lama remoldada; (c) corpo de prova de lama intacta (Fonte: MORGENSTERN *et al.*, 2016)

A Figura 3.10 mostra a comparação da granulometria dos dois materiais e evidencia que as areias contêm aproximadamente 40% de silte, enquanto a lama é constituída de partículas do tamanho de argila. Ainda segundo a fonte, a concentração de minerais de ferro na lama confere uma alta densidade específica dos grãos, de cerca de  $4,0 \text{ g/cm}^3$ , o que a distingue das areias mais leves, com densidade específica dos grãos em torno de  $2,9 \text{ g/cm}^3$ .

FERREIRA (2016), MORGENSTERN *et al.* (2016) e MACHADO (2017) realizaram caracterização granulométrica e geotécnica do material depositado na barragem do Fundão, conforme apresentado na Figura 3.10 e na Tabela 3.3.

MACHADO (2017) realizou também ensaio para determinação do teor de matéria orgânica de cada uma das amostras coletadas. Os valores encontrados foram 1% para os pontos 1 e 2 e 1,1% para o ponto 3, sendo o ponto 1 localizado em Bento Rodrigues, o ponto 2 entre Paracatu de Baixo e Paracatu de Cima e o ponto 3 em Gesteira.

Por meio de reômetro rotacional com palheta coaxial, reômetro rotacional com cilindro concêntrico e teste de *slump*, MACHADO (2017) determinou os parâmetros reológicos de viscosidade e tensão limite de escoamento do material coletado em dois dos três pontos citados. A autora gerou curvas reológicas compostas, utilizando os resultados dos três métodos, uma vez que as mesmas são realizadas com frações da mesma amostra, entretanto em faixas diferentes de concentração volumétrica, como apresentado nas Figuras 3.11 e 3.12.

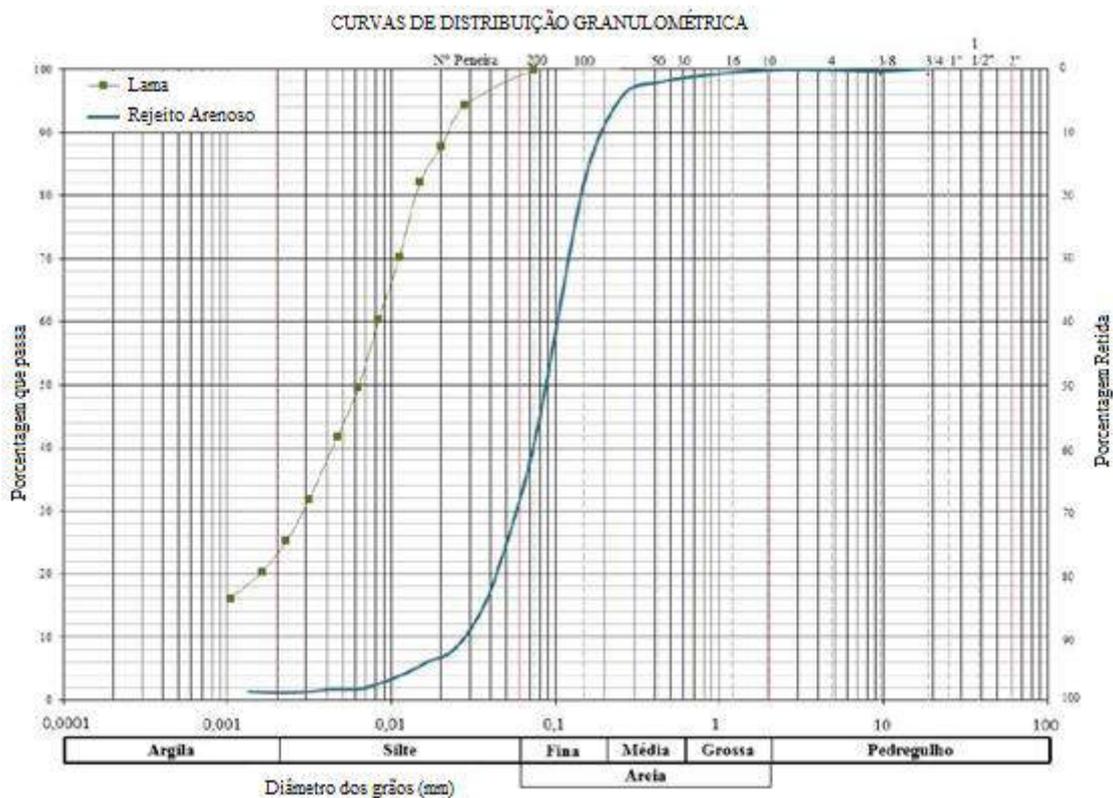


Figura 3.10 Curva granulométrica dos materiais depositados na barragem do Fundão (Fonte: MACHADO, 2017, adaptado de MORGENSTERN *et al.*, 2016)

Tabela 3.4 Caracterização geotécnica do material depositado na barragem do Fundão

Parâmetro	FERREIRA (2016)		MORGENSTERN <i>et al.</i> (2016)		MACHADO (2017)		
	Lama	Rejeito arenoso	Lama	Rejeito arenoso	Amostra coletada		
					P1	P2	P3
Densidade real dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )	3,83	2,91	3,9 - 4,0	2,8 - 2,9	3,37	3,09	3,21
Limite de plasticidade (%) (NBR 7180)	11,2	Não apresenta	Não apresenta	Não apresenta	Não apresenta	Não apresenta	Não apresenta
Limite de liquidez (%) (NBR6459)	24,1	Não apresenta	Não apresenta	Não apresenta	Não apresenta	Não apresenta	Não apresenta
Índice de plasticidade (%) (NBR7180)	12,3	Não apresenta	7 - 11	Não apresenta	Não apresenta	Não apresenta	Não apresenta
Classificação	Silte-argiloso	Silto-arenoso	Silte-argiloso	Silto-arenoso	Areia fina silto-arenosa	Areia fina silto-arenosa	Areia fina silto-arenosa

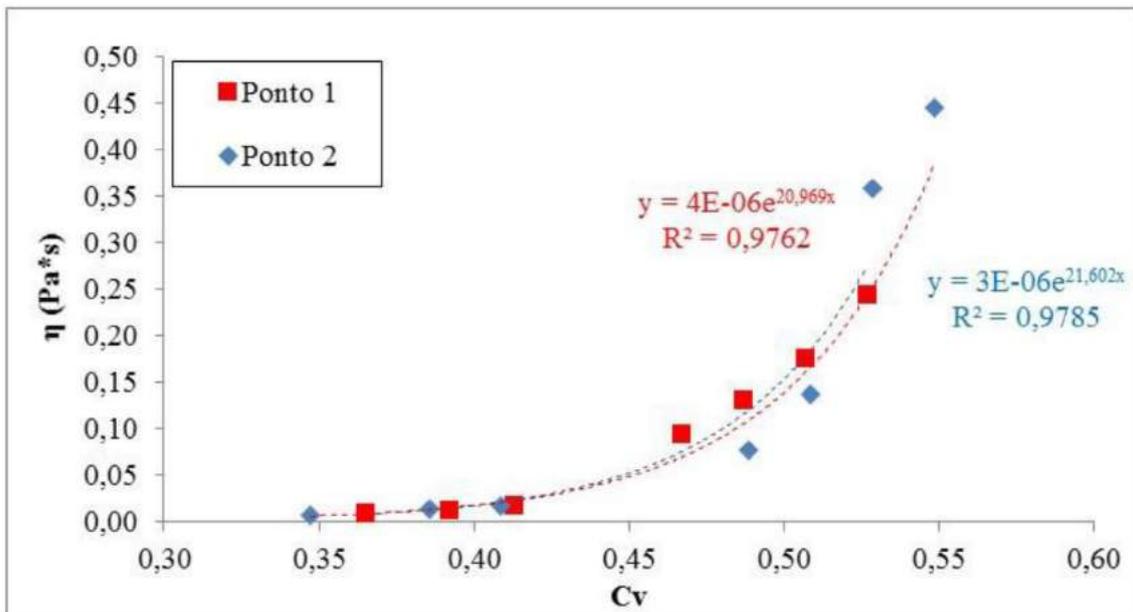


Figura 3.11 Curvas de viscosidade para as amostras (Fonte: MACHADO, 2017)

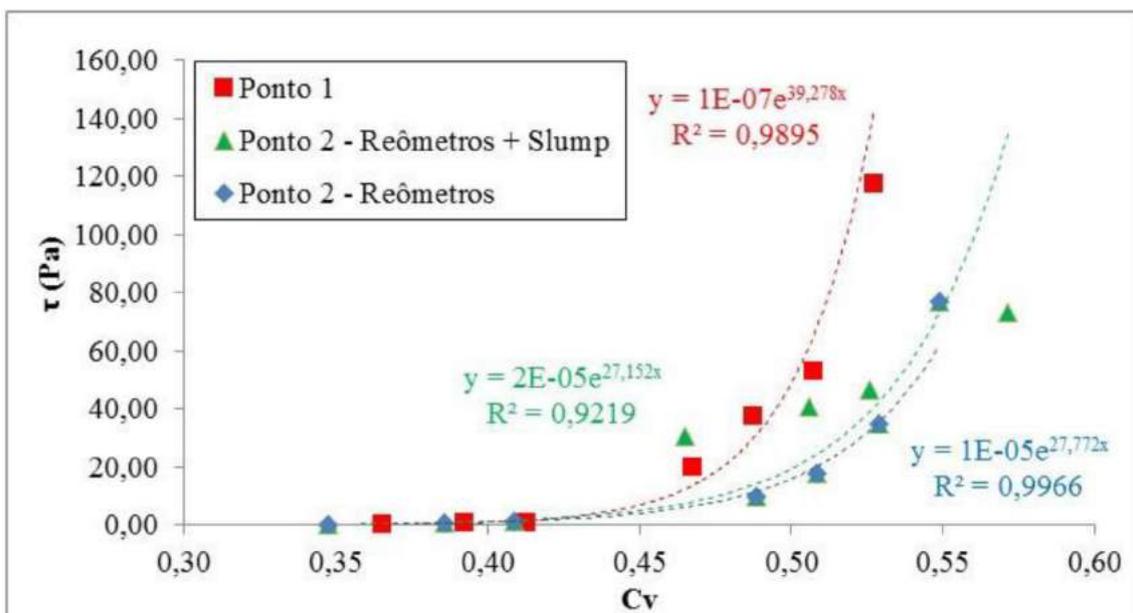


Figura 3.12 Curvas de tensão de escoamento para as amostras (Fonte: MACHADO, 2017)

### 3.3 ROMPIMENTO DA BARRAGEM

Segundo o Encarte Especial sobre a Bacia do rio Doce – Rompimento da Barragem em Mariana/MG (ANA, 2015), a barragem de rejeitos do Fundão rompeu-se por liquefação do rejeito por volta das 15:45 h do dia 5 de novembro de 2015, liberando um volume estimado, segundo a fonte, de 34 milhões de m<sup>3</sup> de rejeitos de mineração, água e materiais utilizados em sua construção, atingindo principalmente o povoado de Bento Rodrigues (Figura 3.13). No evento, estima-se que cerca de 55 milhões de m<sup>3</sup> de

rejeitos de minério de ferro estavam armazenados no reservatório, e, desse total, cerca de 16 milhões de m<sup>3</sup> permaneceram acumulados próximo ao local do acidente e continuam sendo carregados, aos poucos, para jusante e em direção ao mar. Trata-se de resíduo classificado como não perigoso e não inerte para ferro e manganês, conforme NBR 10.004 (IBAMA, 2015).

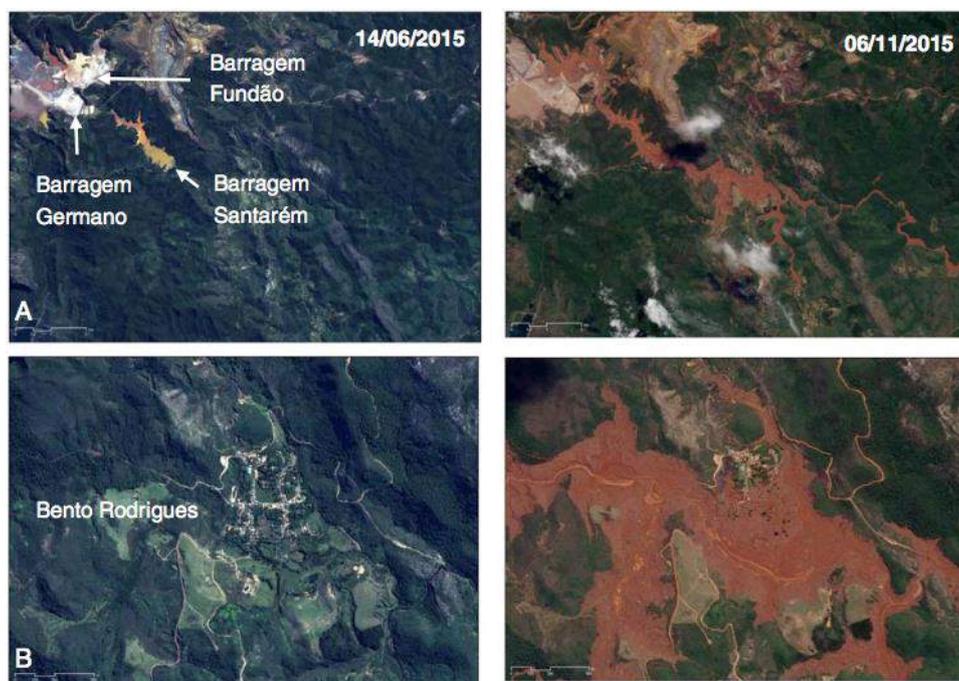


Figura 3.13 Imagens de satélite das barragens da Samarco (A) e do povoado de Bento Rodrigues (B) após o acidente (Fonte: SPOT 6 e 7/HIPARC/AirBus *apud* ANA, 2015)

Outros três relatórios abordam o volume desprendido do reservatório e da própria barragem do Fundão: MORGENSTERN *et al.* (2016), GEOMECÂNICA e NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE (2016) *apud* MACHADO (2017) e GOLDR ASSOCIATES (2016) *apud* MACHADO (2017). Tais relatórios citam que 32 Mm<sup>3</sup> foram desprendidos do reservatório, porém cada um traz uma porcentagem de quanto esse valor representaria do volume total na elevação na qual a barragem se rompeu. MACHADO (2017) cita que esse questionamento persiste, uma vez que a curva cota volume apresentada de projeto não equivale a qualquer dessas porcentagens acima citadas, quando calculadas para 32 Mm<sup>3</sup> de rejeitos e água.

Após o rompimento da barragem do Fundão, a lama alcançou a barragem Santarém, que, em um primeiro momento, acreditou-se ter se rompido, galgando-a e, em seguida, seguido os cursos do córrego Santarém e rios Gualaxo do Norte e do Carmo por 77 km até alcançar o rio Doce. Estima-se que 1,2 Mm<sup>3</sup> de rejeitos ficaram

armazenados no reservatório da barragem Santarém e 10,5 Mm<sup>3</sup> na barragem de Candonga (GOLDER ASSOCIATES, 2016 *apud* MACHADO, 2017). A onda de cheia alcançou a foz do rio Doce no dia 11 de novembro de 2015, sem causar inundação nos maiores municípios banhados pelo rio, totalizando 663,2 km de corpos hídricos diretamente impactados. O acidente provocou 19 mortes, além de ter causado inúmeros prejuízos, incluindo financeiro, ambiental e social.

De acordo com o “Boletim de acompanhamento da onda de cheia ao longo do rio Doce causada pela Ruptura da Barragem em Mariana – MG”, elaborado pela CPRM em conjunto com o IGAM e a ANA no dia 21 de novembro de 2015, a passagem da massa de água com elevada turbidez foi registrada em: estação Belo Oriente, na madrugada do dia 08/11/15; Usina de Baguari, na manhã do dia 09/11/15; estação Governador Valadares, na noite do dia 09/11/15; município de Tumiritinga, na noite do dia 10/11/15; município de Galiléia, na manhã do dia 11/11/15; município de Conselheiro Pena, na noite do dia 11 para o dia 12/11/15; município de Resplendor, no final da tarde do dia 12/11/15; município de Baixo Guandu, na tarde do dia 16/11/15; município de Colatina, na manhã do dia 19/11/2015; município de Linhares, na manhã do dia 20/11/2015; e foz do rio Doce, às 15 horas do dia 21/11/15.

Como principais consequências desse acidente, destacam-se os impactos na qualidade da água, os quais levaram à interrupção do abastecimento público de algumas cidades, impactos na geração de energia elétrica pelas hidrelétricas atingidas (Candonga, Aimorés e Mascarenhas), interrupção da pesca e do lazer por tempo ilimitado, interrupção do turismo, impactos às áreas de preservação permanente, à ictiofauna e à fauna, desalojamento de populações, morte de trabalhadores da empresa e moradores das comunidades afetadas, devastação de localidades e a consequente desagregação dos vínculos sociais das comunidades, destruição de estruturas públicas e privadas, destruição de áreas agrícolas e pastos, com perdas de receitas econômicas, assoreamento e aumento do nível de turbidez de cursos d'água, e a sensação de perigo e desamparo por parte da população.

Em estudo desenvolvido na bacia do rio Doce após o rompimento da barragem do Fundão, com intuito de identificar o potencial de monitoramento do total de sólidos em suspensão (TSS) através do índice de água por diferença normalizada (NDWI), BRANDÃO *et al.* (2017) identificaram que o acidente provocou aumento substancial na concentração de TSS para a região mais próxima à barragem, de forma que os impactos

na concentração de sólidos em suspensão foram maiores nessa região A Figura 3.14 apresenta a área da barragem do Fundão antes e após o rompimento.



Figura 3.14 Área da barragem do Fundão antes (a) e após rompimento (b) (Fonte: MORGENSTERN *et al.*, 2016)

No dia 11 de agosto de 2018, foi realizada uma visita de campo com objetivo de caracterizar a área em estudo e foram feitos registros fotográficos que ainda evidenciam a passagem da onda em diversas localidades ao longo do trecho simulado. A Figura 3.15 localiza as seis fotos apresentadas na Figura 3.16.

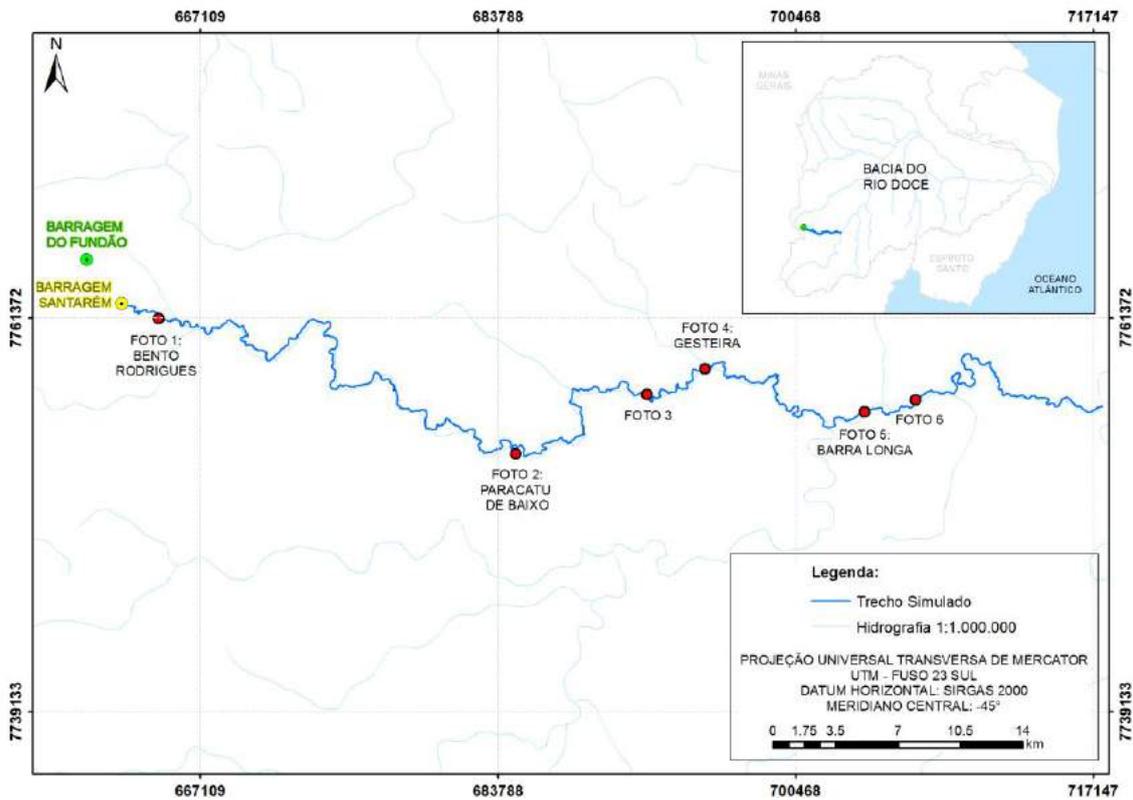


Figura 3.15 Localização do registro fotográfico de campo (Fonte: a autora)

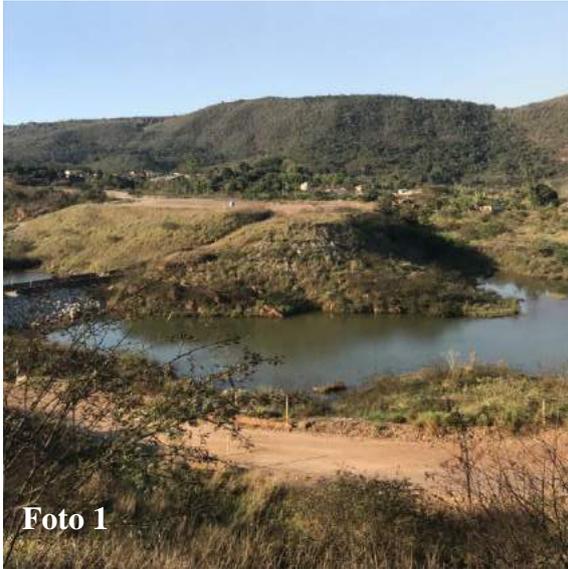


Figura 3.16 Registro fotográfico de campo realizado no dia 11 de agosto de 2018 (Fonte: a autora)

## CAPÍTULO 4. METODOLOGIA

No presente trabalho, dispôs-se a estudar a propagação da onda proveniente da ruptura da barragem do Fundão, em Mariana/MG, seguindo as etapas de modelagem recomendadas pelo ICOLD (1998), para posterior avaliação dos cenários modelados por meio de análise comparativa entre as envoltórias máximas de inundação simuladas e observada através de imagem de satélite registrada após o acidente. É importante ressaltar que este estudo não se concentrou nas causas do acidente, não faz julgamentos de culpabilidade, tampouco é, em princípio, adequado para ser utilizado em ações judiciais. Como já explicitado, o foco deste trabalho é a análise de premissas e critérios metodológicos utilizados no desenvolvimento de estudos de ruptura hipotética de barragens de acumulação de rejeitos, sendo o caso real estudado quanto à ruptura da barragem do Fundão apenas uma referência.

O primeiro passo para a elaboração deste estudo consistiu na reconstituição das informações básicas relativas à barragem e ao rompimento ocorrido, de modo que algumas informações pudessem ser utilizadas como dados de entrada nos modelos implementados nesta pesquisa, e outras serem utilizadas como critério de análise dos mesmos, de forma a verificar a confiabilidade e compatibilidade dos resultados obtidos nos modelos frente ao acidente ocorrido. Cabe ressaltar que foram consideradas somente informações de caráter público, o que impôs certas limitações ao estudo. A inexistência de dados públicos disponíveis de levantamento topográfico de alta precisão no vale a jusante, como perfilamento a laser e aerofotogrametria, que abranjam toda a área de interesse, antes e após o acidente, é considerada uma das maiores limitações deste trabalho no que diz respeito aos dados de entrada da modelagem.

A Figura 4.1 ilustra as etapas metodológicas seguidas para realização deste estudo. Em uma primeira etapa, após a reconstituição dos dados e informações gerais acerca do acidente, foi avaliado o tipo de ruptura ocorrido na barragem de rejeitos do Fundão e o volume de rejeitos mobilizados, objetivando a modelagem do hidrograma de ruptura. Paralelamente, foi realizada uma caracterização do vale a jusante da barragem, sob os aspectos hidrológicos e topográficos, e a caracterização do fluido propagado no evento. A partir dos hidrogramas de ruptura e da caracterização do vale e do fluido escoado, foi possível realizar a propagação da onda de cheia e, utilizando técnicas integradas de hidráulica e geoprocessamento, gerar os mapas de inundação. Os

resultados obtidos com as simulações foram avaliados segundo a metodologia de análise de sensibilidade local denominada *One-At-a-Time*, além de análise comparativa entre os cenários simulados nos três *softwares* analisados.

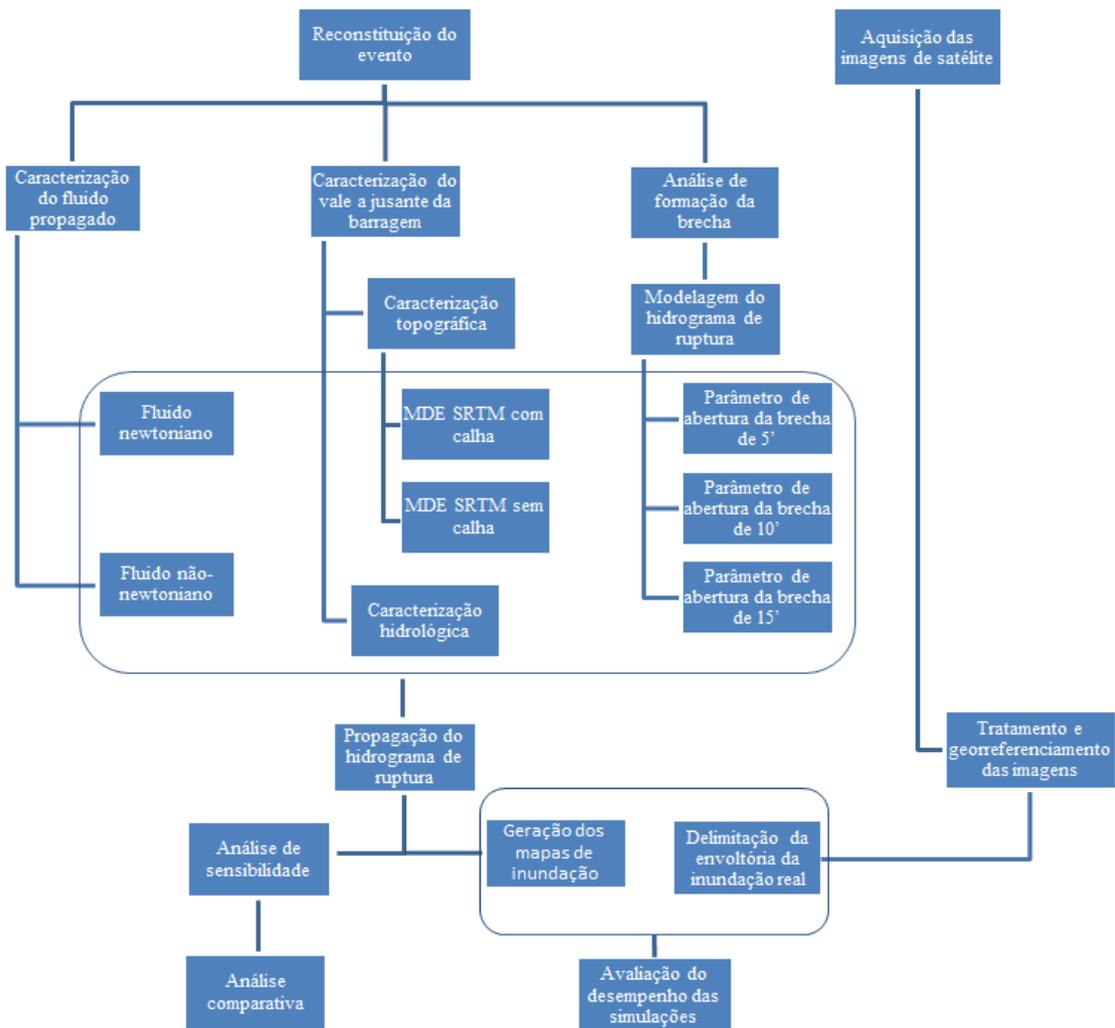


Figura 4.1 Fluxograma da metodologia empregada

Em uma segunda etapa, foram analisadas imagens de satélite visando a reconstituição da envoltória máxima da inundação real provocada pela ruptura da barragem do Fundão, o que possibilitou sua comparação com os mapas simulados de inundação e a consequente avaliação da metodologia empregada na modelagem hidrodinâmica, objetivo geral desta dissertação.

Os resultados das simulações realizadas para todos os cenários de modelagem hidrodinâmica foram avaliados em termos da comparação entre a área inundada observada e modelada, através dos fatores de desempenho viés, que descreve o balanço entre sub e superestimativa da área modelada com relação à observada,  $F^2$ , que

representa o índice de sucesso crítico da modelagem, e  $F^3$  e  $F^4$ , que penalizam a subestimativa e a superestimativa com relação à área inundada observada, respectivamente. Além disso, o tempo de chegada da onda em cada cenário simulado foi confrontado com os dados observados no evento, e obtidos por meio de entrevistas junto à população atingida disponíveis publicamente.

No texto a seguir, será abordada, com detalhe, cada uma das etapas do procedimento metodológico.

#### 4.1 RECONSTITUIÇÃO DAS INFORMAÇÕES ACERCA DA RUPTURA

Para realização da reconstituição do rompimento da barragem do Fundão, foram consolidadas informações apresentadas em uma série de documentos e relatórios publicados após o acidente. Foram pesquisados, também, vídeos, fotografias e entrevistas com moradores da região atingida, disponíveis publicamente. Tais informações foram analisadas cautelosamente para que pudessem ser utilizadas neste estudo.

Em setembro de 2017, foi realizada solicitação à Samarco, pela autora, dos dados referentes ao rompimento e à barragem, como base topográfica, imageamento da região e caracterização dos rejeitos armazenados, objetivando alcançar melhores resultados, o mais próximo à realidade quanto fosse possível, porém o parecer da empresa foi negativo. Sendo assim, foram utilizados somente dados de caráter público, o que, como já explicitado, impôs certas limitações ao presente estudo.

No dia 11 de agosto de 2018, foi realizada uma visita de campo visando o melhor entendimento do evento ocorrido e das características dos locais atingidos. Durante a visita, foi gerado um acervo fotográfico do vale a jusante da barragem, fotos estas que foram posteriormente utilizadas na caracterização dos locais e na validação das premissas adotadas para o estudo. O registro fotográfico foi apresentado no item 3.3 desta dissertação.

## 4.2 ANÁLISE DE FORMAÇÃO DA BRECHA E DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA

O hidrograma de ruptura de uma barragem representa a distribuição do volume de rejeitos mobilizado no evento ao longo do tempo. Essa distribuição temporal do volume é definida pela geometria da seção de controle e do vale a jusante, pela energia potencial mobilizada e pela geometria do reservatório.

É válido ressaltar que as variáveis relacionadas à definição do modo de falha e do volume de material armazenado no reservatório que serão mobilizados no caso de um evento de ruptura de barragens de rejeitos não foram estudadas nesta dissertação, sendo os registros reais observados no caso da barragem do Fundão, reconstituídos nesta dissertação, considerados como dados de entrada para determinação do hidrograma de ruptura.

O volume desprendido do reservatório foi determinado através de relatórios técnicos (MORGENSTERN *et al.*, 2016; GEOMECÂNICA & NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE, 2016; *apud* MACHADO, 2017; GOLDER ASSOCIATES, 2016 *apud* MACHADO, 2017). Tais referências apontam para um volume desprendido de 32 Mm<sup>3</sup>, com retenção de 1,2 Mm<sup>3</sup> no reservatório da barragem Santarém. O hidrograma de ruptura modelado contempla o volume desprendido da barragem do Fundão, a retenção e o galgamento da barragem Santarém.

No caso do rompimento da barragem do Fundão, o mecanismo de ruptura deu-se por liquefação dos rejeitos (MORGENSTERN *et al.*, 2016) e, segundo relatos, aconteceu de forma rápida, mobilizando grande parte do maciço. Sendo assim, a geometria da brecha foi determinada pela topografia primitiva do vale, que pôde ser determinada através do MDE SRTM, levantado em 11 de fevereiro de 2000, data esta anterior à construção da barragem.

Em síntese, para a determinação do hidrograma de ruptura, foram adotadas as seguintes premissas:

- os limites da brecha de ruptura equivalem aos limites da topografia primitiva nas ombreiras, definidos a partir do MDE SRTM;

- a mobilização do volume ocorre de maneira integral desde o primeiro instante da simulação (foram considerados tempos de formação da brecha de 5, 10 e 15 minutos); e
- o volume total desprendido da barragem foi de 32 Mm<sup>3</sup>, ficando 1,2 Mm<sup>3</sup> retidos no reservatório da barragem Santarém; esse volume representa aproximadamente 60% dos 54 Mm<sup>3</sup> que estavam armazenados na barragem do Fundão no momento do acidente.

Como não foram disponibilizados publicamente os dados relativos ao reservatório da barragem Santarém, tampouco da região entre a barragem do Fundão e a barragem Santarém, não foi possível modelar a propagação do hidrograma nessa região, de forma que se optou por modelar um segundo hidrograma de ruptura, hidrograma esse que representasse o volume de 30,8 Mm<sup>3</sup> que foi propagado a partir da barragem Santarém. Os hidrogramas de ruptura da barragem do Fundão em Santarém foram, então, propagados nos 14 cenários simulados neste trabalho.

A modelagem do hidrograma de ruptura foi realizada no *software Hydrologic Modeling System* desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center* do *Army Corps of Engineers* (HEC-HMS) em sua versão 4.2. Nesse *software*, o hidrograma de ruptura foi obtido pela aplicação do método de *Puls Modificado*, que é um modelo conceitual baseado na conservação do volume. Na implementação do modelo, foram inseridas informações da curva cota-volume do reservatório e do nível de água do reservatório no momento da ruptura, além da definição do modo de falha (erosão interna ou galgamento), dimensões da brecha e tempo de sua formação.

Cabe mencionar que o modelo HEC-HMS está preparado para o desenvolvimento de estudos de ruptura de barragens de água e, portanto, não permite a modelagem da movimentação dos rejeitos no momento da ruptura, bem como a modelagem do modo de falha liquefação. Portanto, algumas simplificações fizeram-se necessárias. A utilização desse *software* foi motivada pela sua disponibilidade de forma gratuita, além da falta de informações sobre o reservatório e sobre o maciço que permitissem a modelagem através de *softwares* tridimensionais que utilizam CFD (*Computational Fluid Dynamics*).

A curva cota-volume considerada, neste estudo, refere-se ao volume mobilizado e foi estimada a partir da curva cota-volume original do reservatório da barragem do

Fundão, restrita em aproximadamente 60%. Essa premissa fez-se necessária, uma vez que, se essa curva não fosse restringida, o modelo propagaria o volume do reservatório por completo, resultando em um volume desprendido da barragem maior do que o volume de fato desprendido.

O nível de água no reservatório no momento da ruptura foi inferido através de análise comparativa entre a curva cota-volume do reservatório da barragem e as informações acerca do rompimento contidas em MORGENSTERN *et al.*, (2016). O relatório aponta para um armazenamento no momento da ruptura de aproximadamente 54 Mm<sup>3</sup> de rejeitos, o que, segundo a curva, representa uma elevação de 885 m.

Como no modelo HEC-HMS o modo de falha liquefação não está disponível, considerou-se o modelo de falha erosão interna por ser o modo de falha fisicamente mais próximo.

Como já mencionado, a dimensão da brecha foi limitada à geometria do vale no eixo da barragem, e o tempo de formação da brecha foi uma das variáveis analisadas neste estudo.

### 4.3 CARACTERIZAÇÃO DO VALE A JUSANTE DA BARRAGEM

#### 4.3.1 CARACTERIZAÇÃO TOPOGRÁFICA

O presente estudo utilizou o modelo digital de elevação (MDE) resultante da *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM) com células de resolução espacial de 30 m, adquirido graciosamente através do site da *United States Geological Survey* – USGS ([earthexplorer.usgs.gov](http://earthexplorer.usgs.gov)).

Ao utilizar o MDE SRTM, é importante atentar ao fato de que, por ser gerado a partir da tecnologia de interferometria por radar, não possibilita a obtenção da geometria da calha abaixo do nível de água. Os dados do SRTM capturam a elevação do nível de água no momento da passagem da emissão do sinal, além de capturar copas de árvores e edificações. Adicionalmente, uma vez que o píxel possui tamanho de 30 metros, as elevações das regiões no entorno do curso de água, para rios estreitos, são representadas junto à elevação do curso de água em um único píxel (RABUS *et al.*, 2003; FARR *et al.*, 2007; PAIVA *et al.*, 2011; VIANINI NETO, 2016). Esse comportamento resulta em uma superestimativa na elevação do fundo do curso de água. Ao mesmo tempo, essa superestimativa representa a calha cheia no momento da passagem do radar. Sendo

assim, o ajuste do MDE e a inserção de dados da calha do rio foram avaliados, neste trabalho, a partir de cenários de simulação com e sem a calha inserida.

É importante salientar que, devido à falta de informações de qualidade, como topobatimetrias, que normalmente são de elevado custo, é usual a inserção de uma calha previamente definida. Sendo assim, diante das informações disponíveis para este estudo, foi necessária a definição de uma calha típica ao longo de todos os cursos d'água estudados, de forma que a visita de campo mostrou-se imprescindível para a definição da geometria da calha inserida.

A seguir, são apresentadas as etapas metodológicas aplicadas para o tratamento do modelo SRTM. Como já explicitado, foram gerados dois MDEs para este estudo, um com a calha dos cursos de rio inserida e outro apenas com a correção do perfil longitudinal. As etapas metodológicas, a seguir, retratam o tratamento do MDE com a calha inserida. O MDE sem a calha dos cursos de água inserida foi tratado seguindo-se apenas a etapa 1 a seguir.

1. correção do perfil longitudinal com eliminação dos ruídos do MDE SRTM através de uma rotina computacional desenvolvida no Excel; tal rotina, de maneira simplificada, adota que uma cota altimétrica de montante do perfil longitudinal deve ser igual ou superior à cota de jusante; o algoritmo percorre o perfil longitudinal comparando as elevações do perfil ponto a ponto e, sempre que a cota de um ponto de jusante for superior à cota de montante, a cota do ponto de jusante é igualada à cota de montante (Figura 4.2);

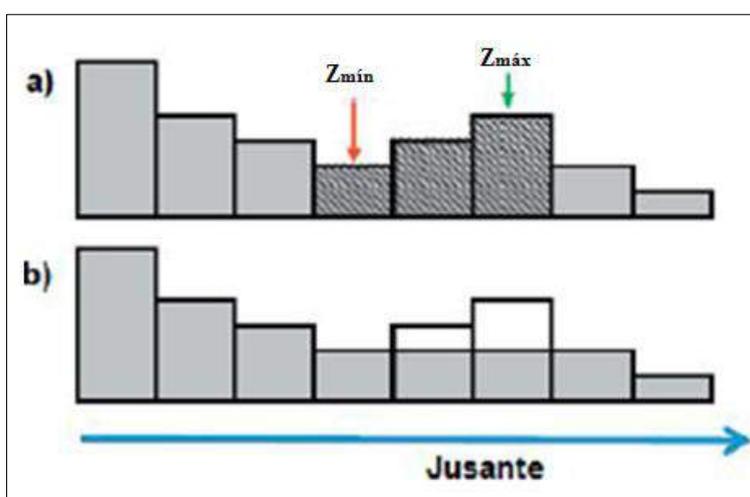


Figura 4.2 Processo de correção do perfil longitudinal (Fonte: YAMAZAKI *et al.*, 2012 *apud* ROCHA, 2015 )

2. geração de contornos a partir da superfície TIFF, através das ferramentas do ArcGIS, para possibilitar a utilização do Civil3D na inserção da calha;
3. rebaixamento do perfil longitudinal no AutoCAD Civil 3D, considerando, em toda a extensão do estudo, uma calha com taludes de 1V:1,5H e profundidade igual a 1 metro, respeitando as declividades do terreno, e as margens delimitadas manualmente através de imagem do satélite Landsat8; a calha típica foi definida após visita de campo e identificação da conformação do rio ao longo do trecho simulado;
4. inserção do perfil rebaixado nas curvas de nível geradas através das ferramentas do AutoCAD Civil 3D; e
5. conversão da superfície gerada para formato TIFF, novamente, para utilização nos modelos hidráulicos.

Após a realização dessas etapas metodológicas, foi possível gerar dois modelos topográficos hidrológicamente consistentes, um com a inserção da calha dos rios e outro sem, ambos altimetricamente alinhados pelas declividades dos trechos no modelo do terreno.

#### 4.3.2 CARACTERIZAÇÃO HIDROLÓGICA

Para propagação do hidrograma de ruptura nos cenários onde se adotou a inserção da calha dos rios, considerou-se a ocorrência da vazão média de longo termo ( $Q_{MLT}$ ) nos segmentos fluviais a jusante da barragem do Fundão, em virtude de o período de simulação se estender por vários dias. Esse cenário hidrológico foi considerado por se assemelhar àquele no qual o evento ocorrido com a ruptura da barragem do Fundão se deu, ou seja, em um dia do período seco, no qual não havia transbordo da calha do rio por motivo de cheias naturais.

Para os cenários onde não se adotou a inserção da calha, partiu-se do pressuposto de que, no momento da passagem do radar que resultou no MDE SRTM utilizado, a calha dos rios em estudo já estava preenchida, de forma que não foi necessário inserir a vazão  $Q_{MLT}$  no trecho simulado.

Para estimativa da vazão  $Q_{MLT}$  introduzida nos cenários onde se inseriu a calha dos cursos de rio, foram coletados e avaliados os registros fluviométricos de 11 estações de monitoramento da Agência Nacional de Águas (ANA), localizadas próximo à região

de simulação, e em uma região hidrologicamente homogênea, disponibilizados por meio do canal de divulgação HIDROWEB (www.hidroweb.ana.gov.br).

Os dados cadastrais das estações fluviométricas avaliadas, neste estudo, estão apresentados na Tabela 4.1 A Figura 4.3 apresenta a localização dessas estações.

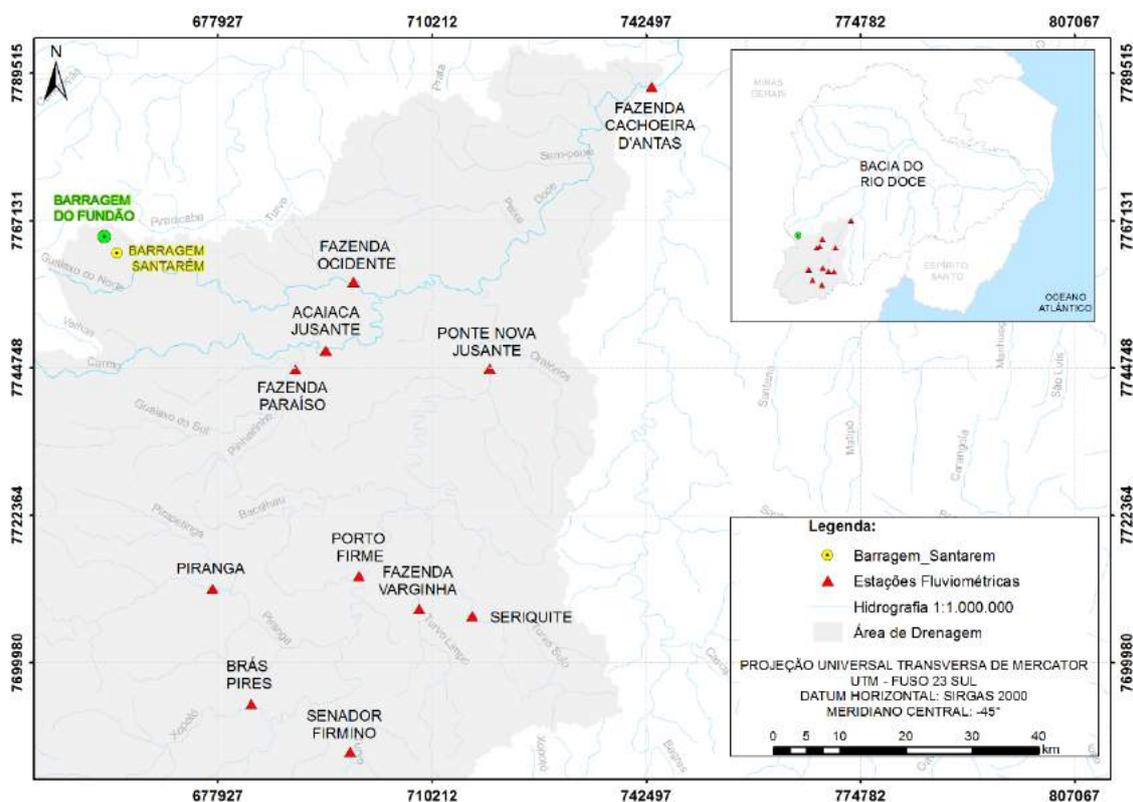


Figura 4.3 Localização das estações fluviométricas utilizadas no estudo de regionalização de vazões (Fonte: a autora)

Tabela 4.1 Características das estações avaliadas para o estudo de regionalização de vazões

Código da estação	Nome	Período dos dados	Curso d'água	Município	Latitude	Longitude	Área drenagem (km <sup>2</sup> )
56065000	Senador Firmino	21/06/1941 a 31/12/2014	Rio Turvo	Senador Firmino	S 20° 54' 42,12"	W 43° 5' 49,92"	297
56055000	Brás Pires	05/08/1938 a 31/12/2014	Rio Xopotó	Brás Pires	S 20° 50' 51,00"	W 43° 14' 30,84"	1090

Tabela 4.2 Características das estações avaliadas para o estudo de regionalização de vazões -  
Continuação

Código da estação	Nome	Período dos dados	Curso d'água	Município	Latitude	Longitude	Área drenagem (km <sup>2</sup> )
56085000	Seriquite	19/06/1941 a 31/12/2014	Rio Turvo Sujo	Viçosa	S 20° 43' 23,88"	W 42° 55' 22,08"	342
56090000	Fazenda Varginha	20/06/1941 a 31/12/2014	Rio Turvo Limpo	Porto Firme	S 20° 42' 51,84"	W 42° 59' 58,92"	328
56028000	Piranga	01/06/1938 a 31/12/2014	Rio Piranga	Piranga	S 20° 41' 26,16"	W 43° 17' 57,84"	1400
56075000	Porto Firme	01/06/1938 a 31/12/2014	Rio Piranga	Porto Firme	S 20° 40' 13,08"	W 43° 5' 17,16"	4260
56240000	Fazenda Paraíso	11/06/1930 a 31/12/2014	Rio Gualaxo do Sul	Mariana	S 20° 23' 25,08"	W 43° 10' 54,84"	855
56110005	Ponte Nova Jusante	17/05/1974 a 31/12/2014	Rio Piranga	Ponte Nova	S 20° 23' 2,04"	W 42° 54' 10,08"	6230
56335001	Acaiaca Jusante	01/07/1975 a 31/12/2014	Rio do Carmo	Acaiaca	S 20° 21' 41,04"	W 43° 8' 21,84"	1370
56337000	Fazenda Ocidente	04/06/1938 a 31/12/2014	Rio Gualaxo do Norte	Barra Longa	S 20° 16' 1,92"	W 43° 6' 2,88"	529
56425000	Fazenda Cachoeira D'antas	22/11/1981 a 31/12/2014	Rio Doce	São José do Goiabal	S 19° 59' 39,84"	W 42° 40' 27,84"	10100

Fonte: Hidroweb – ANA

Para a caracterização do trecho fluvial considerado nas simulações, foram especificados 13 pontos de regionalização ao longo do curso de água principal, para os quais foram determinadas as vazões correspondentes às bacias incrementais. Os pontos de regionalização foram posicionados nas confluências com as principais afluentes aos cursos de água em análise, sendo posicionados um ponto a montante e outro a jusante de cada tributário, conforme apresentado no diagrama unifilar apresentado na Figura 4.4.

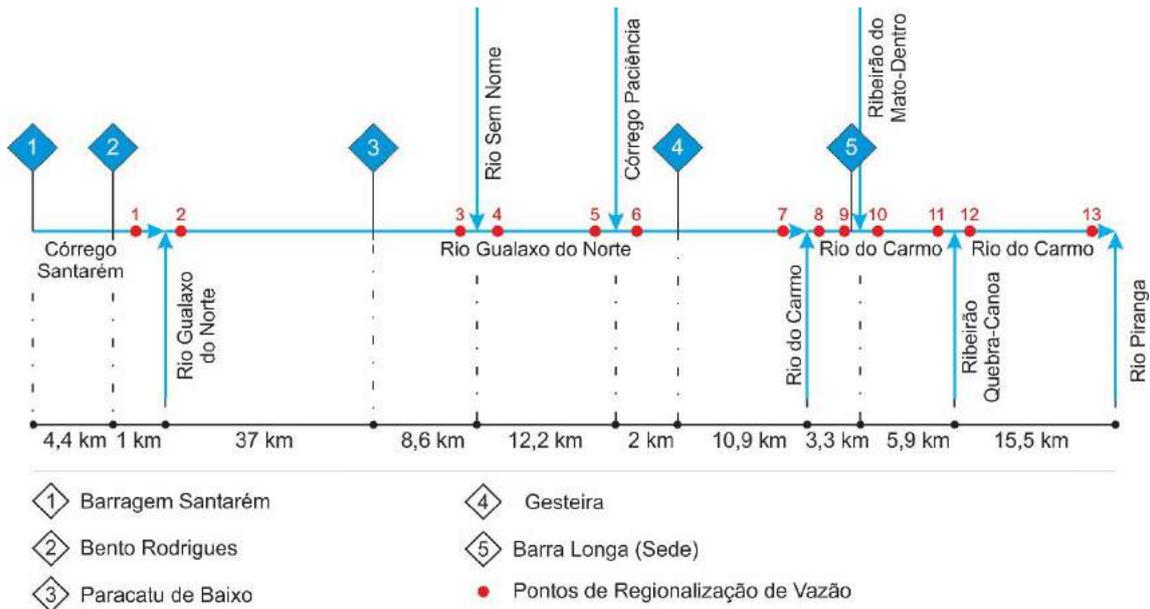


Figura 4.4 Diagrama unifilar do trecho simulado (Fonte: a autora)

Para a análise de frequência regional das vazões médias de longo termo, adotou-se a seguinte metodologia:

- seleção de estações fluviométricas com disponibilidade de registros suficiente para análise, situadas em uma região hidrologicamente homogênea (mesmo mecanismo climatológico de gênese das enchentes);
- obtenção das amostras de  $Q_{MLT}$  correspondente ao ano hidrológico (outubro a setembro) para cada estação;
- transformação da  $Q_{MLT}$  de cada estação em vazão específica ( $Q_{ESP}$ ), ou seja, vazão por  $km^2$ ;
- ajuste de uma curva regional, correlacionando os valores obtidos de  $Q_{ESP}$  para cada estação, com o valor da área de drenagem dessas estações;

- obtenção da área de drenagem de cada ponto de regionalização, para posterior emprego da curva de regionalização ajustada e definição da  $Q_{ESP}$  para esses pontos; e
- transformação da  $Q_{ESP}$  em  $Q_{MLT}$  para todos os pontos de regionalização.

Após a determinação da vazão  $Q_{MLT}$  para cada um dos pontos de regionalização, essas vazões foram distribuídas em marcha ao longo de 32 pontos de vazão incremental, linearmente distribuídos ao longo do trecho modelado, distando de 3 a 5 km entre si, de maneira que foi possível representar, no modelo de simulação adotado, e de forma gradual, o aporte de vazões naturais ao hidrograma de ruptura em trânsito.

A Figura 4.5 ilustra a região dos pontos de regionalização de vazão e dos pontos de vazão incremental que foram inseridos nos modelos onde se incorporou a calha dos cursos de água. É válido ressaltar que a escala da figura não permite mostrar todos os pontos, já que eles se encontram próximos uns aos outros, mas ilustra a região onde eles se encontram ao longo do trecho de simulação.

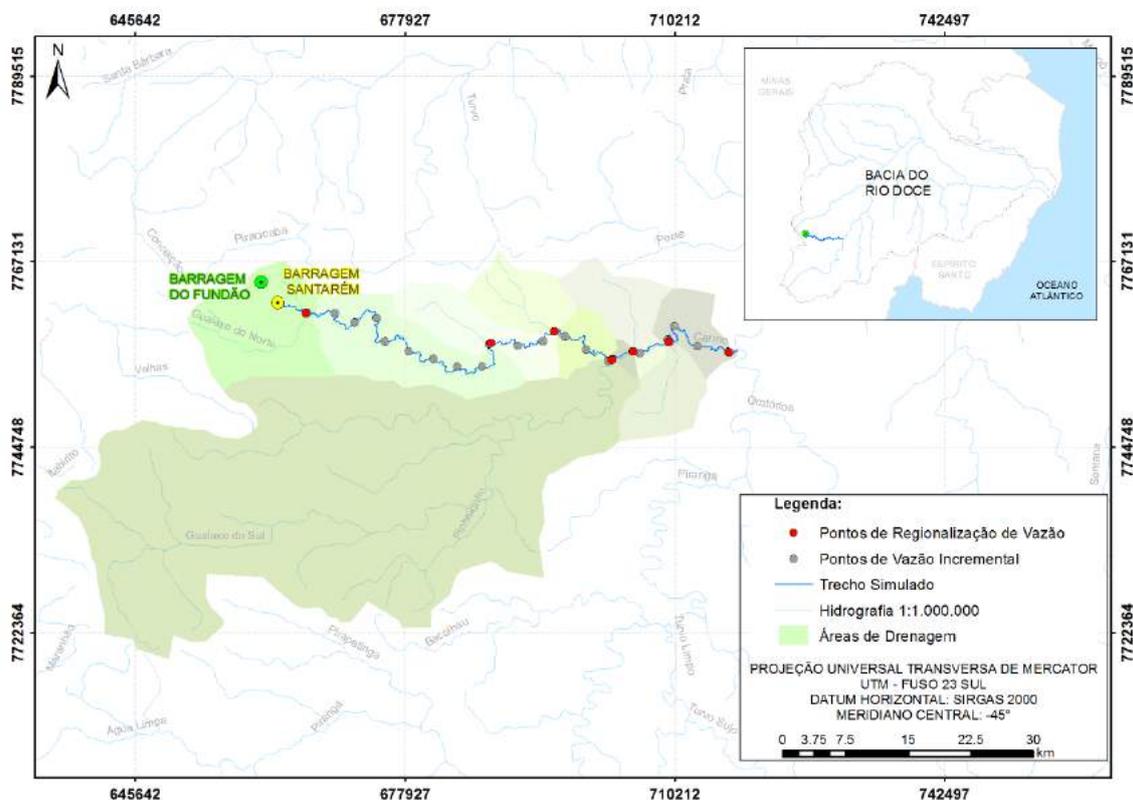


Figura 4.5 Localização dos pontos de regionalização de vazão e dos pontos de vazão incremental (Fonte: a autora)

#### 4.4 PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA

De maneira a avaliar a aplicabilidade dos diferentes tipos de simulação hidrodinâmica unidimensional ou bidimensional, com propagação de fluido newtoniano ou não-newtoniano, bem como analisar a influência da variação de alguns parâmetros de entrada nos modelos como inserção ou não da calha nos cursos de água no MDE e variação do tempo de abertura da brecha na propagação da onda de cheia, foram simulados e analisados 14 cenários. Dentre esses cenários, 12 foram simulados com o modelo RiverFlow2D, um com o modelo HEC-RAS 1D e um com o modelo HEC-RAS 2D.

O modelo RiverFlow2D serviu como base para as análises de sensibilidade e para a posterior escolha do cenário que seria simulado nos modelos HEC-RAS 1D e HEC-RAS 2D, de forma que os três *softwares* pudessem ser comparados em simulações que tivessem os mesmos parâmetros de entrada. O modelo RiverFlow2D foi escolhido por possibilitar uma maior gama de simulações, já que é capaz de simular o escoamento de fluidos newtonianos e não-newtonianos. Avaliaram-se, com esse modelo, as três variáveis em estudo (inserção ou não da calha, tipo de fluido escoado e tempo de abertura da brecha) e escolheu-se, a partir de análise de sensibilidade local, um cenário com bom desempenho para que também fosse simulado nos modelos HEC-RAS 1D e HEC-RAS 2D.

A nomenclatura desses cenários seguiu a seguinte regra:

1. siglas que representam o *software* utilizado (RF para RiverFlow2D, HR1D para HEC-RAS 1D ou HR2D para HEC-RAS 2D); seguido por
2. siglas que representam a inserção ou não da calha nos cursos de água (CC para com calha ou SC para sem calha); seguido por
3. siglas que representam o tipo de fluido escoado (N para newtoniano ou NN para não-newtoniano); e por último
4. número que corresponde ao tempo de abertura da brecha que resultou no hidrograma de ruptura propagado (5 para 5 minutos, 10 para 10 minutos ou 15 para 15 minutos).

Utilizou-se de hífen para separar cada uma das siglas acima explicitadas. A Tabela 4.2 sintetiza os cenários simulados.

O trecho de simulação, em todos os cenários avaliados, inicia-se na barragem Santarém, localizada cerca de 2 km a jusante da barragem do Fundão e galgada no evento em estudo, e se estende por aproximadamente 100 km até a confluência do rio Doce com o rio Piranga, com simulação ao longo de 100 horas, tempo suficiente para que o pico do hidrograma de ruptura passasse pelo ponto mais a jusante do trecho simulado. Com base nos estudos realizados por MORGENSTERN *et al.* (2016), após 100 km da barragem Santarém, não houve extravasamento do leito dos rios, o que foi utilizado como critério de parada das simulações deste trabalho.

Tabela 4.3 Cenários simulados

<i>Software</i>	<b>Cenário</b>	<b>Nome</b>	<b>Calha</b>	<b>Tipo de simulação</b>	<b>Tempo de abertura da brecha</b>
RiverFlow2D	1	RF-SC-N-5	Sem calha	Newtoniana	5 min
	2	RF-SC-N-10	Sem calha	Newtoniana	10 min
	3	RF-SC-N-15	Sem calha	Newtoniana	15 min
	4	RF-CC-N-5	Com calha	Newtoniana	5 min
	5	RF-CC-N-10	Com calha	Newtoniana	10 min
	6	RF-CC-N-15	Com calha	Newtoniana	15 min
	7	RF-SC-NN-5	Sem calha	Não-Newtoniana	5 min
	8	RF-SC-NN-10	Sem calha	Não-Newtoniana	10 min
	9	RF-SC-NN-15	Sem calha	Não-Newtoniana	15 min
	10	RF-CC-NN-5	Com calha	Não-Newtoniana	5 min
	11	RF-CC-NN-10	Com calha	Não-Newtoniana	10 min
	12	RF-CC-NN-15	Com calha	Não-Newtoniana	15 min
HEC-RAS 1D	13	HR1D-CC-N-15	Com calha	Newtoniana	15 min
HEC-RAS 2D	14	HR2D-CC-N-15	Com calha	Newtoniana	15 min

A seguir, serão detalhadas as etapas metodológicas utilizadas na preparação de cada um dos modelos simulados, bem como as condições de contorno e iniciais inseridas.

#### 4.4.1 MODELO RIVERFLOW2D

Os cenários de 1 a 12 apresentados na Tabela 4.2 foram implementados no *software Surface-Water Modeling System* (SMS) e simulados na versão 6.12.02 do modelo RiverFlow2D, em sua versão de alto desempenho (GPU). A seguir, serão especificadas as condições iniciais e de contorno inseridas nesses cenários, bem como as especificações e parâmetros utilizados nas simulações.

- Condição de contorno de montante

Como condição de contorno de montante nos 12 cenários simulados no modelo RiverFlow2D, foram utilizados os três hidrogramas resultantes das simulações hidrológicas realizadas no HEC-HMS, descritas no Capítulo 4.2. A Tabela 4.2 indica em quais simulações cada um dos hidrogramas de ruptura foi utilizado.

- Condição de contorno de jusante

Foi adotada, como condição de contorno de jusante, a declividade normal em uma seção transversal localizada imediatamente a jusante do trecho final de simulação, correspondente a 0,35%.

- Condições iniciais

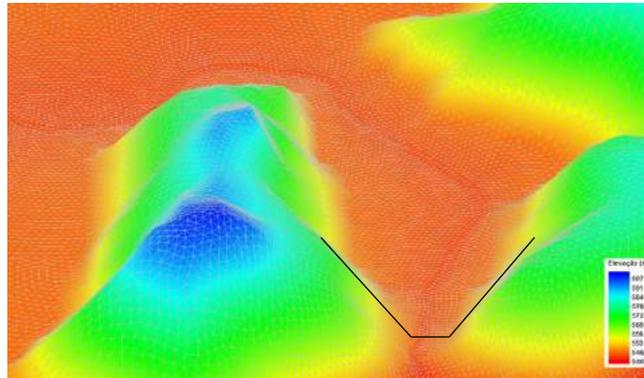
Como condições iniciais nos cenários simulados no modelo RiverFlow2D em que se inseriu a calha nos cursos de água (cenários 4, 5, 6, 10, 11 e 12), utilizaram-se as vazões  $Q_{MLT}$  regionalizadas para os 32 pontos de vazão incremental apresentados no Capítulo 4.3.2.

Para os cenários em que não se inseriu a calha nos cursos de água (cenários 1, 2, 3, 7, 8, e 9), não foram incorporadas condições iniciais, pois considerou-se que, no momento da passagem do satélite que gerou o MDE SRTM utilizado, a calha encontrava-se cheia.

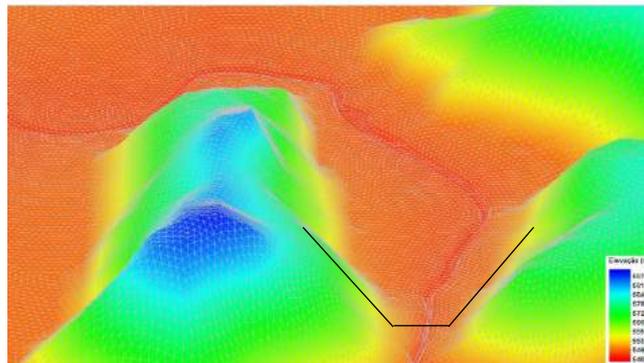
- Malha de cálculo

Para a definição dos volumes finitos de controle, o modelo RiverFlow2D utiliza-se de malhas não estruturadas capazes de representar o contorno geométrico do terreno com alta qualidade. Foram construídas duas malhas para as simulações nesse *software*, uma delas para os cenários onde se inseriu a calha dos cursos de água, e outra para os cenários onde não se inseriu a calha dos cursos de água, sendo ambas com elementos triangulares.

Na Figura 4.6, são apresentadas as duas malhas construídas no modelo RiverFlow2D na região de controle hidráulico localizado a jusante do distrito de Paracatu de Baixo, seguida por uma fotografia do local tirada na visita de campo do dia 11 de agosto de 2018.



(a) Malha de cálculo para os cenários sem calha inserida



(b) Malha de cálculo para os cenários com calha inserida



(c) Controle hidráulico localizado a jusante de Paracatu de Baixo

Figura 4.6 Malhas de cálculo para simulação no modelo RiverFlow2D (a) e (b) e fotografia do controle hidráulico localizado a jusante de Paracatu de Baixo (c) (Fonte: a autora)

A Tabela 4.3 e a Tabela 4.4 apresentam as informações sobre as malhas geradas. Em ambas as malhas, a discretização dos elementos seguiu o mesmo critério.

Tabela 4.4 Tamanho dos elementos das malhas de cálculo no modelo RiverFlow2D

Região	Arestas do elemento
Calha	5 m
Limite exterior	30 m

Tabela 4.5 Características das malhas de cálculo do modelo RiverFlow2D

Malha	Número de nós	Número de elementos
Com calha inserida	1.160.703	2.314.255
Sem calha inserida	938.264	1.869.336

- Seções transversais

No modelo RiverFlow2D, as seções transversais são usadas apenas para extração de resultados. A Figura 4.7 apresenta a localização das 102 seções transversais traçadas ao longo do trecho simulado. Foram destacadas, em vermelho, as seis seções de interesse para este trabalho, localizadas em locais altamente impactados pelo acidente, onde se tem relatos da passagem da onda de cheia.

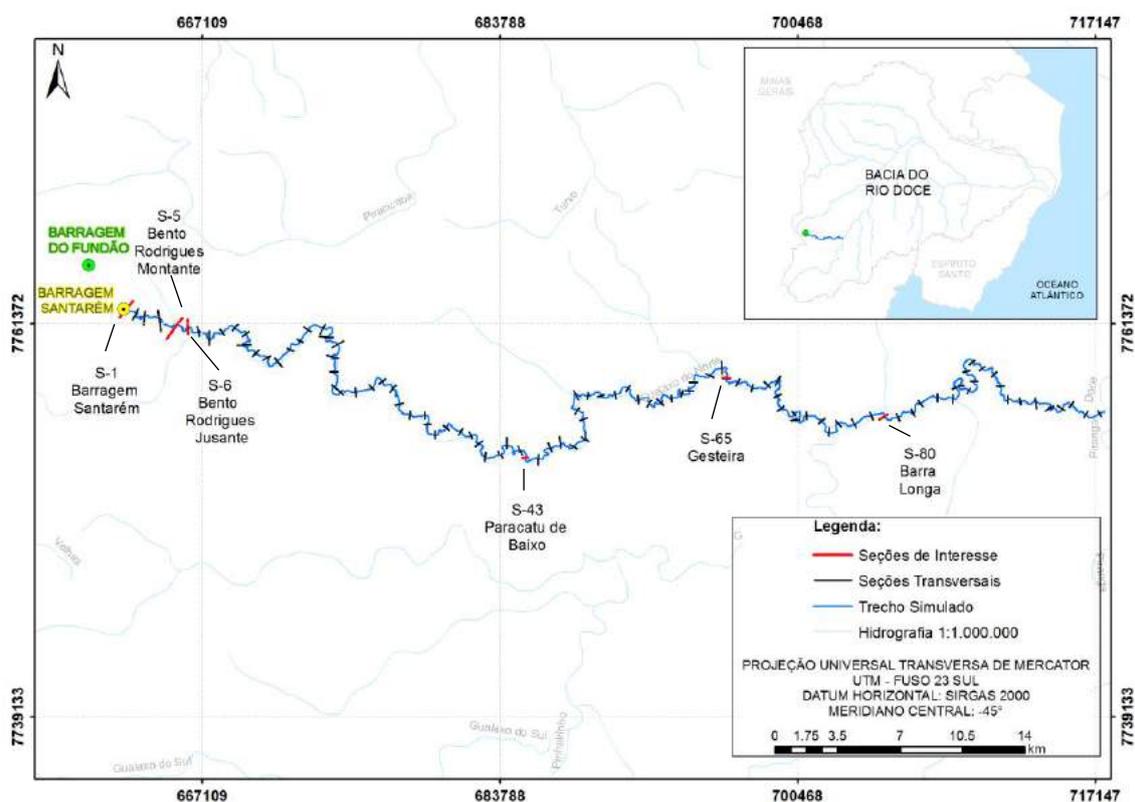


Figura 4.7 Posicionamento das seções transversais ao longo do trecho simulado (Fonte: a autora)

- Coeficiente de rugosidade de *Manning* – n

Os coeficientes de rugosidade de *Manning* foram atribuídos a partir de valores reportados em bibliografia, considerando-se o julgamento de engenharia aplicado às variações da cobertura vegetal mapeada e à visita de campo realizada.

Em um modelo bidimensional, o coeficiente de rugosidade é atribuído à malha de cálculo através de um *shapefile* de polígonos, onde cada polígono representa um tipo de uso e ocupação do solo (Figura 4.8). Neste trabalho, o arquivo de delimitação (*shapefile*) foi gerado através da classificação supervisionada de imagens do satélite Landsat8 anteriores ao acidente com a barragem do Fundão. Tal procedimento foi realizado dentro do QGIS através do complemento *Semi-Automatic Classification Plugin* (SCP). Em uma classificação supervisionada, informa-se, ao algoritmo de classificação do solo, a localização de amostras do terreno onde se encontra cada tipo de uso e ocupação do solo, para que o algoritmo possa estender a análise para todo o terreno.

A Tabela 4.5 apresenta os valores de coeficiente de rugosidade de *Manning* utilizados nos 12 modelos simulados no modelo RiverFlow2D.

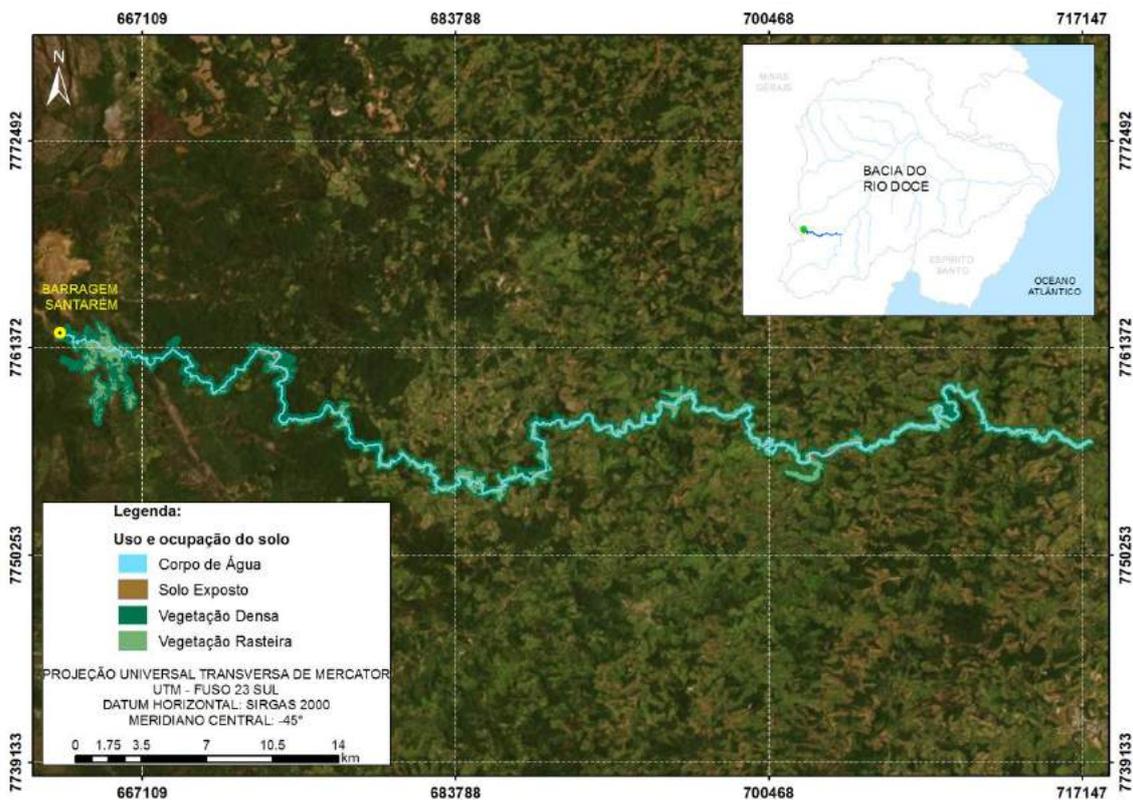


Figura 4.8 Delimitação de uso e ocupação do solo do trecho simulado (Fonte: a autora)

Tabela 4.6 Coeficientes de rugosidade de *Manning* utilizados nas simulações do modelo RiverFlow2D

<b>Tipo de solo</b>	<b>Número de <i>Manning</i> - n</b>
Corpo de Água	0,025
Solo Exposto	0,030
Vegetação Densa	0,080
Vegetação Rasteira	0,045

- Características do fluido escoado

No modelo RiverFlow2D, diferentemente dos modelos HEC-RAS 1D e HEC-RAS 2D, é possível simular fluidos newtonianos e não-newtonianos. Quando se deseja simular um fluido newtoniano, não há necessidade de inserção de parâmetros no modelo, pois este já os incorpora de forma automática. Por outro lado, para simulação de fluidos não-newtonianos, é necessária a inserção dos parâmetros reológicos do fluido. Neste trabalho, foram simulados seis cenários considerando fluidos newtonianos (água) e seis considerando fluidos não newtonianos (rejeitos).

Os escoamentos em estados hiperconcentrados, tal como o fluxo de rejeitos, correspondem a escoamentos não-newtonianos, cujas tensões de cisalhamento não são linearmente proporcionais à taxa de deformação. Além das tensões ordinárias atribuídas à viscosidade e à turbulência nos fluidos não-newtonianos, a interação entre água e rejeitos, o atrito das partículas com os limites do canal e a colisão de materiais suspensos (tensão dispersiva) constituem fatores que se contrapõem ao movimento e devem ser considerados.

Pautada pela caracterização dos escoamentos realizada por O'BRIEN *et al.* (1993), a parametrização reológica do material propagado levou em consideração a concentração volumétrica ( $C_v$ ) do hidrograma de ruptura em todo o trecho simulado.

No presente estudo, a concentração volumétrica do hidrograma de ruptura foi calculada por meio da razão entre o volume total de sólidos armazenados na barragem e o somatório do volume total (água + sólidos) armazenados na barragem e do volume total de água em todo o trecho simulado. A partir do cálculo da concentração volumétrica e da massa específica ponderada dos rejeitos, RIBEIRO (2015) propõe, através de ensaios de palheta e palheta coaxial, curvas para a definição da viscosidade dinâmica e da tensão de escoamento, respectivamente.

A Tabela 4.6 apresenta os parâmetros reológicos considerados, neste estudo, para o fluido hiperconcentrado propagado.

Tabela 4.7 Parâmetros reológicos considerados no modelo RiverFlow2D

<b>Massa específica ponderada <math>\rho</math> (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Concentração volumétrica <math>C_v</math> ponderada</b>	<b>Tensão de escoamento <math>T_y</math> (Pa)</b>	<b>Viscosidade dinâmica <math>\mu</math> (Pa.s)</b>
1599,42	0,23	20,94	0,16

Ainda que os valores de concentração volumétrica apresentem variações ao longo do curso de água, os valores apresentados na Tabela 4.6 foram utilizados para a definição dos parâmetros de resistência ao escoamento em todo o trecho simulado.

De acordo com a classificação qualitativa apresentada por O'BRIEN *et al.* (1993), os escoamentos hiperconcentrados decorrentes da ruptura da barragem do Fundão apresentam características de uma corrida de detritos (*mudflood*).

- Passo de tempo da solução computacional

O método de solução do modelo RiverFlow2D utiliza passos de tempo variáveis, que são proporcionais ao tamanho dos elementos e inversamente proporcionais à velocidade e à profundidade do escoamento. Elementos menores levam a menores intervalos de tempo, enquanto velocidades e profundidades de escoamento menores levam a passos de tempo maiores. O passo de tempo adotado pelo modelo é sempre controlado pela condição de *Courant*.

#### 4.4.2 MODELO HEC-RAS 1D

O cenário 13 apresentado na Tabela 4.2 foi simulado no modelo HEC-RAS 1D em sua versão 5.0.7. A seguir, serão especificadas as condições iniciais e de contorno inseridas neste modelo, bem como as especificações e os parâmetros utilizados na simulação.

- Condição de contorno de montante

Como condição de contorno de montante do cenário 13, foi utilizado o hidrograma modelado no *software* HEC-HMS com tempo de abertura de brecha igual a 15 minutos.

- Condição de contorno de jusante

No cenário 13 simulado no modelo HEC-RAS 1D, assim como nos cenários 1 a 12, foi adotado, como condição de contorno de jusante, a declividade normal em uma seção transversal localizada imediatamente a jusante do trecho final de simulação, correspondente a 0,35%.

- Condições iniciais

Como condições iniciais no modelo 13, utilizaram-se as vazões  $Q_{MLT}$  regionalizadas para os 32 pontos de vazão incremental apresentados no item 4.3.2, para que o modelo pudesse calcular a declividade da linha de água em todo trecho simulado.

- Seções transversais

Um modelo unidimensional representa o MDE a partir de informações altimétricas contidas em perfis transversais ao longo do trecho simulado, chamados de seções transversais. As seções transversais inseridas no cenário 13 simulado no modelo HEC-RAS 1D foram construídas a partir da ferramenta HEC-GeoRAS presente dentro do ArcGIS, e estão apresentadas na Figura 4.7. Tais seções foram exportadas e puderam ser interpoladas no modelo HEC-RAS 1D, de forma a representar, com certa fidelidade, o terreno na região em estudo. É válido ressaltar que, para melhor representar a região, as seções foram posicionadas em pontos importantes de mudança de seção hidráulica, bem como com espaçamentos razoáveis para a extensão deste estudo, de aproximadamente 1 km.

Os cursos de água afluentes ao trecho simulado foram, em algumas regiões, representados geometricamente através do prolongamento das seções transversais, porém não foram realizadas modelagens hidráulico-hidrológicas desses cursos de água e suas respectivas bacias afluentes, pois a magnitude das vazões desses tributários foi considerada relativamente insignificante quando comparadas à onda de cheia resultante do rompimento da barragem do Fundão. Além disso, o modelo HEC-RAS 1D não seria capaz de simular o remanso nesses tributários.

Neste *software*, as seções transversais representam também as localidades para as quais se extraem os resultados das simulações.

- Coeficiente de rugosidade de *Manning* –  $n$

A inserção dos coeficientes de rugosidade em cada seção transversal foi realizada por meio da ferramenta Hec-GeoRAS. Os valores do coeficiente de rugosidade de *Manning* adotados para o cenário 13 foram os mesmos adotados para as simulações de 1 a 12 descritos na Tabela 4.5, advindos da configuração (*shapefile*) apresentada na Figura 4.8.

- Características do fluido escoado

No modelo HEC-RAS 1D, somente é possível modelar o escoamento de fluido aquoso, não sendo necessária, então, a caracterização do sedimento.

- Passo de tempo da solução computacional

O passo de tempo computacional utilizado para a simulação 13 foi de 10 segundos, valor escolhido de forma a atender à condição de *Courant* e garantir o desempenho da simulação, frente à sua extensão e complexidade.

#### 4.4.3 MODELO HEC-RAS 2D

O cenário 14, apresentado na Tabela 4.2, foi simulado no modelo HEC-RAS 2D em sua versão 5.0.7. A seguir, serão especificadas as condições iniciais e de contorno inseridas nesse modelo, bem como as especificações e parâmetros utilizados na simulação.

- Condição de contorno de montante

Como condição de contorno de montante do cenário 14, foi utilizado o hidrograma modelado no *software* HEC-HMS com tempo de abertura de brecha igual a 15 minutos.

- Condição de contorno de jusante

Para este cenário, assim como nos cenários de 1 a 13, foi adotada, como condição de contorno de jusante, a declividade normal em uma seção transversal localizada imediatamente a jusante do trecho final de simulação, correspondente a 0,35%.

- Condições iniciais

Como condições iniciais no cenário 14, objetivava-se utilizar as mesmas vazões  $Q_{MLT}$  regionalizadas para os 32 pontos de vazão incremental apresentados no item 4.3.2, e utilizadas nos modelos 1 a 13, porém foi constatada uma limitação do *software*, o que

impediu a inserção de pontos de vazão em marcha no cenário 14. Para que a simulação pudesse ser realizada, optou-se, então, por inserir a vazão acumulada correspondente ao ponto mais a jusante do trecho simulado, igual a 44,82 m<sup>3</sup>/s, no ponto mais a montante da malha de cálculo. As consequências dessa limitação do modelo HEC-RAS 2D e da decorrente utilização de uma única vazão como condição de contorno inicial serão avaliadas no Capítulo 5 desta dissertação.

- Malha de cálculo

A malha de cálculo construída para o cenário 14 seguiu os mesmos critérios que as malhas construídas no modelo RiverFlow2D, e apresentados na Tabela 4.3.

A Figura 4.9 ilustra a malha de cálculo na região do distrito de Paracatu de Baixo, e a Tabela 4.7 mostra as suas características.

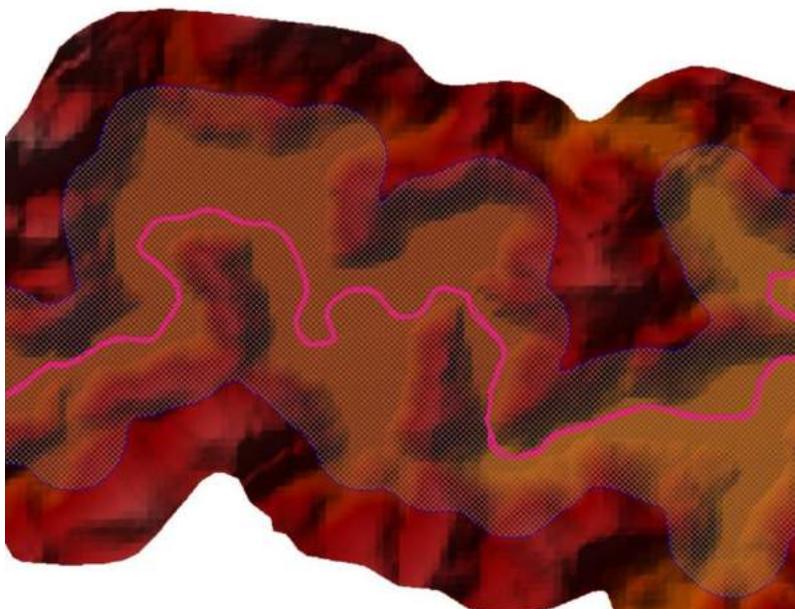


Figura 4.9 Malha de cálculo construída no HEC-RAS 2D (Fonte: a autora)

Tabela 4.8 Características da malha de cálculo do HEC-RAS 2D

<b>Número de elementos</b>	<b>Média do tamanho dos elementos (m<sup>2</sup>)</b>
684.971	93,75

- Seções transversais

As seções transversais no modelo HEC-RAS 2D, assim como no modelo RiverFlow2D, somente são utilizadas para a extração dos resultados. As seções transversais utilizadas para extrair os resultados do cenário 14 foram as mesmas

apresentadas na Figura 4.7 para garantir que, em todos os cenários simulados, e independentemente do *software* utilizado, os resultados fossem extraídos exatamente nos mesmos pontos.

- Coeficiente de rugosidade de *Manning* –  $n$

Os coeficientes de rugosidade de *Manning* adotados para o cenário 14 foram os mesmos adotados para as simulações 1 a 13, descritos na Tabela 4.5, advindos do arquivo de delimitação (*shapefile*) apresentado na Figura 4.8.

- Características do fluido escoado

O modelo HEC-RAS 2D, assim como o modelo HEC-RAS 1D, é somente capaz de modelar o escoamento de fluido aquoso, não sendo necessária, portanto, a caracterização do fluido.

- Passo de tempo da solução computacional

O passo de tempo computacional utilizado na simulação 14 foi de 5 segundos, de forma a atender ao mesmo critério utilizado no cenário 13, de atendimento à condição de *Courant* e garantia de desempenho da simulação.

## 4.5 GERAÇÃO DOS MAPAS DE INUNDAÇÃO

Depois de realizadas as 14 simulações descritas, seus resultados puderam ser exportados para o ambiente GIS, para que pudessem ser pós-processados. Foram construídos, então, mapas de inundação de forma a representar a extensão máxima da inundação. Todos os mapas gerados, nesta dissertação, foram construídos no ArcGIS, com o auxílio de suas diversas ferramentas.

## 4.6 AQUISIÇÃO E TRATAMENTO DAS IMAGENS LANDSAT8 E DELIMITAÇÃO DA ENVOLTÓRIA DA INUNDAÇÃO OBSERVADA

Para delimitação da envoltória de inundação máxima real decorrente do rompimento da barragem do Fundão, foi selecionada uma imagem do satélite Landsat8 do dia 12 de novembro de 2015, uma semana após o acidente, considerando a menor cobertura de nuvens possível. A imagem foi adquirida através do portal *Earth Explorer*, do serviço geológico dos Estados Unidos (USGS).

A Tabela 4.8 apresenta as informações sobre a referida imagem, e a Figura 4.10 ilustra sua localização.

Tabela 4.9 Características da imagem Ladsat8 adquirida

ID	Data da imagem	Órbita	Ponto
LC08_L1TP_217074_20151112_01_T1	12/11/2015	217	74

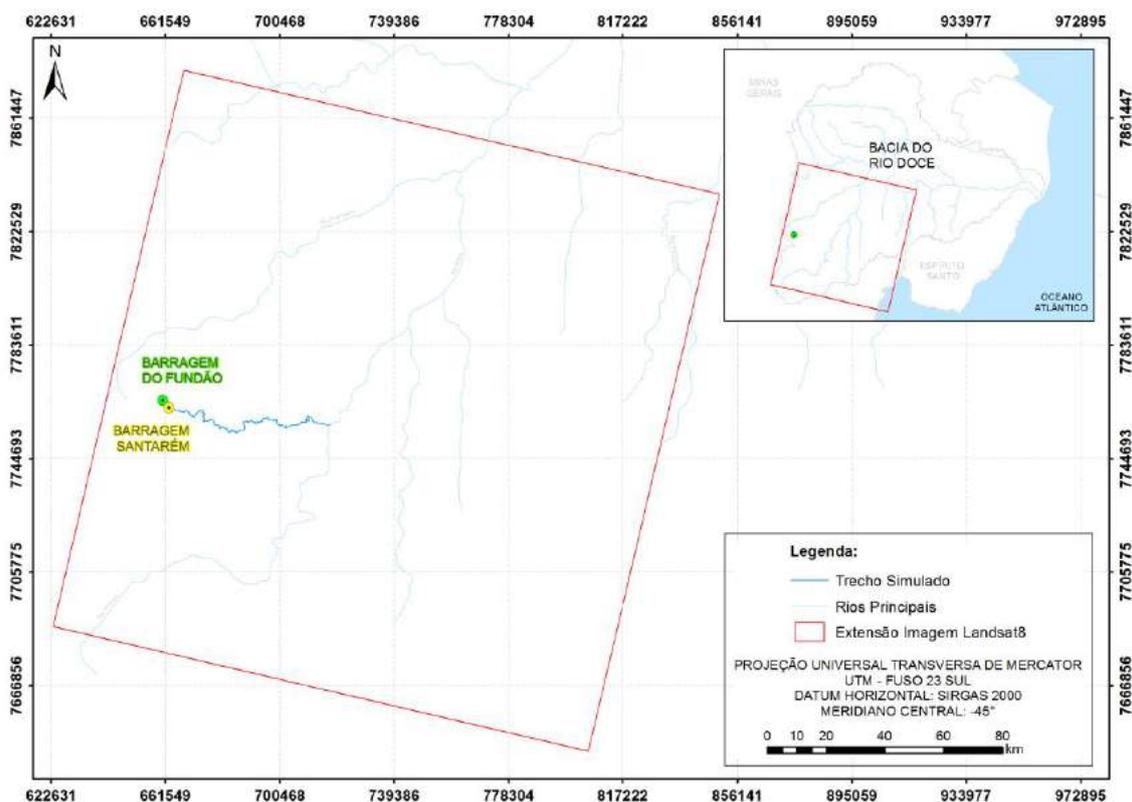


Figura 4.10 Localização da imagem Landsat8 adquirida (Fonte: a autora)

Após a aquisição, a imagem foi georreferenciada e composta segundo a composição de cores verdadeiras RGB (bandas 4, 3 e 2). Prosseguiu-se, então, para a correção atmosférica através da técnica *Dark Object Subtraction 1* (DOS 1).

De acordo com BATISTA & DIAS (2015), a atmosfera pode afetar a natureza das imagens de sensoriamento remoto de diversas maneiras. Sendo assim, os processos de correções atmosféricas são considerados essenciais para o processamento de imagens orbitais, pois buscam minimizar a influência dos fatores que compõem a atmosfera terrestre, melhorando a qualidade das informações contidas nas imagens.

O procedimento de correção atmosférica DOS 1 foi realizado na imagem Landsat8 dentro do *software* QGIS, através do complemento *Semi-Automatic Classification Plugin* (SCP), de forma automatizada.

Após o pré-processamento da imagem, foi possível delimitar a envoltória da inundação observada através das marcas deixadas pela passagem da onda de cheia em cada localidade. Tal procedimento foi realizado de maneira minuciosa, de modo a representar, da forma mais próxima possível à realidade, o rastro deixado pela passagem da onda.

#### 4.7 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DAS SIMULAÇÕES

Conforme descrito anteriormente, os resultados das simulações realizadas para todos os cenários de modelagem foram avaliados em termos da comparação entre as áreas inundadas observada e modelada através dos fatores de desempenho viés,  $F^2$ ,  $F^3$  e  $F^4$ . Esses fatores foram escolhidos dentre os apresentados na Tabela 2.18 por serem atualmente utilizados para avaliação do desempenho de simulações hidrodinâmicas de rompimento de barragens de rejeitos, tendo sido utilizados e avaliados por ROCHA (2015) e MACHADO (2017).

Para a realização da avaliação dos modelos de forma objetiva, foi aplicada a análise pixel-a-pixel, denominada comparação binária, proposta por ARONICA *et al.* (2002), HUNTER *et al.* (2005), WERNER *et al.* (2005) e PAPPENBERGER *et al.* (2007), segundo a qual as possíveis combinações, para cada uma das células da área de interesse, são previstas de acordo com a Tabela 4.9.

Tabela 4.10 Combinações possíveis em uma classificação binária

<b>Combinações</b>	<b>Presente na observação</b>	<b>Ausente na observação</b>
<b>Presente no modelo</b>	A	B
<b>Ausente no modelo</b>	C	D

A Tabela 4.10, compilada a partir dos estudos de HUNTER *et al.* (2005) e SCHUMANN *et al.* (2009), mostra as características de cada um dos indicadores de desempenho avaliados neste trabalho.

Tabela 4.11 Indicadores de desempenho binários para utilização em estudos de inundação

<b>Indicador de desempenho</b>	<b>Significado</b>	<b>Equação</b>	<b>Intervalo</b>
Viés	Balanço entre sub e superestimativa	$\frac{A + B}{A + C}$	$(0, \infty)$ - igual a 1 para uma previsão correta
F <sup>2</sup>	Índice de sucesso crítico	$\frac{A}{A + B + C}$	(0,1)
F <sup>3</sup>	Penaliza a subestimativa da envoltória da inundação	$\frac{A - C}{A + B + C}$	(-1,1)
F <sup>4</sup>	Penaliza a superestimativa da envoltória da inundação	$\frac{A - B}{A + B + C}$	(-1,1)

## CAPÍTULO 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os 14 cenários simulados, neste trabalho, estenderam-se desde a barragem Santarém até a confluência do rio Doce com o rio Piranga, e foram simulados por 100 horas. Apesar de os modelos terem sido simulados por aproximadamente 100 km de extensão, os resultados serão apresentados com destaque para os primeiros 80 km, em seis seções de interesse, situadas:

- na barragem Santarém (S-1);
- a montante de Bento Rodrigues (S-5, aproximadamente 3 km a jusante da barragem Santarém);
- a jusante de Bento Rodrigues (S-6, aproximadamente 5 km a jusante da barragem Santarém);
- em Paracatu de Baixo (S-43, aproximadamente 42 km a jusante da barragem Santarém);
- em Gesteira (S-65, aproximadamente 64 km a jusante da barragem Santarém); e
- em Barra Longa (S-80, aproximadamente 80 km a jusante da barragem Santarém).

Tais seções foram escolhidas estrategicamente em locais onde se apresenta algum registro da passagem da onda de cheia, seja ele um depoimento de morador, uma fotografia, ou alguma informação contida nos relatórios publicados após o acidente.

### 5.1 ANÁLISE DE FORMAÇÃO DA BRECHA E DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA

Conforme descrito no item 4.2, a geometria da brecha foi determinada pela topografia primitiva do vale, através do MDE SRTM (Figura 5.1) e, a partir dela, foram modelados hidrogramas de ruptura no modelo HEC-HMS variando-se o parâmetro de tempo de abertura da brecha entre 5, 10 e 15 minutos. Para tal, restringiu-se a curva cota-volume original do reservatório da barragem do Fundão em aproximadamente 60%. A Figura 5.2 apresenta as curvas cota-volume do reservatório da barragem do Fundão original e de material mobilizado.

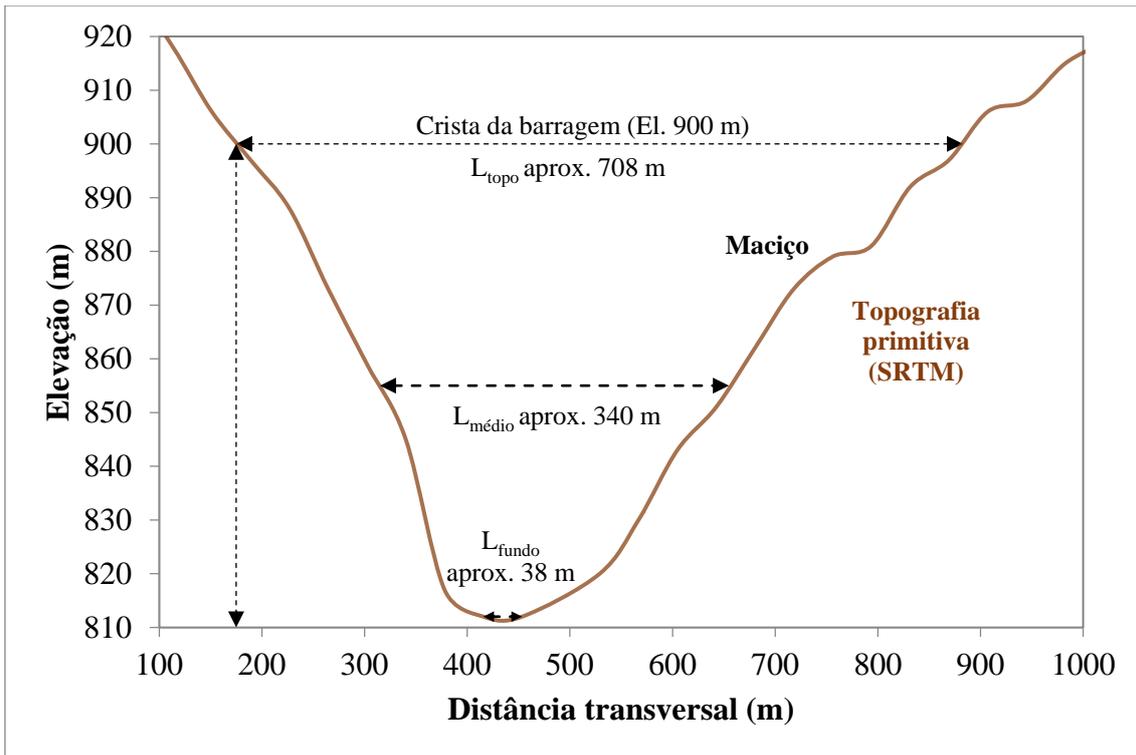


Figura 5.1 Brecha inferida a partir da topografia primitiva (MDE SRTM)

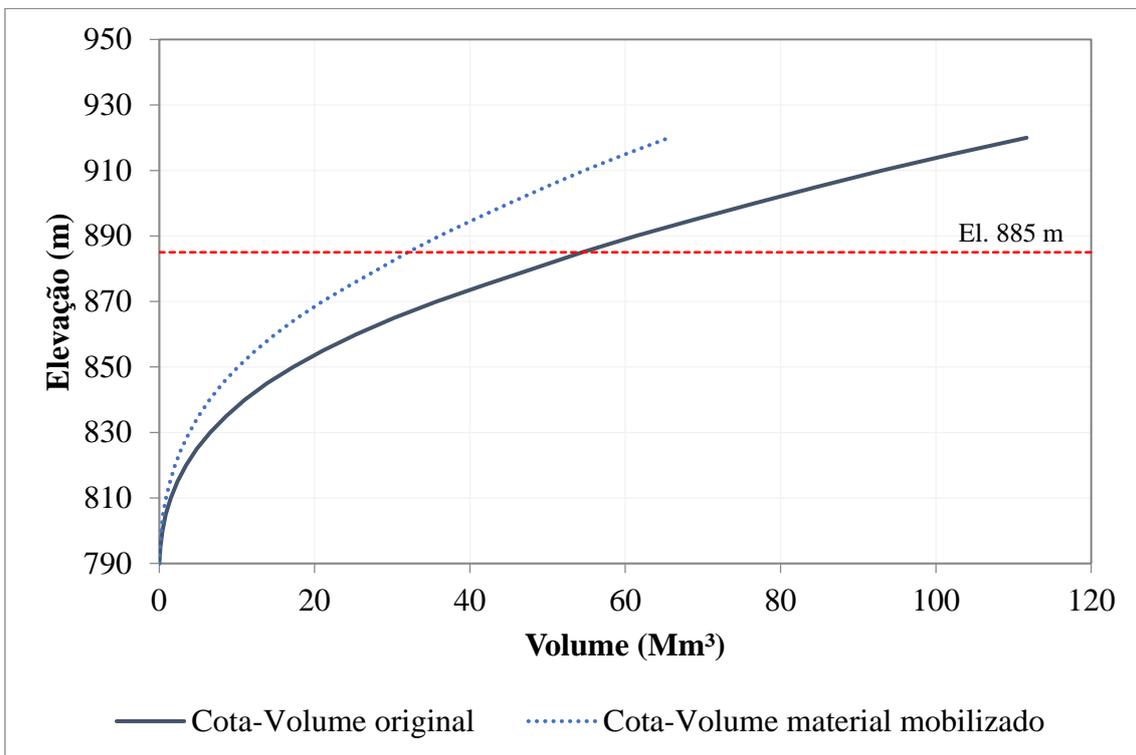


Figura 5.2 Curvas cota-volume original e restringida do reservatório da barragem do Fundão

O conjunto formado pela Figura 5.3, pela Figura 5.4 e pela Figura 5.5 apresenta os hidrogramas de ruptura da barragem do Fundão resultantes das simulações no modelo HEC-HMS.

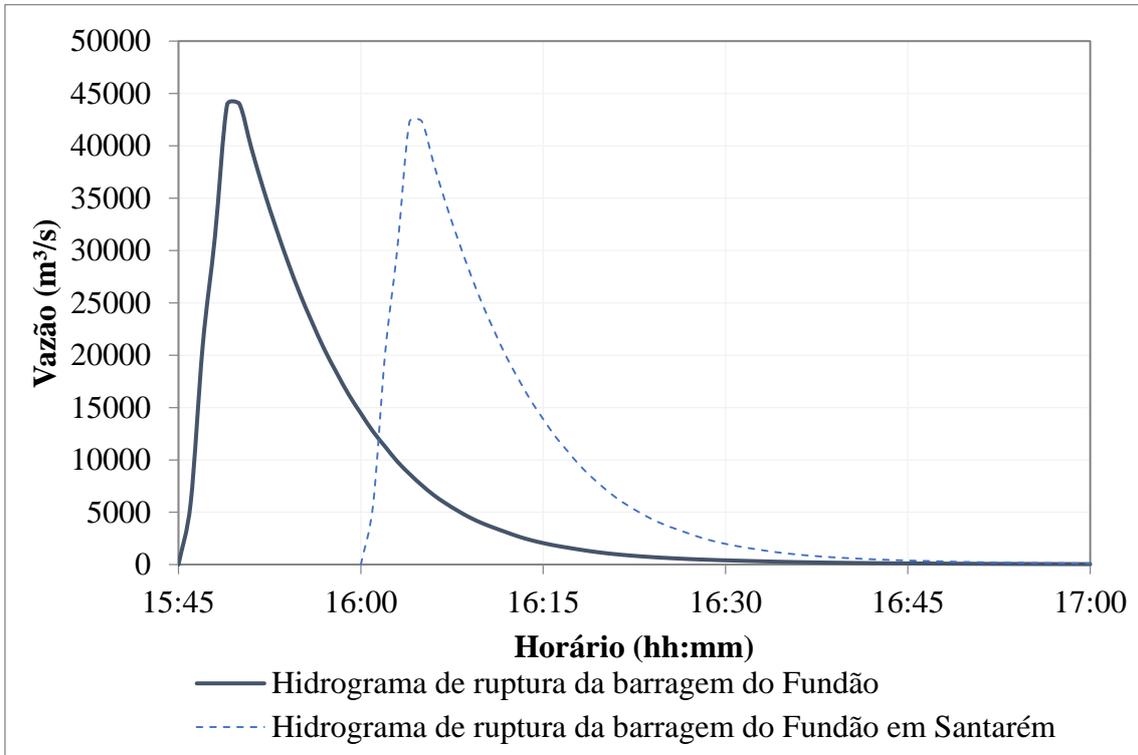


Figura 5.3 Hidrogramas de ruptura considerando tempo de abertura da brecha de 5 minutos

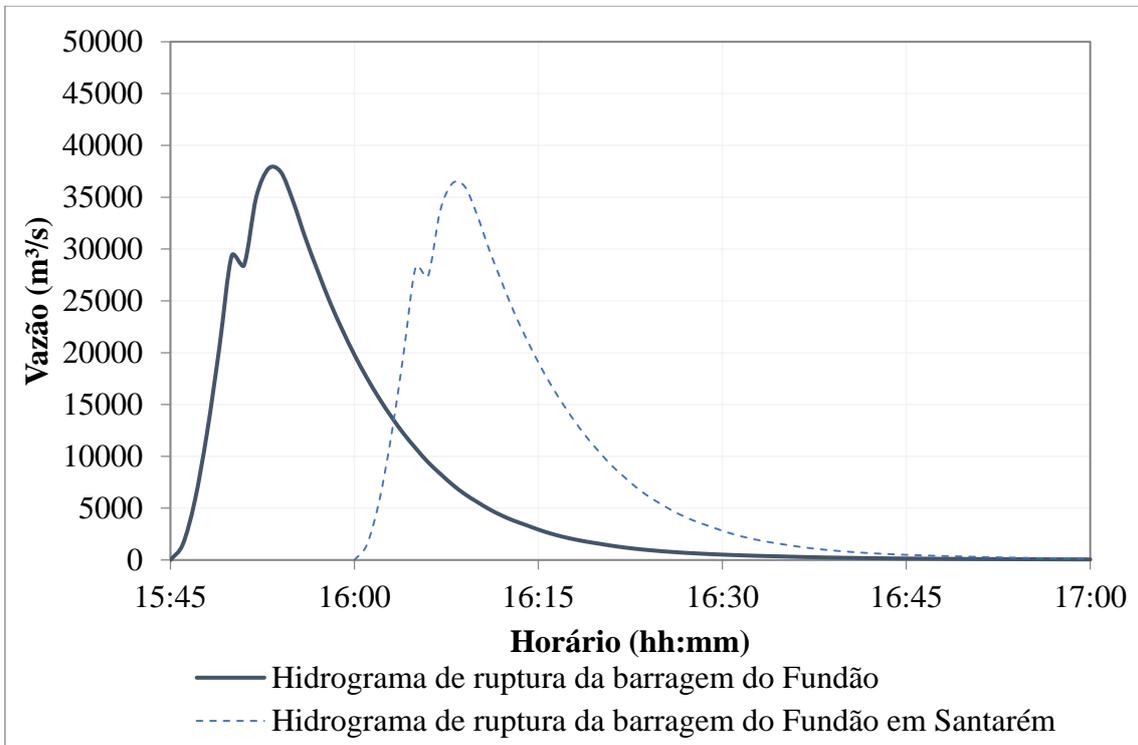


Figura 5.4 Hidrogramas de ruptura considerando tempo de abertura da brecha de 10 minutos

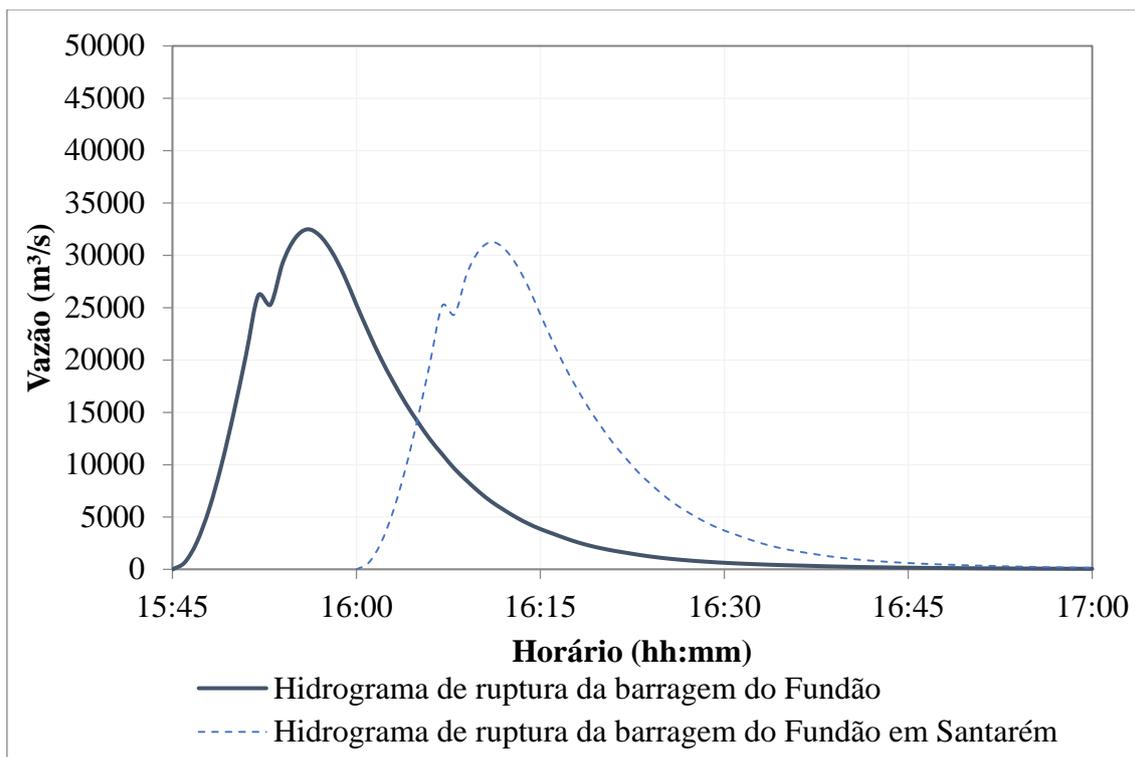


Figura 5.5 Hidrogramas de ruptura considerando tempo de abertura da brecha de 15 minutos

A Figura 5.2 permite observar que, para a curva cota-volume original da barragem do Fundão, na El. 885 m, na qual se encontravam os rejeitos no reservatório no momento da ruptura, obtém-se o valor de aproximadamente 54 Mm<sup>3</sup> de armazenamento, volume que se encontrava no reservatório no momento do acidente, enquanto, na curva de material mobilizado, essa elevação corresponde a um volume de 32 Mm<sup>3</sup>, volume esse que foi efetivamente despreendido do reservatório no evento do rompimento.

A partir dos hidrogramas modelados, apresentados na Figura 5.3, na Figura 5.4 e na Figura 5.5, nota-se que, quanto maior o tempo de abertura da brecha, menor é o valor da vazão de pico do hidrograma resultante. A alteração no parâmetro de tempo de abertura da brecha modificou, então, a forma do hidrograma resultante, sem modificar seu volume.

## 5.2 CARACTERIZAÇÃO DO VALE A JUSANTE DA BARRAGEM

### 5.2.1 CARACTERIZAÇÃO TOPOGRÁFICA

Para este trabalho, foram tratados dois modelos digitais de elevação SRTM com resolução de 30 m. Em um deles, corrigiu-se o perfil longitudinal para eliminação de ruídos, regularizando, então, o fundo do vale, e, no outro, além da regularização do

fundo, foi inserida uma calha típica nos cursos de água. A Figura 5.6 mostra o perfil longitudinal do trecho simulado antes e após a correção dos ruídos, e a Figura 5.7 ilustra a seção S-43, localizada em Paracatu de Baixo, representada nos dois MDEs gerados.

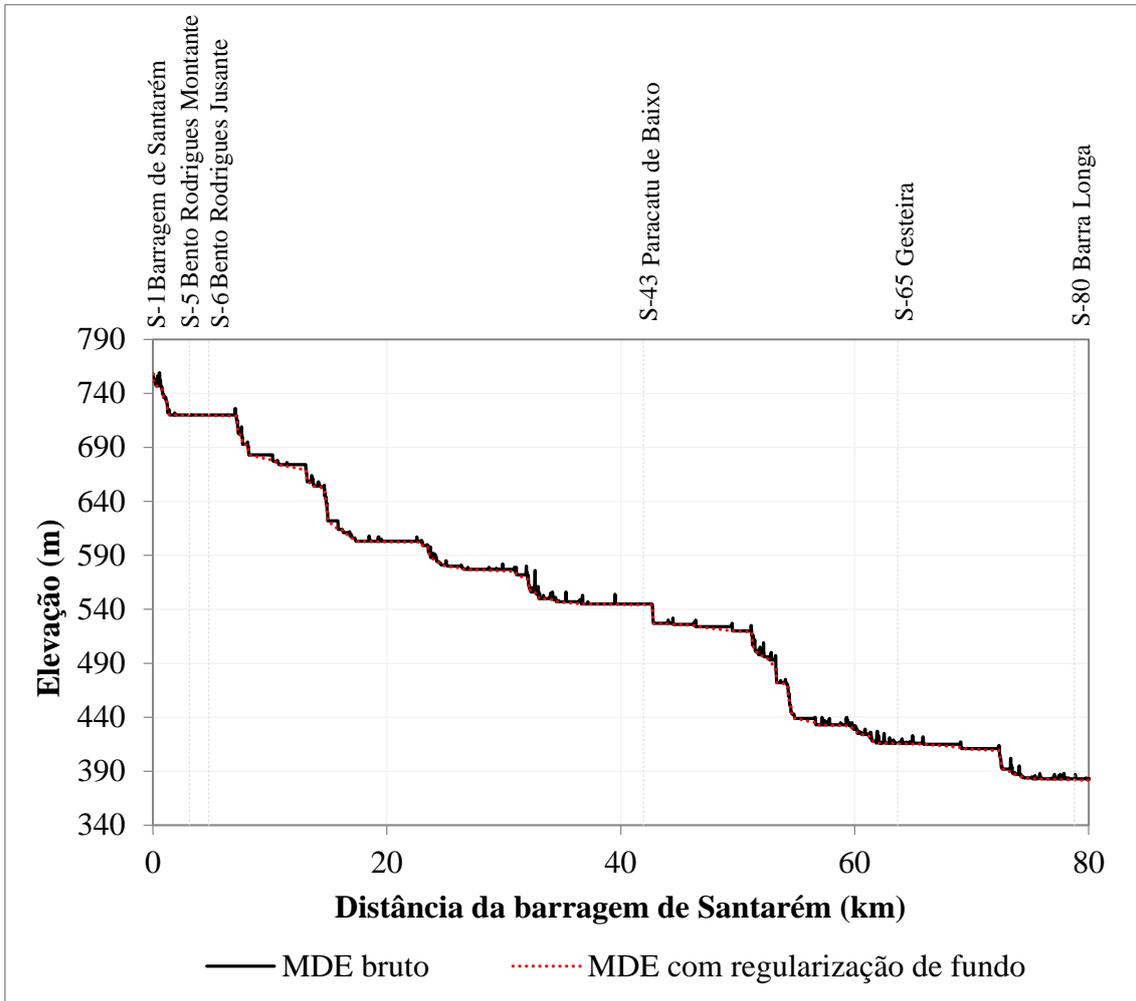
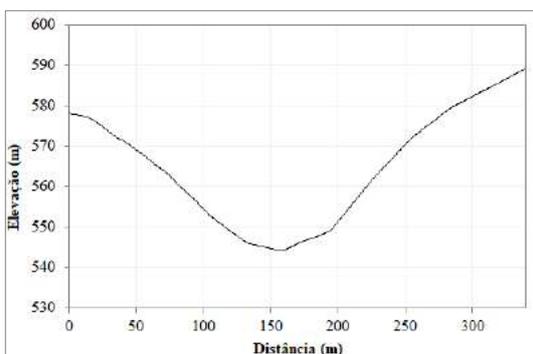
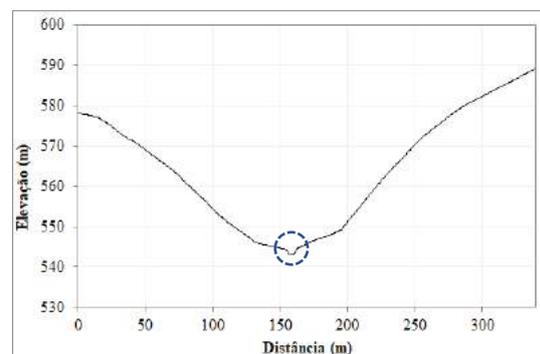


Figura 5.6 Representação do MDE com e sem regularização de fundo



(a) Seção S-43 no MDE com regularização de fundo



(b) Seção S-43 no MDE com regularização de fundo e inserção de calha

Figura 5.7 Representação da seção S-43 nos MDEs sem (a) e com a calha inserida (b)

## 5.2.2 CARACTERIZAÇÃO HIDROLÓGICA

A análise das 11 estações fluviométricas apresentadas no item 4.3.2, em termos da vazão média de longo termo ( $Q_{MLT}$ ), demonstrou que cinco delas apresentam boa correlação entre si (Figura 5.8). São elas: Porto Firme, Ponte Nova – Jusante, Fazenda Paraíso, Acaiaca – Jusante e Fazenda Ocidente.

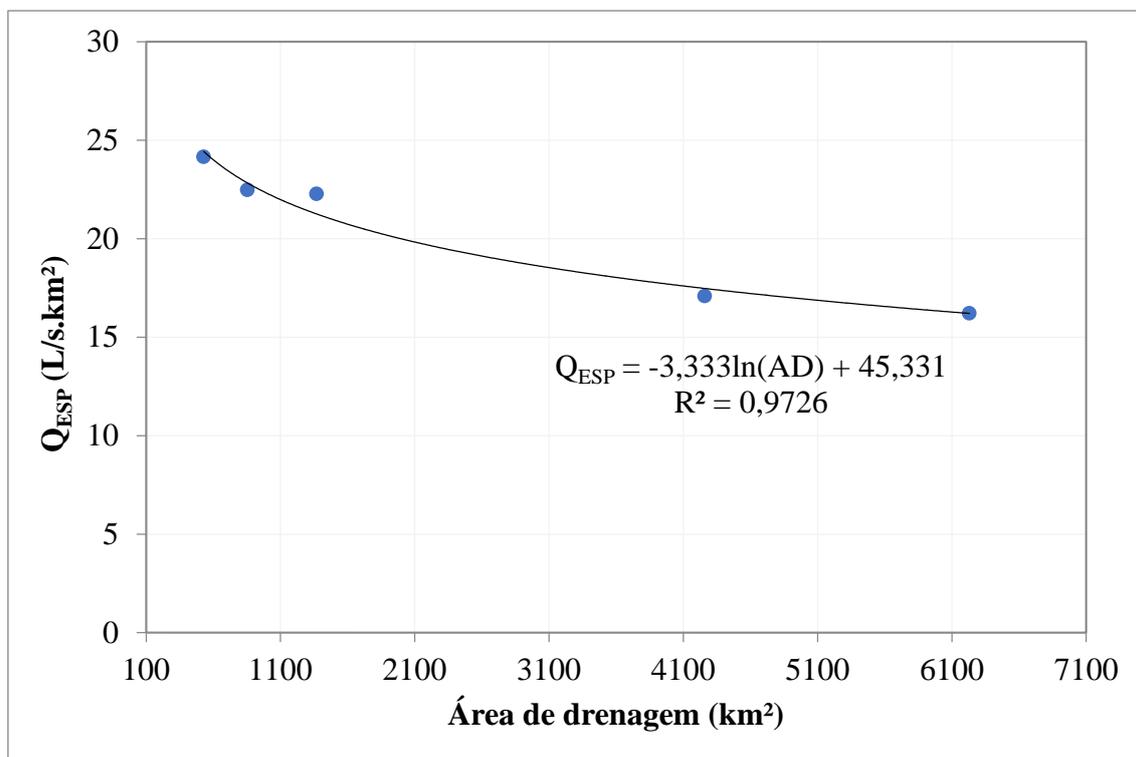


Figura 5.8 Curva de regionalização de vazões específicas em termos da  $Q_{MLT}$

A partir da curva de regionalização apresentada, foi possível obter a vazão média de longo termo para cada um dos 13 pontos de regionalização, conforme apresentado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 Vazão média de longo termo para os pontos de regionalização

Ponto de regionalização	Área de drenagem ( $km^2$ )	$Q_{ESP}$ ( $L.s^{-1}.km^{-2}$ )	$Q_{MLT}$ ( $m^3/s$ )
1	131,00	29,08	3,8
2	174,41	28,13	4,9
3	352,81	25,78	9,1
4	423,75	25,17	10,7
5	456,71	24,92	11,4
6	535,93	24,39	13,1
7	576,18	24,15	13,9

Tabela 5.2 Vazão média de longo termo para os pontos de regionalização - Continuação

Ponto de regionalização	Área de drenagem (km <sup>2</sup> )	Q <sub>ESP</sub> (L.s <sup>-1</sup> .km <sup>-2</sup> )	Q <sub>MLT</sub> (m <sup>3</sup> /s)
8	2056,80	19,90	40,9
9	2065,10	19,89	41,1
10	2141,37	19,77	42,3
11	2153,91	19,75	42,5
12	2232,83	19,63	43,8
13	2293,92	19,54	44,8

Após a determinação da vazão Q<sub>MLT</sub> para cada um dos pontos de regionalização, essas vazões foram distribuídas em marcha ao longo de 32 pontos de vazão incremental, linearmente distribuídos ao longo do trecho modelado, conforme apresentado na Tabela 5.2. A localização dos pontos de vazão incremental foi apresentada na Figura 4.5.

Tabela 5.3 Vazão média de longo termo para os pontos de vazão incremental

Ponto de vazão incremental	Vazão acumulada Q <sub>MLT</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Vazão incremental Q <sub>MLT</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	3,8	3,8
2	4,9	1,1
3	5,3	0,4
4	5,7	0,4
5	6,2	0,4
6	6,6	0,4
7	7,0	0,4
8	7,4	0,4
9	7,8	0,4
10	8,3	0,4
11	8,7	0,4
12	9,1	0,4
13	10,7	1,6
14	10,9	0,2
15	11,1	0,2
16	11,4	0,2
17	13,1	1,7
18	13,3	0,2
19	13,5	0,2
20	13,7	0,2
21	13,9	0,2
22	40,9	27,0

Tabela 5.4 Vazão média de longo termo para os pontos de vazão incremental - Continuação

Ponto de vazão incremental	Vazão acumulada QMLT(m <sup>3</sup> /s)	Vazão incremental QMLT(m <sup>3</sup> /s)
23	41,1	0,1
24	42,3	1,3
25	42,4	0,1
26	42,5	0,1
27	43,8	1,3
28	44,0	0,2
29	44,2	0,2
30	44,4	0,2
31	44,6	0,2
32	44,8	0,2

### 5.3 PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA

#### 5.3.1 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

A análise de sensibilidade local denominada *One-At-a-Time* será realizada a partir dos cenários de 1 a 13 simulados no modelo RiverFlow2D segundo os parâmetros e condições de contorno apresentados no item 4.4.1. De acordo com a metodologia, os resultados a seguir ilustrados serão apresentados de forma a fixar duas das variáveis em estudo, para possibilitar a análise da influência da alteração da terceira.

À medida que as variáveis forem sendo analisadas, elas serão fixadas para as análises seguintes, até a definição de um cenário com bom desempenho, e que possa ser simulado nos *softwares* HEC-RAS 1D e HEC-RAS 2D, devido às suas limitações, de forma a comparar os resultados obtidos nos três *softwares*. Essa análise comparativa será apresentada no item 5.3.2.

As variáveis estudadas para análise de sensibilidade, nesta dissertação, foram:

1. inserção ou não da calha nos cursos de água;
2. propagação de fluido newtoniano ou não-newtoniano; e
3. hidrograma de ruptura de acordo com a variação do parâmetro tempo de abertura da brecha entre 5, 10 e 15 minutos.

As Figuras 5.9 e 5.10 apresentam os resultados da variação da inserção ou não de calha nos cursos de água a partir da comparação entre os modelos RF-SC-N-10 e RF-CC-N-10 em termos da profundidade máxima da inundação e do tempo de chegada da onda, respectivamente.

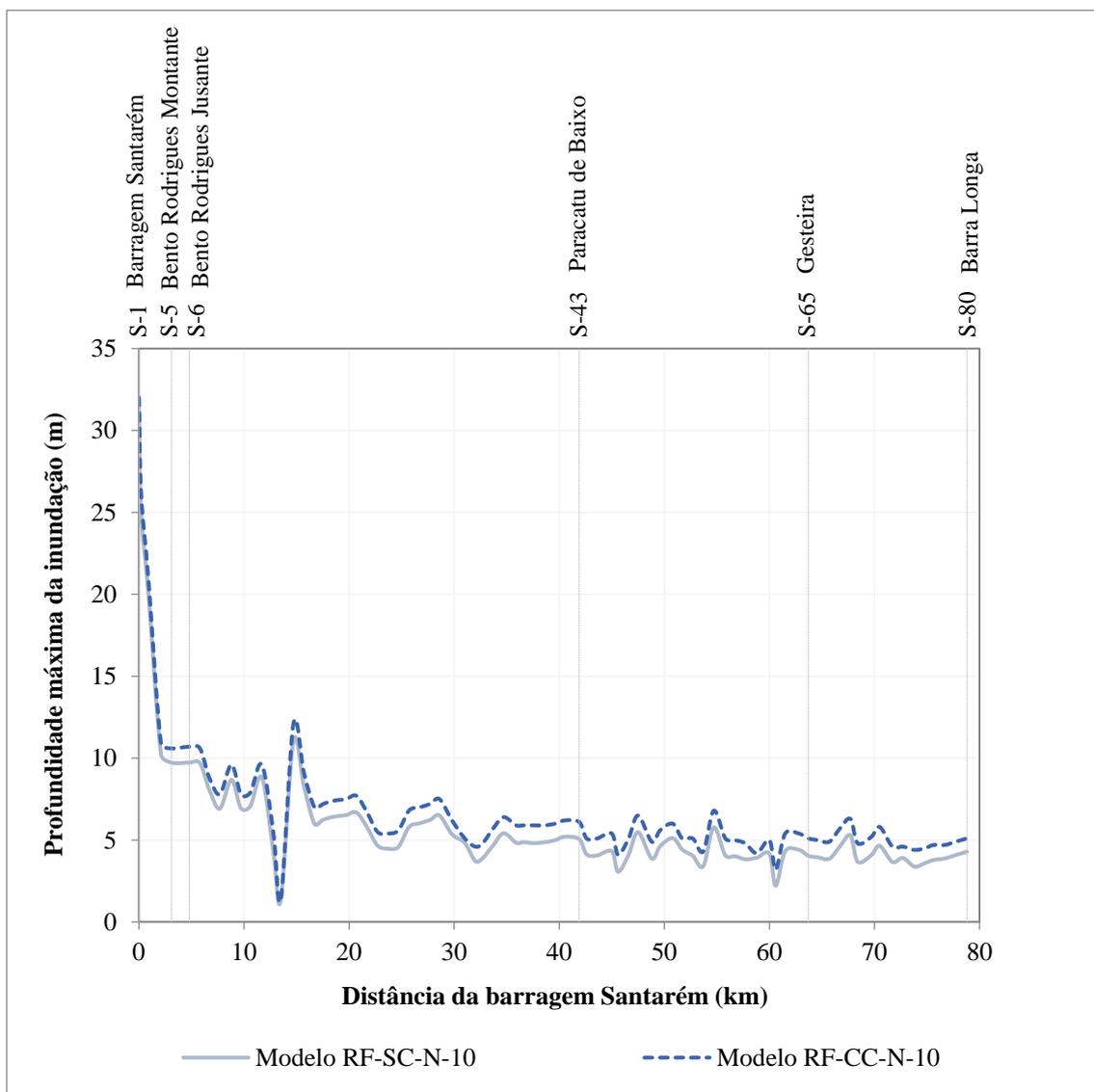


Figura 5.9 Resultados dos cenários RF-SC-N-10 e RF-CC-N-10 em termos da profundidade máxima da inundação

A partir dos resultados apresentados na Figura 5.9, é possível inferir que, em termos da profundidade máxima da inundação, a inserção ou não da calha nos cursos de água, no geral, resultou em diferenças da ordem de grandeza da profundidade da calha inserida. Em outras palavras, neste estudo, como a calha típica inserida apresentava 1 m de profundidade, o modelo RF-CC-N-10 apresentou profundidades máximas da

inundação ao longo do trecho simulado aproximadamente 1 m acima que o modelo RF-SC-N-10. Tal fato resultou, também, em uma maior abrangência da mancha de inundação para os casos onde se inseriu a calha nos rios, o que será posteriormente avaliado no item 5.6 através dos índices de desempenho das simulações.

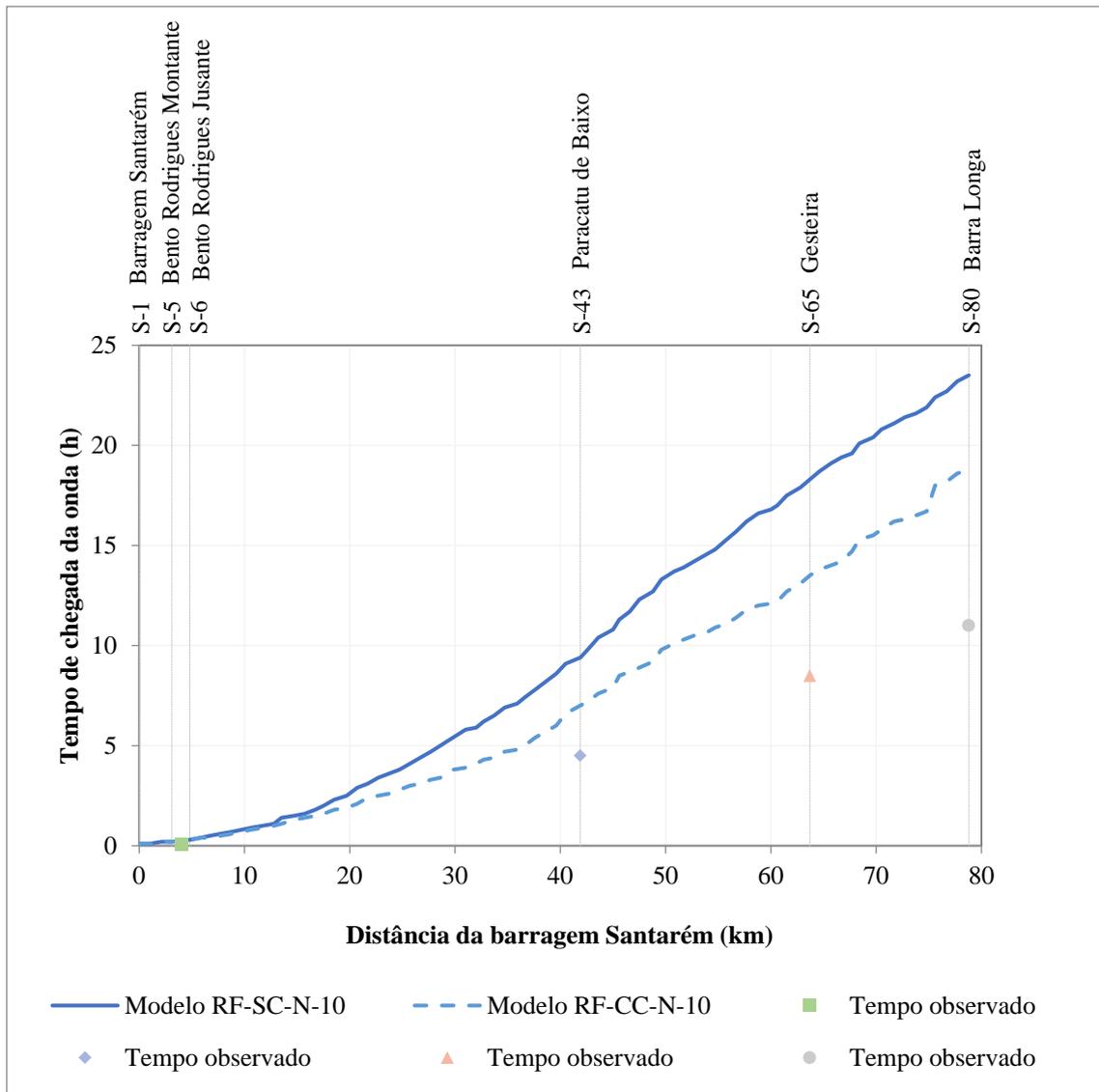


Figura 5.10 Resultados dos cenários RF-SC-N-10 e RF-CC-N-10 em termos do tempo de chegada da onda

A Figura 5.10 apresenta os tempos de chegada da onda observados em cada uma das seções de interesse, o que foi compilado a partir da análise dos diversos relatórios emitidos após o acidente, bem como entrevistas dos moradores divulgadas publicamente. A análise dos resultados apresentados nessa figura permite concluir que, a partir dos 15 primeiros quilômetros de modelagem, em termos do tempo de chegada

da onda em cada seção de interesse, o modelo onde não se inseriu a calha nos cursos de água retardou a chegada da mesma cerca de duas vezes mais que o modelo onde se inseriu a calha nos cursos de água. Tal fato pode ser atribuído à instabilidade do modelo ao propagar a onda de cheia em um terreno seco, além do fato de que a resistência oferecida ao escoamento pelo terreno seco é maior que a resistência da lâmina de água existente quando se preenche a calha dos rios. Nos 15 primeiros quilômetros de simulação, como a lâmina de escoamento é maior, a resistência ao escoamento, representada pelo número de *Manning*, não interfere significativamente na velocidade do escoamento, resultando em tempos de chegada da onda bastante próximos para ambos os cenários.

Os resultados apresentados demonstram, então, que a inserção da calha nos cursos de água é de extrema importância, principalmente no que se refere ao tempo de chegada da onda de cheia, o que está diretamente ligado à segurança da população que habita o vale a jusante. A população do distrito de Paracatu de Baixo, por exemplo, foi atingida pela onda de inundação proveniente da ruptura da barragem do Fundão, segundo relatos, cerca de 4 horas e meia após o acidente, enquanto os cenários simulados no modelo RiverFlow2D apontaram para 9,4 horas para o cenário onde não se inseriu a calha e 7 horas para o cenário onde se inseriu a calha nos cursos de água. Tal fato resulta que a população desse distrito seria de fato atingida pela onda aproximadamente 5 horas e 2,5 horas antes em relação ao que os modelos RF-SC-N-10 e RF-N-CC-10, respectivamente, previram.

Diante do exposto, a partir deste momento, uma vez que o parâmetro inserção de calha nos cursos de água será fixado, serão sempre analisados os cenários onde se inseriu a calha nos rios, já que eles apresentam melhor desempenho no que diz respeito ao tempo de chegada da onda de cheia.

As Figuras 5.11 e 5.12 apresentam os resultados da variação do tipo de fluido escoado, a partir da análise dos cenários RF-CC-N-10 e RF-CC-NN-10, em termos da profundidade máxima da inundação e do tempo de chegada da onda de cheia, respectivamente.

Os resultados apresentados na Figura 5.11 evidenciam que, considerando dois cenários com a inserção da calha nos cursos de água, o tipo de escoamento, seja ele

newtoniano (aquoso) ou não-newtoniano (hiperconcentrado), não interferiu de forma considerável na profundidade máxima da inundação e, por consequência, não interferiu significativamente na abrangência da mancha de inundação.

A partir dos resultados apresentados na Figura 5.12, é possível concluir que o modelo onde se propagou o fluido newtoniano (aquoso) retardou menos o tempo de chegada da onda de cheia a partir dos 25 km de distância da barragem Santarém. Nos 25 primeiros quilômetros do trecho simulado, os cenários apresentaram praticamente o mesmo tempo de chegada da onda, bem próximos ao tempo observado. Tal resultado pode ser atribuído ao fato de que a concentração volumétrica dos sólidos ( $C_v$ ) calculada para todo o trecho, apesar de representar um escoamento *mudflood*, encontra-se no limiar com o escoamento aquoso e, ainda que se tenha utilizado um único valor de  $C_v$  para todo o trecho simulado, o mesmo, à medida que se distancia do reservatório, tende a diminuir, já que o escoamento vai sendo cada vez mais diluído. Além disso, a velocidade de propagação de um fluido viscoso tende a ser menor que a de um fluido não viscoso, já que existem maiores forças resistivas ao movimento.

Os resultados apresentados evidenciam, então, que, apesar de o escoamento em estudo ser classificado como *mudflood*, o mesmo se encontra na fronteira com o escoamento aquoso, de forma que o cenário com propagação de fluido newtoniano apresentou melhor desempenho.

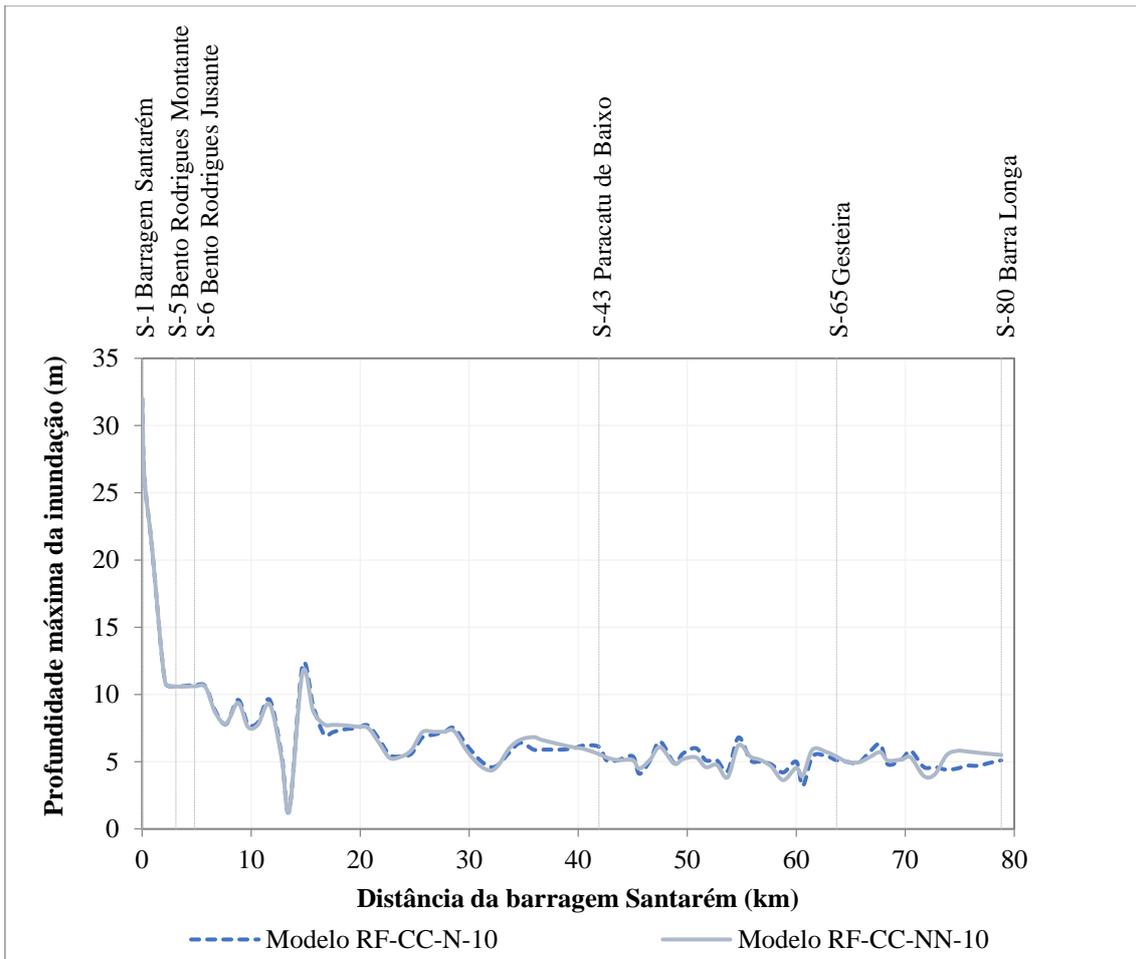


Figura 5.11 Resultados dos cenários RF-CC-N-10 e RF-CC-NN-10 em termos da profundidade máxima da inundação

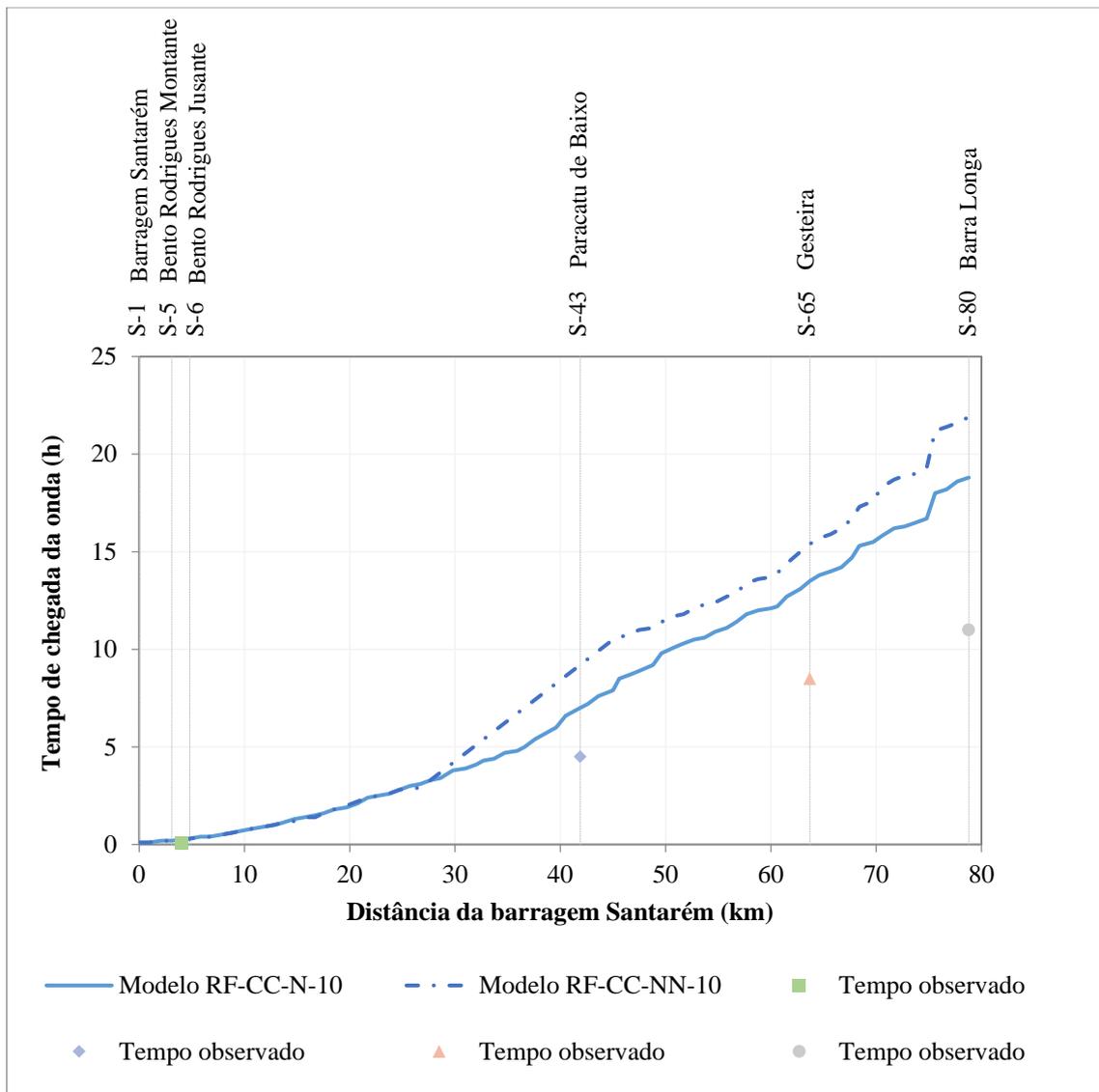


Figura 5.12 Resultados dos cenários RF-CC-N-10 e RF-CC-NN-10 em termos do tempo de chegada da onda

Diante dos resultados apresentados, a partir deste momento, o parâmetro tipo de escoamento será fixado e serão sempre analisados os cenários onde se propagou o fluido newtoniano, já que eles apresentam melhor desempenho no que diz respeito ao tempo de chegada da onda de cheia.

As Figuras 5.13 e 5.14 apresentam os resultados dos hidrogramas resultantes da variação do parâmetro tempo de abertura da brecha, a partir da análise dos cenários RF-CC-N-5, RF-CC-N-10 e RF-CC-N-15, em termos do tempo de chegada da onda e da vazão de pico do hidrograma.

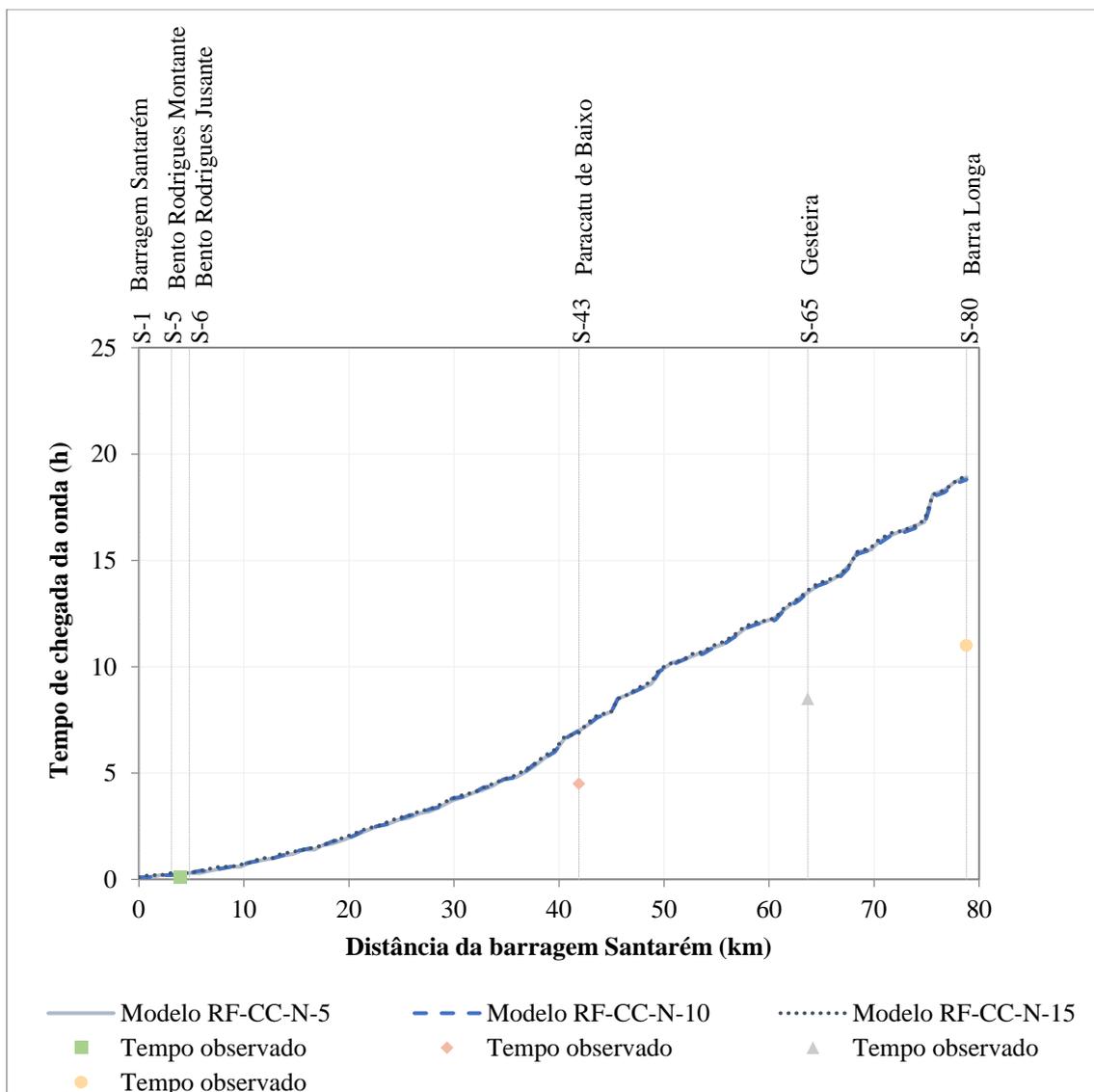


Figura 5.13 Resultados dos cenários RF-CC-N-5, RF-CC-N-10 e RF-CC-N-15 em termos do tempo de chegada da onda

A análise da Figura 5.13 permite inferir que os três modelos apresentaram tempos de chegada da onda muito próximos, de forma que retardaram a chegada da onda, em média, em aproximadamente 50% com relação ao observado. Tal fato decorre de que, embora a forma do hidrograma de ruptura no início da propagação seja diferente nos três casos, ao longo do trecho de propagação, a forma desses hidrogramas vai se aproximando, já que o volume de material mobilizado e os controles hidráulicos ao longo do trecho simulado são sempre os mesmos. Os resultados apresentados na Figura 5.14 corroboram para esse entendimento, já que os picos dos hidrogramas são muito próximos a jusante do barramento.

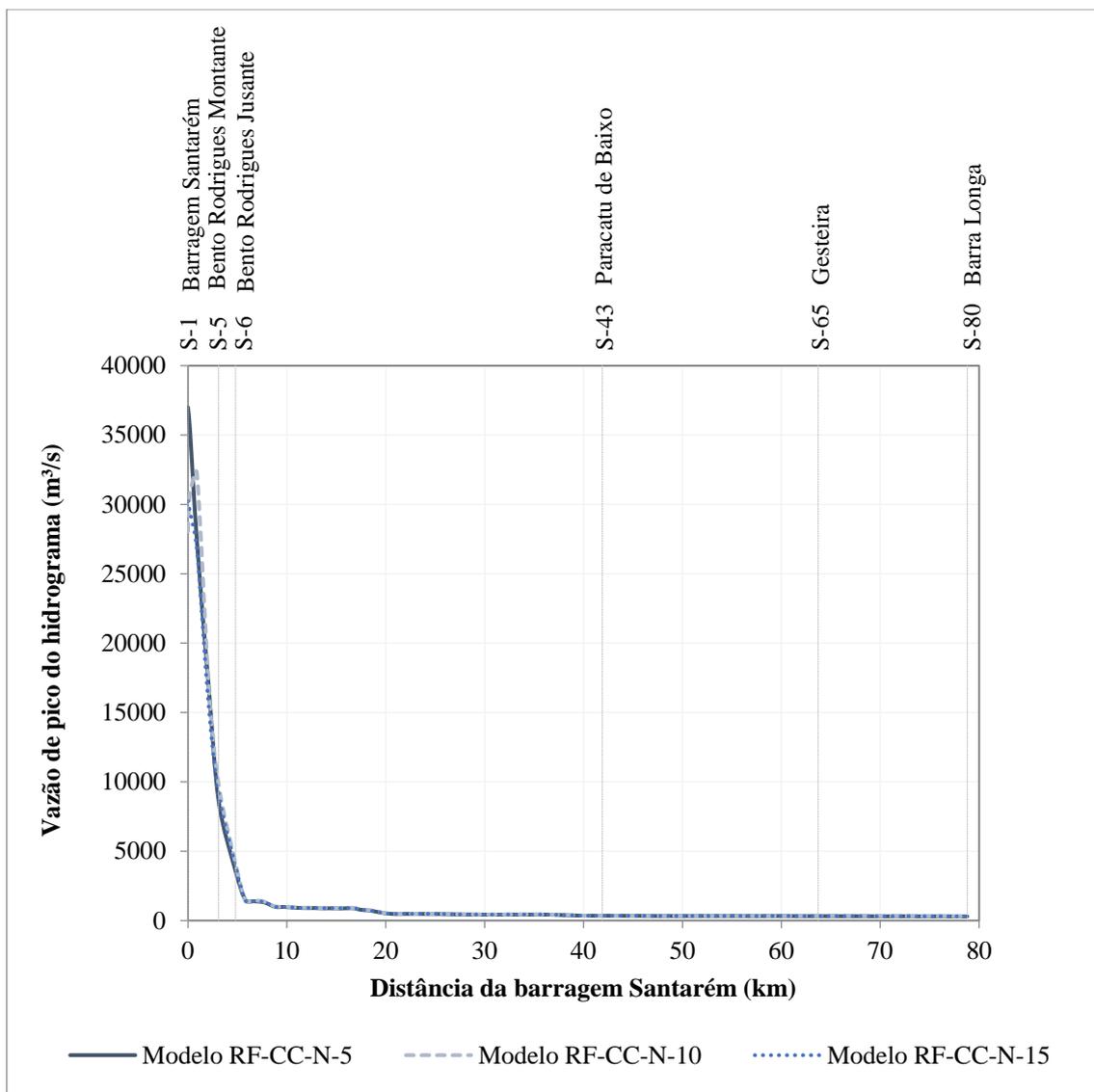


Figura 5.14 Resultados dos cenários RF-CC-N-5, RF-CC-N-10 e RF-CC-N-15 em termos da vazão de pico do hidrograma

Os resultados apresentados pelas Figuras 5.13 e 5.14 demonstram que o parâmetro tempo de abertura da brecha não exerceu influência significativa sobre o tempo de chegada da onda ou sobre a vazão de pico do hidrograma em cada localidade, apesar de, como já mencionado, influenciar na forma do hidrograma de ruptura.

Depois de realizada a análise de sensibilidade, foi possível escolher os parâmetros: com inserção de calha, propagação de fluido newtoniano e tempo de abertura da brecha igual a 15 minutos para realizar análise comparativa entre os modelos RiverFlow2D, HEC-RAS 1D e HEC-RAS 2D.

### 5.3.2 ANÁLISE COMPARATIVA

Os resultados da análise comparativa entre os cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 com relação à vazão de pico do hidrograma, à velocidade máxima média, à profundidade máxima da inundação e ao tempo de chegada da onda são ilustrados nas Figuras 5.15, 5.16, 5.17 e 5.18, respectivamente. É válido ressaltar que essa análise se fez possível, pois os parâmetros inseridos nos três cenários foram os mesmos, conforme apresentado na Tabela 5.3, com exceção da condição inicial, devido a uma limitação encontrada no modelo HEC-RAS 2D. As consequências dessa limitação, e da decorrente utilização de uma única vazão como condição inicial, serão avaliadas no Capítulo 5 desta dissertação.

Tabela 5.5 Parâmetros inseridos nos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15

<b>Cenário</b>	<b>RF-CC-N-15</b>	<b>HR1D-N-CC-15</b>	<b>HR2D-N-CC-15</b>
<b>Condição de contorno de montante</b>	Hidrograma de ruptura com tempo de abertura da brecha igual a 15 minutos		
<b>Condição de contorno de jusante</b>	Declividade normal igual a 0,35%		
<b>Condição inicial</b>	32 pontos de vazão incremental	32 pontos de vazão incremental	Vazão regionalizada acumulada igual a 44,82 m <sup>3</sup> /s*
<b>Coefficiente de rugosidade de Manning</b>	Apresentado na Tabela 4.5		

\*Limitação do modelo

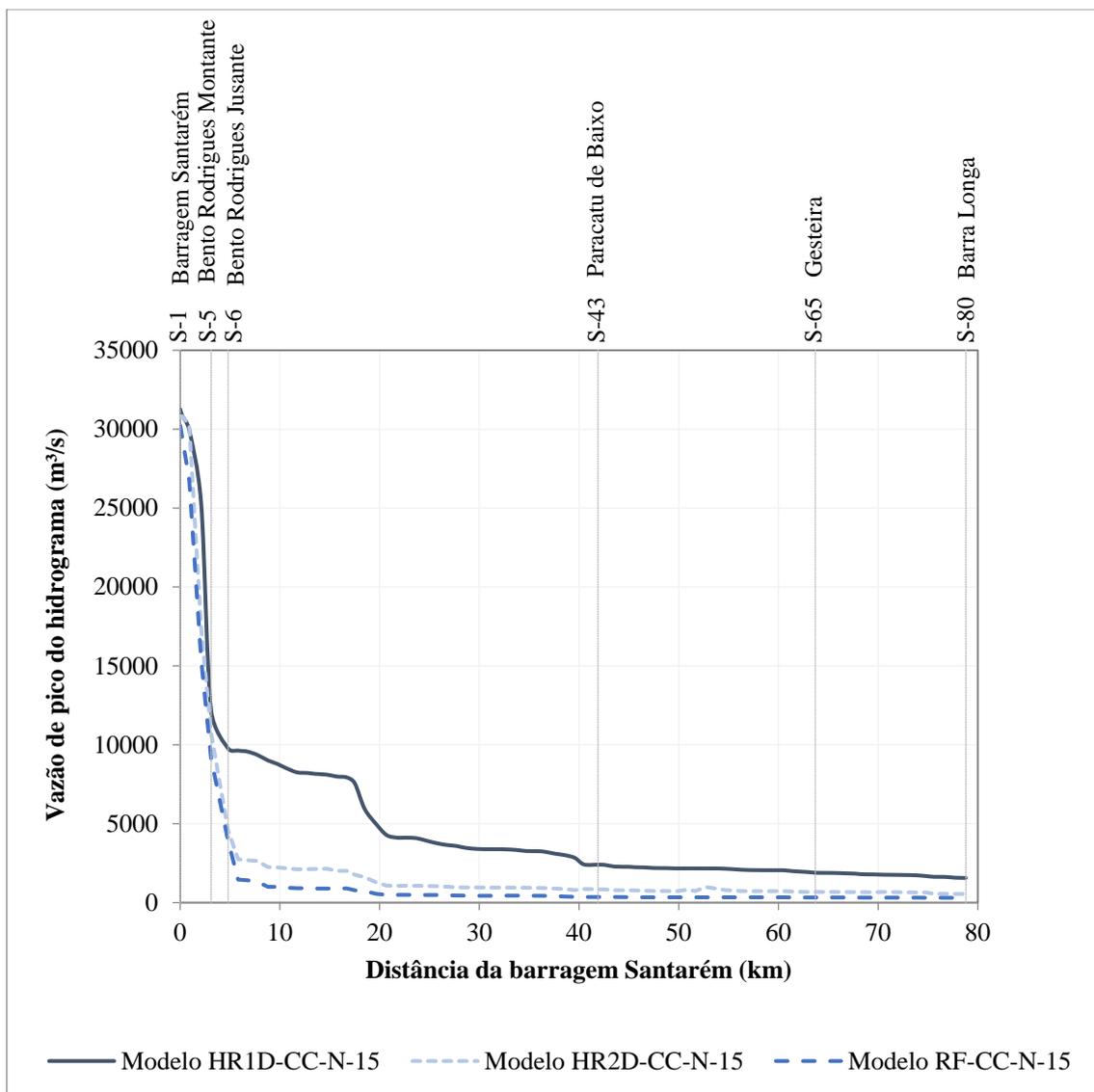


Figura 5.15 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da vazão de pico do hidrograma

A partir dos resultados apresentados na Figura 5.15, é possível inferir que, em termos de amortecimento da vazão de pico, a partir dos cinco primeiros quilômetros, os modelos bidimensionais apresentaram resultados próximos entre si, e maiores do que o modelo unidimensional. Esse fato pode ser associado à representação do terreno em cada um dos modelos, de forma que, nos modelos bidimensionais, é mais bem representado, e fenômenos como remanso, inclusive em tributários, podem ser contemplados.

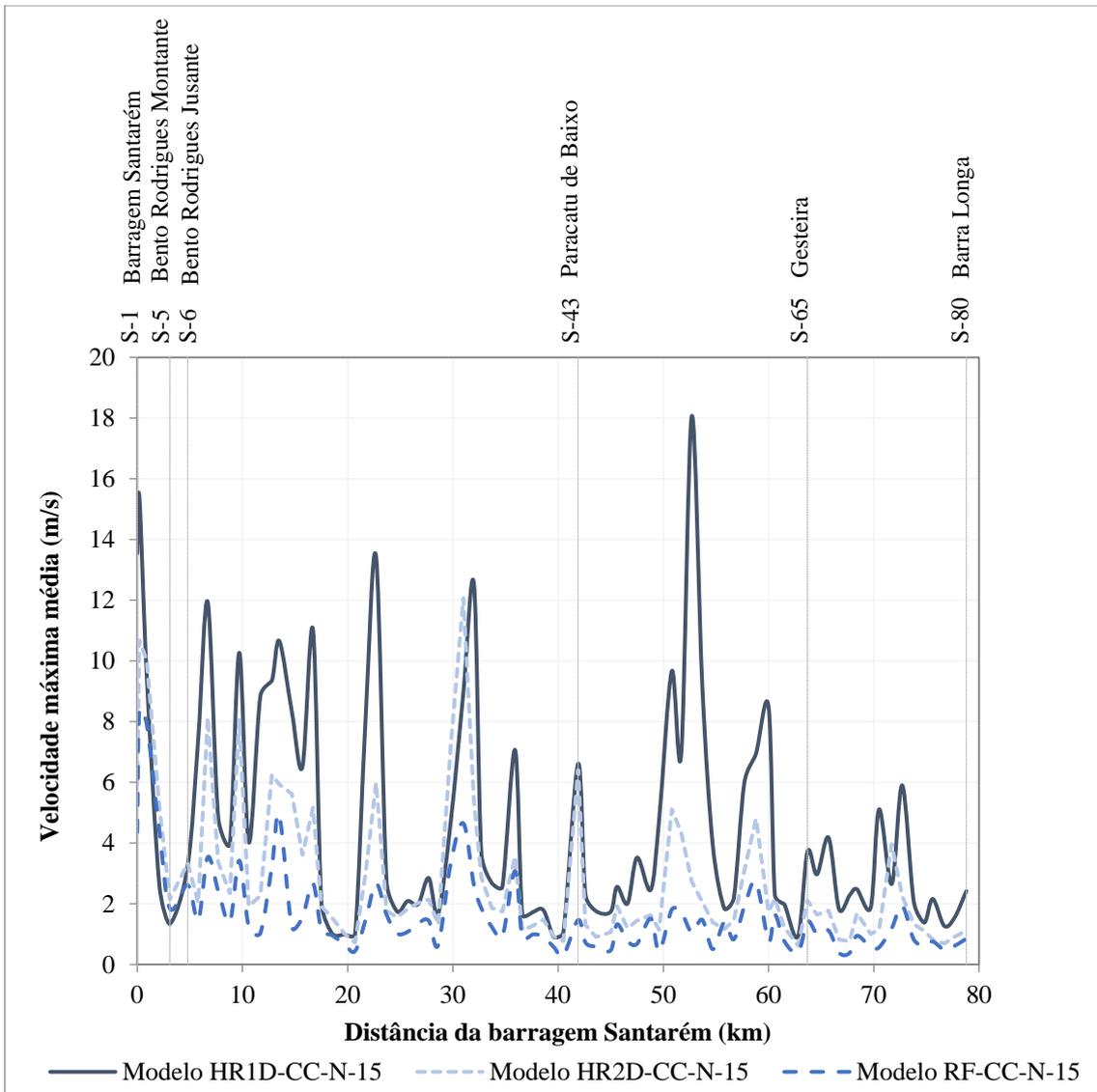


Figura 5.16 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da velocidade máxima da onda

A Figura 5.16 permite constatar que o modelo HEC-RAS 1D, no geral, apresentou velocidades maiores que os dois modelos bidimensionais, resultando em tempos de chegada da onda adiantados com relação aos tempos dos modelos bidimensionais e ao real. Na região de Paracatu de Baixo, por exemplo, o modelo unidimensional apresentou velocidade máxima média da onda na ordem de 6 m/s, enquanto os modelos bidimensionais apresentaram velocidades da ordem de 1 m/s.

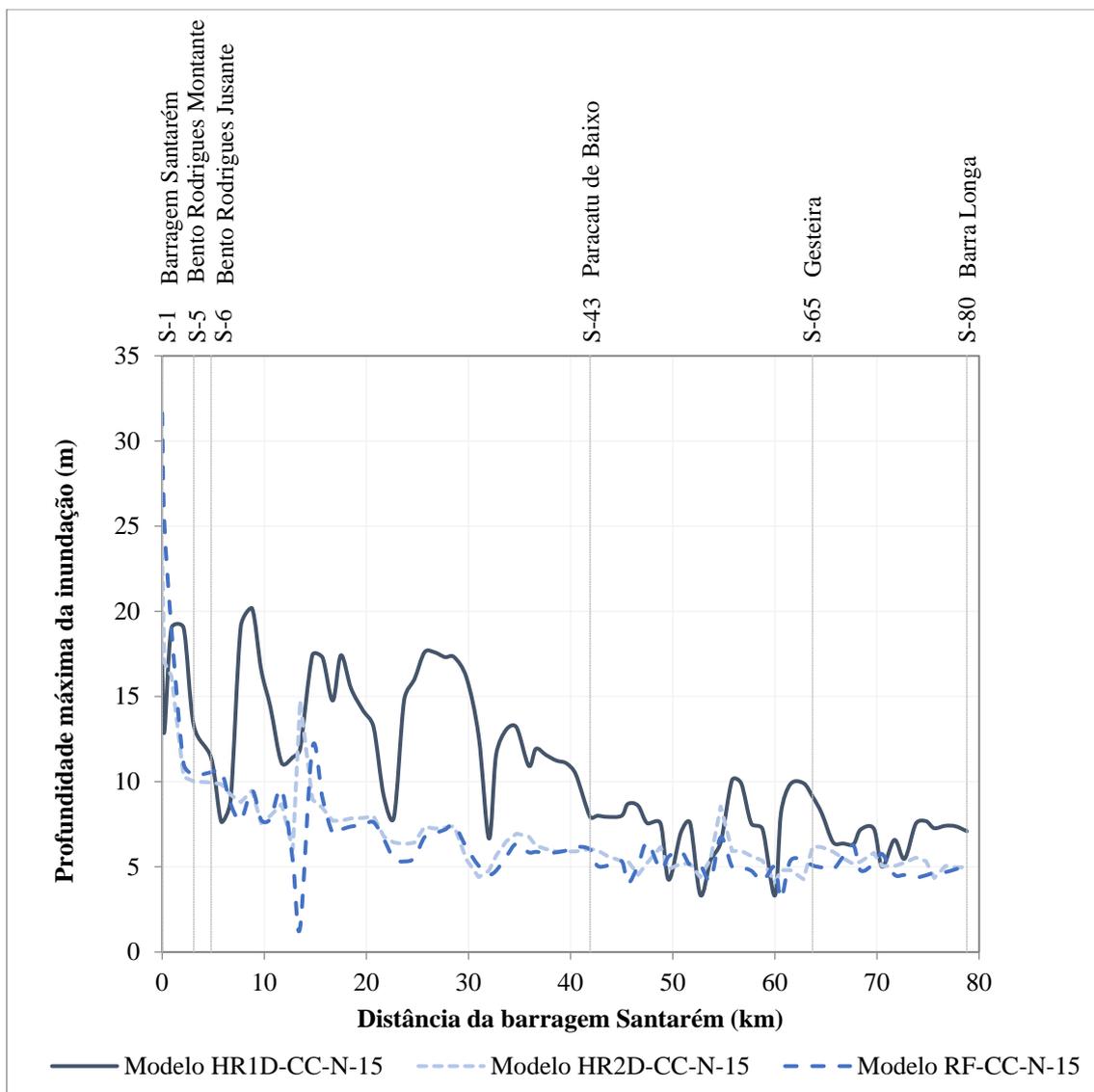


Figura 5.17 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da profundidade máxima da inundação

Em termos da profundidade máxima da inundação (Figura 5.17), o modelo unidimensional apresentou valores mais altos que os modelos bidimensionais na maior parte do trecho simulado, resultando também em uma maior abrangência da mancha de inundação. Tal fato decorre de que, no modelo unidimensional, as vazões propagadas são menos amortecidas, e apresentam, portanto, maiores velocidades e profundidades de escoamento no trecho propagado.

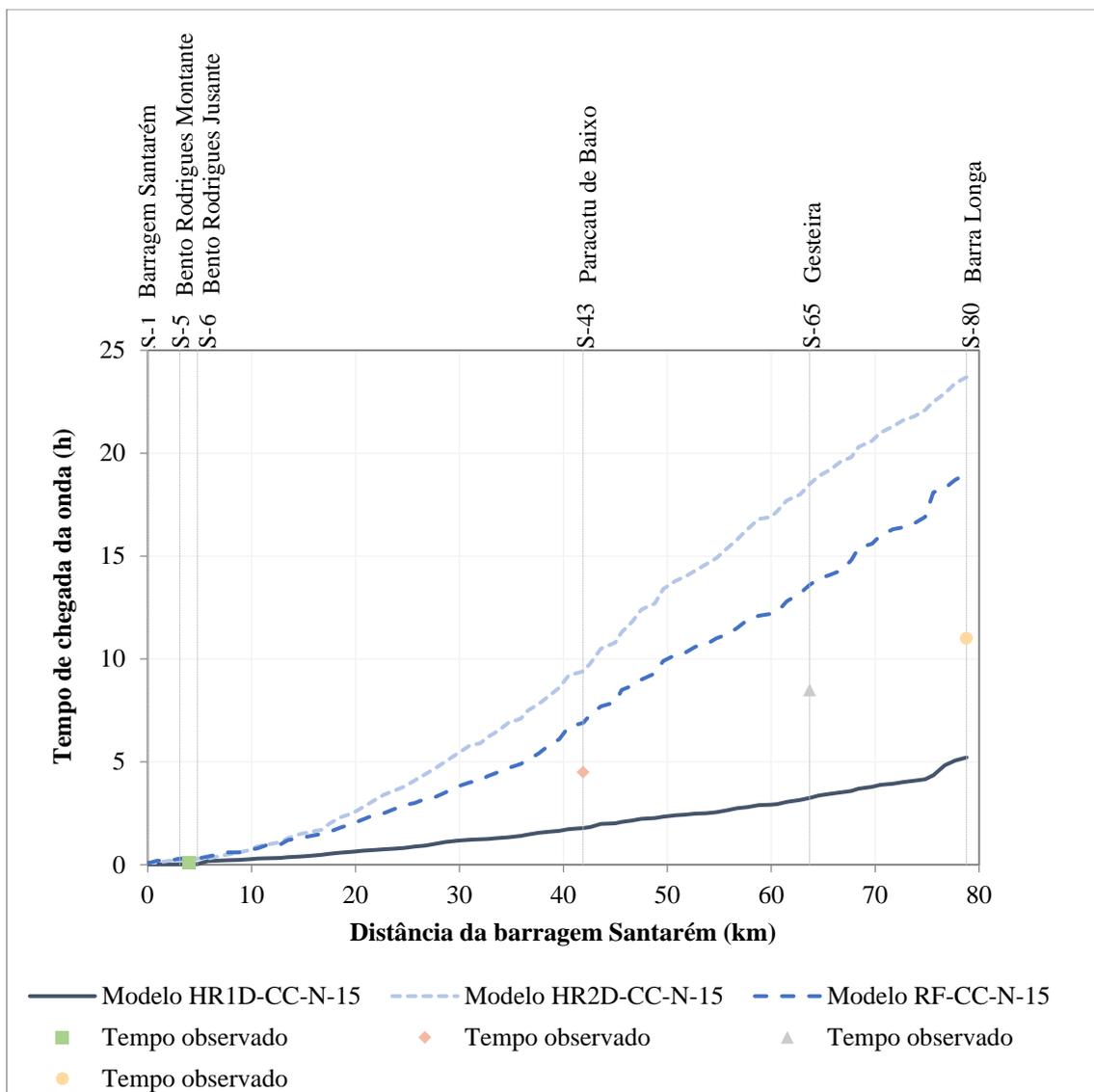


Figura 5.18 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos do tempo de chegada da onda

Com relação ao tempo de chegada da onda (Figura 5.18), o modelo unidimensional, por apresentar velocidades mais altas, adiantou a chegada da onda em aproximadamente 50% com relação ao tempo observado, enquanto os modelos bidimensionais a retardaram. A população de Gesteira, por exemplo, foi atingida pela onda de cheia aproximadamente 8,5 horas após o rompimento da barragem, segundo relatos, e, de acordo com o modelo HEC-RAS 1D, a onda atingiria a localidade em apenas 3,25 horas. O modelo HEC-RAS 2D indicou chegada da onda no local 18 horas após o acidente e o modelo RiverFlow2D em 13,60 horas. As Figuras 5.19 e 5.20 ilustram o tempo de chegada da onda seção a seção, comparativamente com o tempo observado.

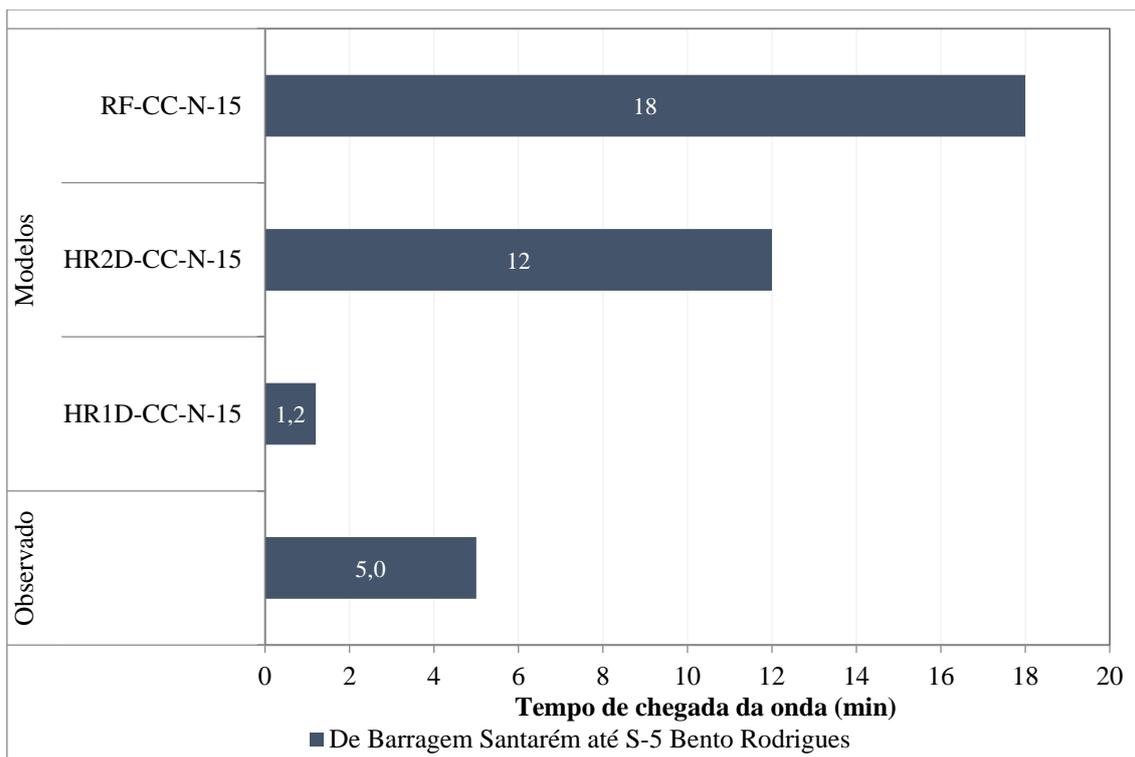


Figura 5.19 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos do tempo de chegada da onda em Bento Rodrigues

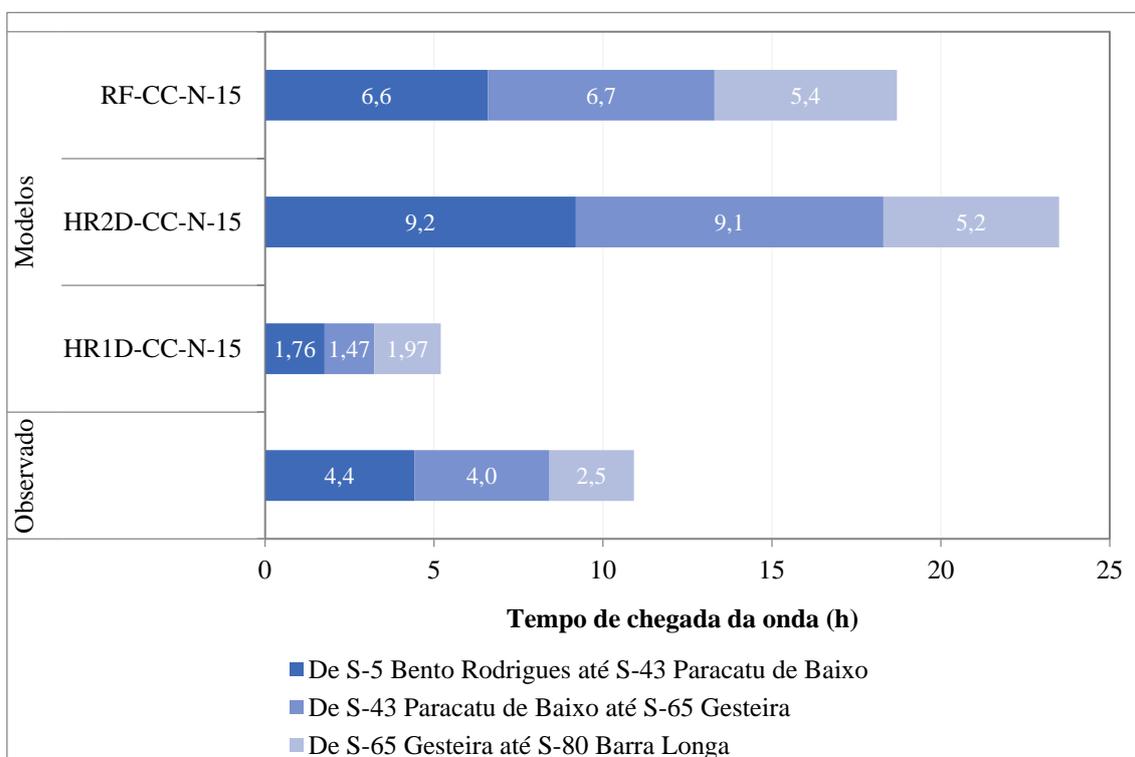


Figura 5.20 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos do tempo de chegada da onda em Paracatu de Baixo, Gesteira e Barra Longa

As Figuras 5.19 e 5.20 permitem avaliar que, ao longo do trecho simulado, o erro relativo em relação ao tempo de chegada da onda se manteve, ao passo que o erro absoluto nos primeiros quilômetros é menor, em escala de minutos. No entanto, é válido ressaltar que existem muitas incertezas associadas a cada modelo, e que, em nenhum dos casos estudados, houve sensibilidade numérica suficiente para analisar com precisão os tempos de chegada aos primeiros quilômetros.

As Figuras 5.21, 5.22, 5.23 e 5.24 ilustram os resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 com relação à elevação da inundação em cada uma das seções de interesse.

A análise das figuras permite inferir que os modelos bidimensionais apresentaram resultados próximos em termos de elevação média da inundação nas seções de interesse, e sempre valores menores do que aqueles obtidos no modelo unidimensional, o que respalda as análises anteriormente realizadas.

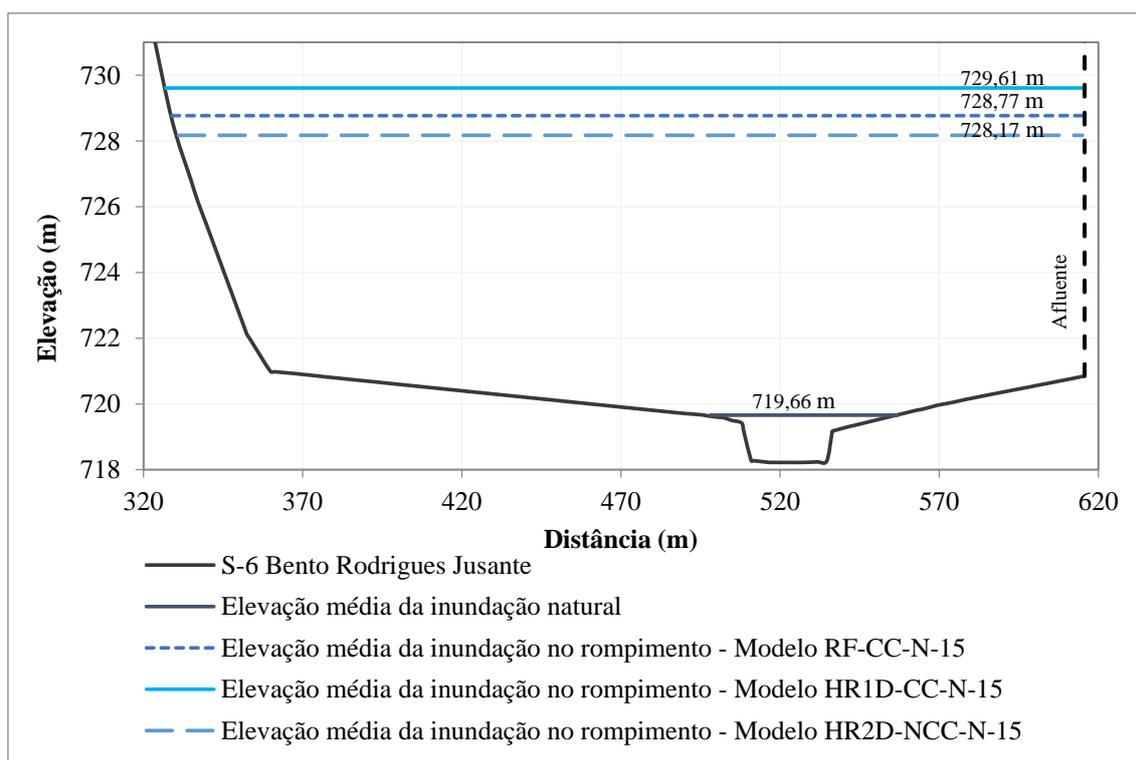


Figura 5.21 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da elevação da inundação na seção S-6 Bento Rodrigues Jusante

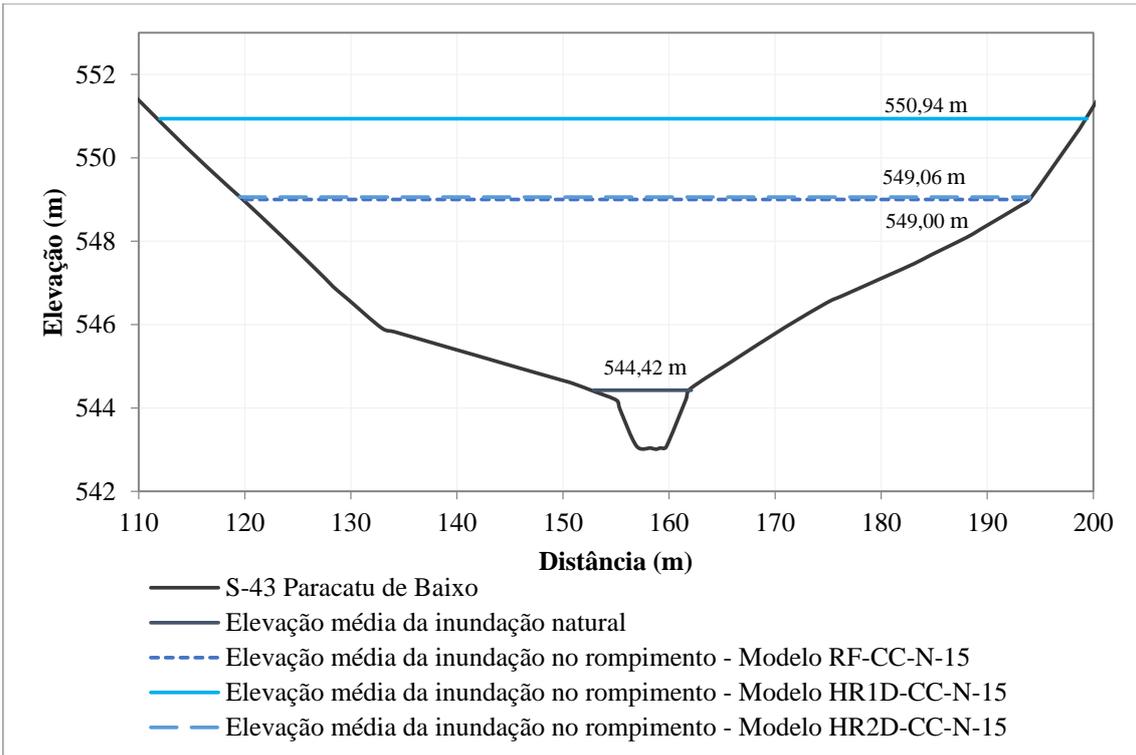


Figura 5.22 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da elevação da inundação na seção S-43 Paracatu de Baixo

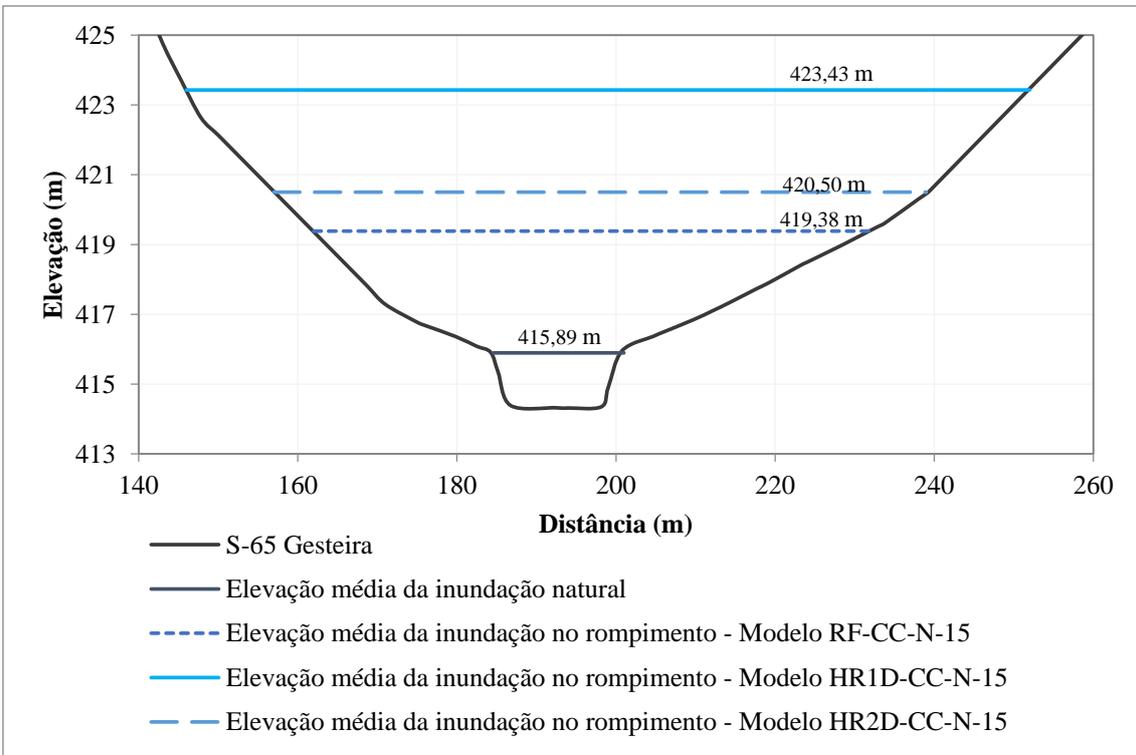


Figura 5.23 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da elevação da inundação na seção S-65 Gesteira

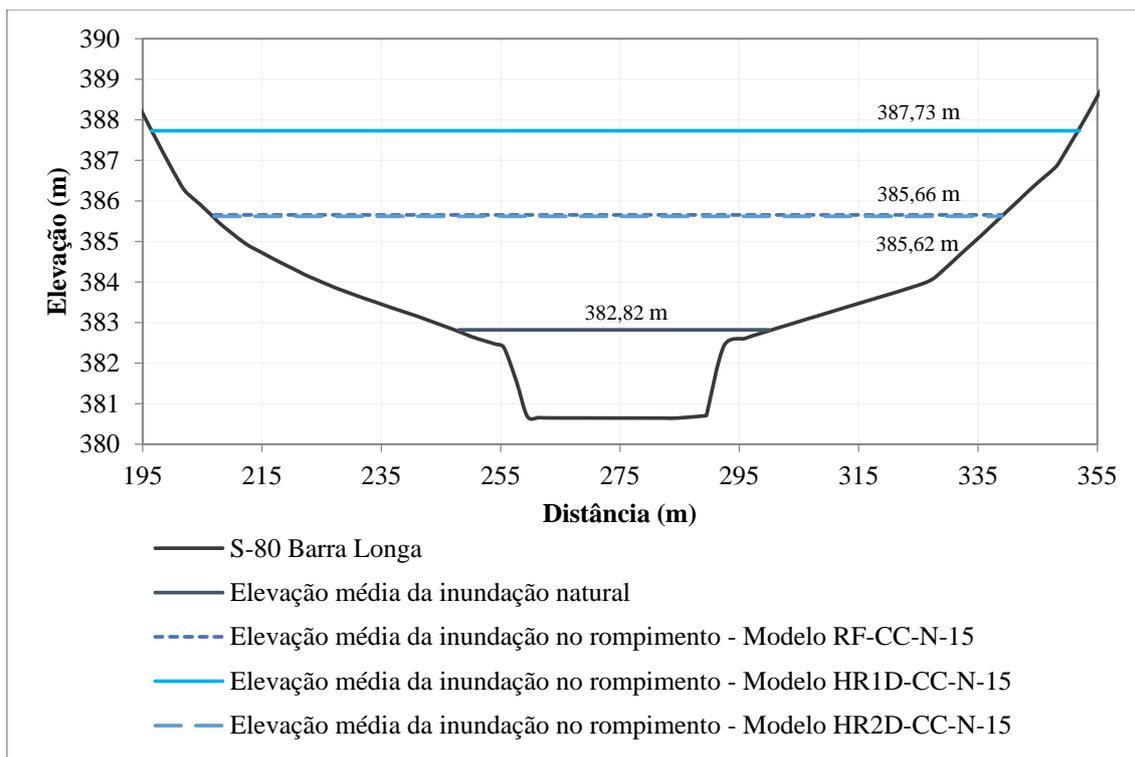


Figura 5.24 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da elevação da inundação na seção S-80 Barra Longa

## 5.4 GERAÇÃO DOS MAPAS DE INUNDAÇÃO

Os mapas contendo as envoltórias de inundação máxima em cada uma das seções de interesse, obtidas nas análises de sensibilidade e comparativa, são apresentados nas Figuras 5.25, 5.26, 5.27 e 5.28.

No Apêndice B, estão apresentados os mapas de inundação contendo as envoltórias de inundação máxima para todo o trecho simulado, obtidos na análise comparativa entre os cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15.

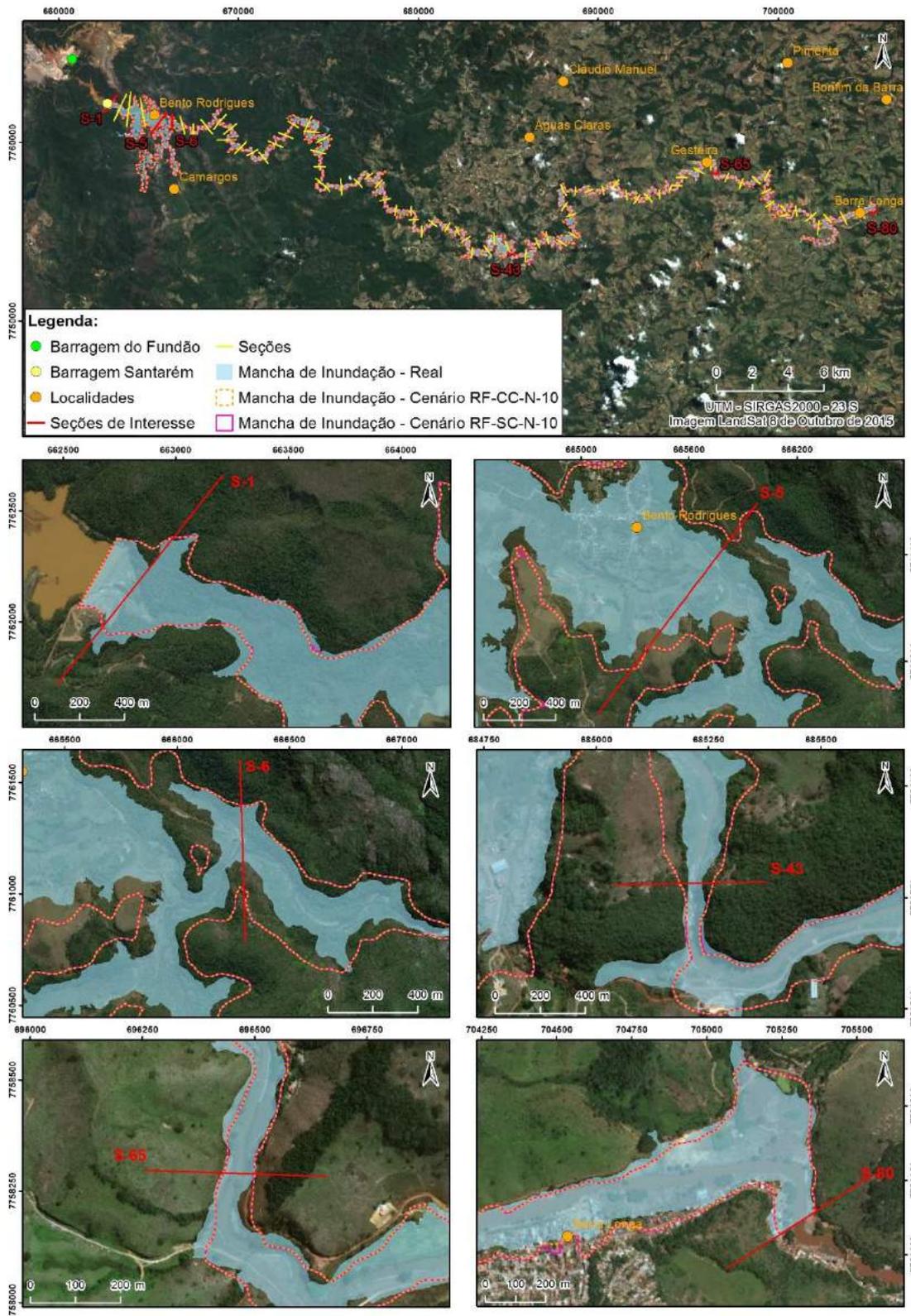


Figura 5.25 Envoltórias de inundação máxima para os cenários RF-SC-N-10 e RF-CC-N-10

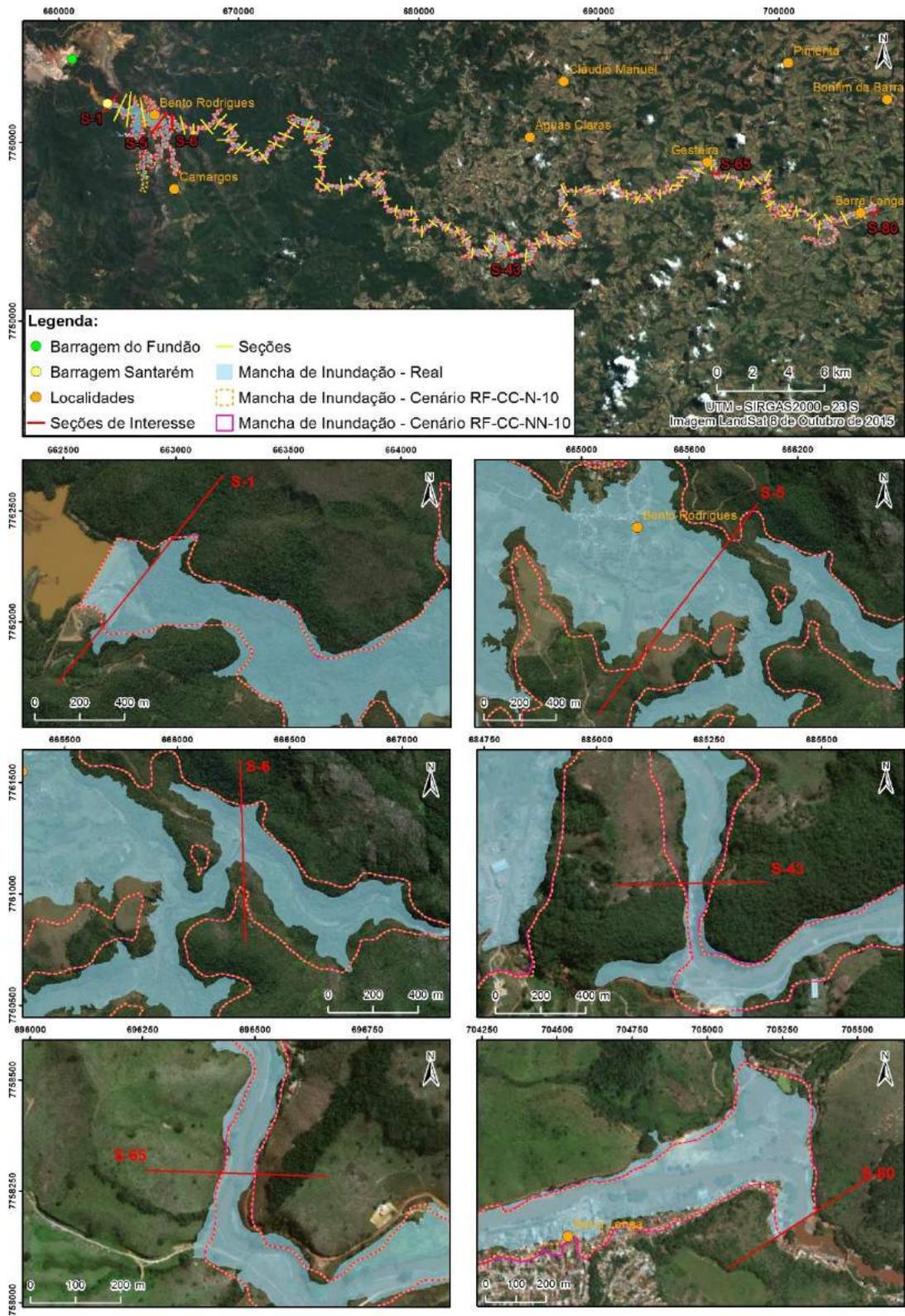


Figura 5.26 Envoltórias de inundação máxima para os cenários RF-CC-N-10 e RF-CC-NN-10

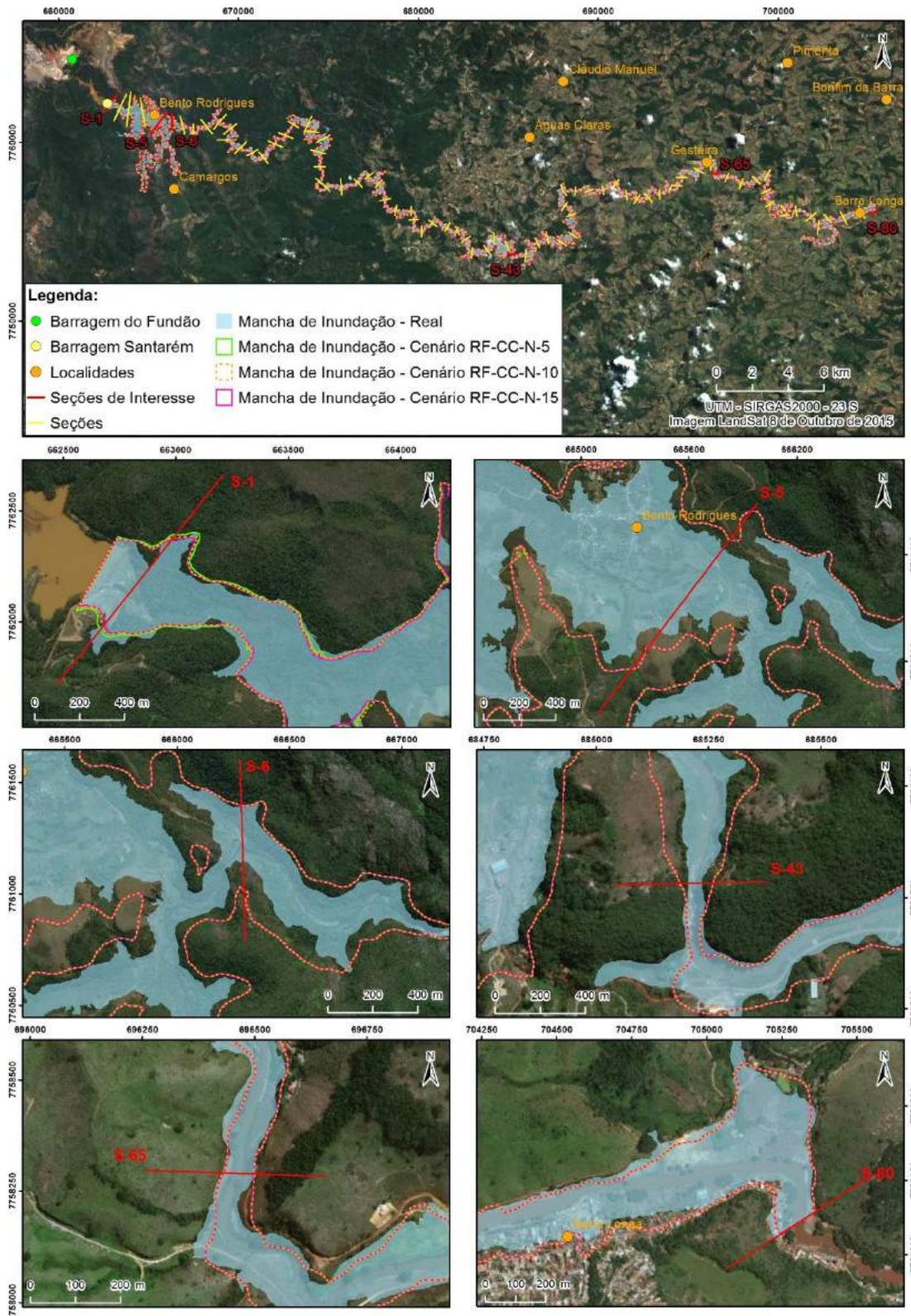


Figura 5.27 Envoltórias de inundação máxima para os cenários RF-CC-N-5, RF-CC-N-10 e RF-CC-N-15

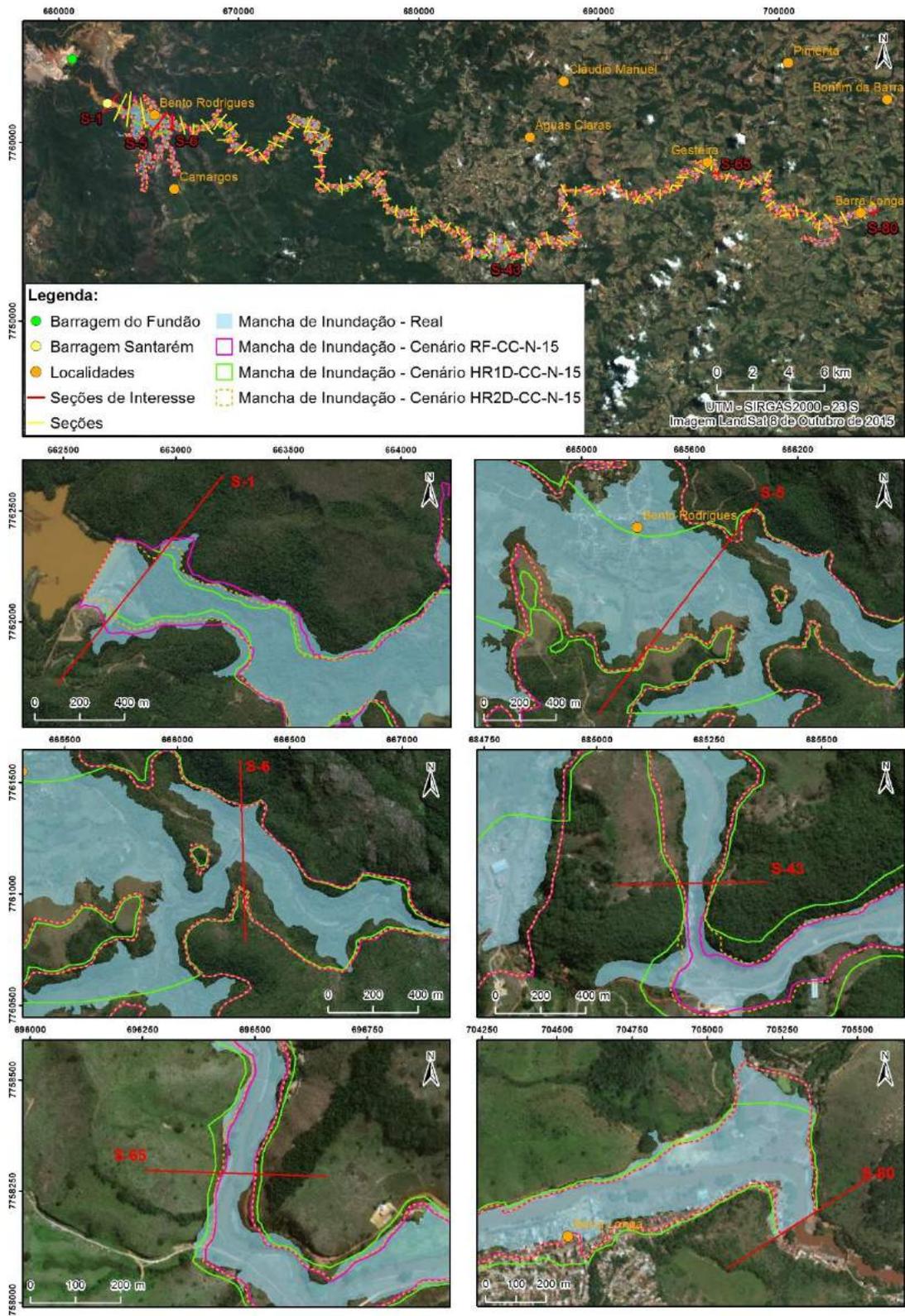
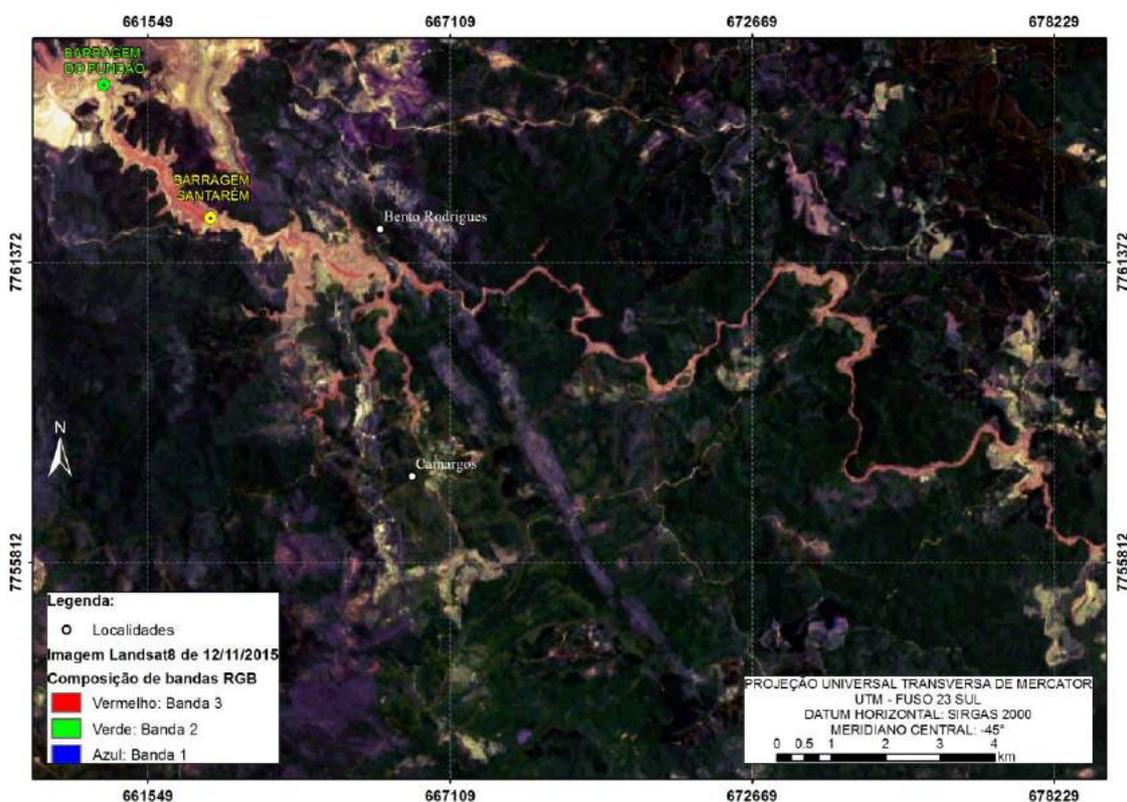


Figura 5.28 Envoltórias de inundação máxima para os cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15

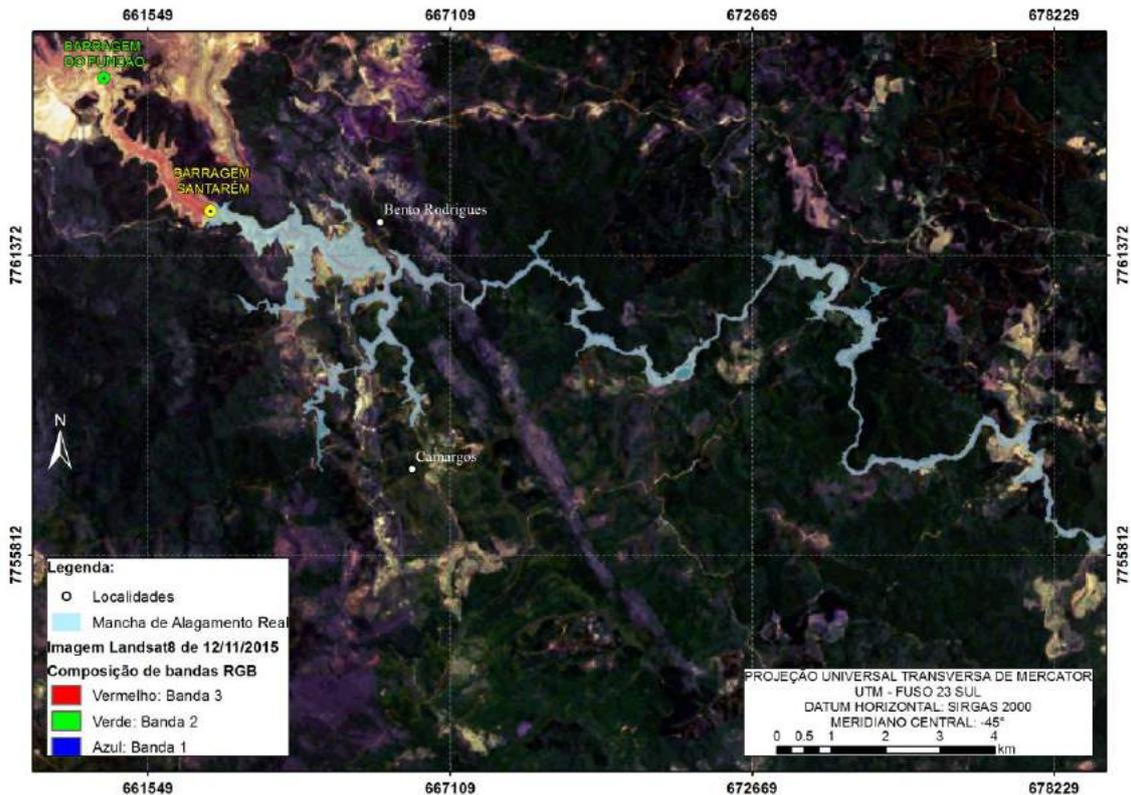
## 5.5 DELIMITAÇÃO DA ENVOLTÓRIA DA INUNDAÇÃO OBSERVADA

A envoltória da inundação observada foi digitalizada a partir da análise da imagem do satélite Landsat8 do dia 12/11/2015, uma semana após o acidente com a barragem do Fundão. A Figura 5.29 ilustra a referida imagem para a região do Complexo do Germano e localidades imediatamente a jusante do barramento, bem como a envoltória da mancha de inundação traçada para essa região.

Os resultados obtidos com a imagem do satélite Landsat8 demonstraram que a utilização desse tipo de imagem se apresenta como uma solução viável para delimitação de manchas de inundação em casos onde o evento já ocorreu, uma vez que suas diversas composições, como infravermelho, cor natural, falsa cor, entre outras, permitem a visualização da mancha real de forma clara, sem interferências. É válido salientar que a imagem adquirida não apresentava nuvens na região em estudo, o que viabilizou a análise de qualidade.



(a) Imagem Landsat8 adquirida em 12/11/2015 após o acidente



(b) Imagem Landsat8 adquirida em 12/11/2015 após o acidente com delimitação da envoltória da inundação observada

Figura 5.29 Imagem Landsat8 adquirida em 12/11/2015: após o acidente (a) e delimitação da envoltória da inundação observada (b).

## 5.6 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DAS SIMULAÇÕES

Existem diversas maneiras de avaliar o desempenho de um modelo hidráulico na representação da abrangência ou profundidade da inundação. SCHUMMAN *et al.* (2009) afirmam que a escolha do método depende dos detalhes inerentes ao modelo, da qualidade dos dados de entrada que compõem o modelo, da natureza da calibração e da validação a serem realizadas. Os indicadores “F” representam bem o desempenho de modelos hidráulicos, porém devem ser associados a outras formas de análise das manchas de inundação, como, por exemplo, níveis observados versus simulados.

A Figura 5.30 e a Tabela 5.4 apresentam as comparações entre a área da mancha de inundação observada e as áreas das manchas resultantes dos 12 cenários simulados no modelo RiverFlow2D, enquanto a Figura 5.31 apresenta os índices de desempenho de viés,  $F^2$ ,  $F^3$  e  $F^4$  para esses cenários.

A partir dos resultados apresentados, é possível inferir que todos os cenários simulados superestimaram a área da mancha de inundação, em valores que variam entre 25% para o cenário RF-SC-NN-5 e 31% para o cenário RF-SC-N-10.

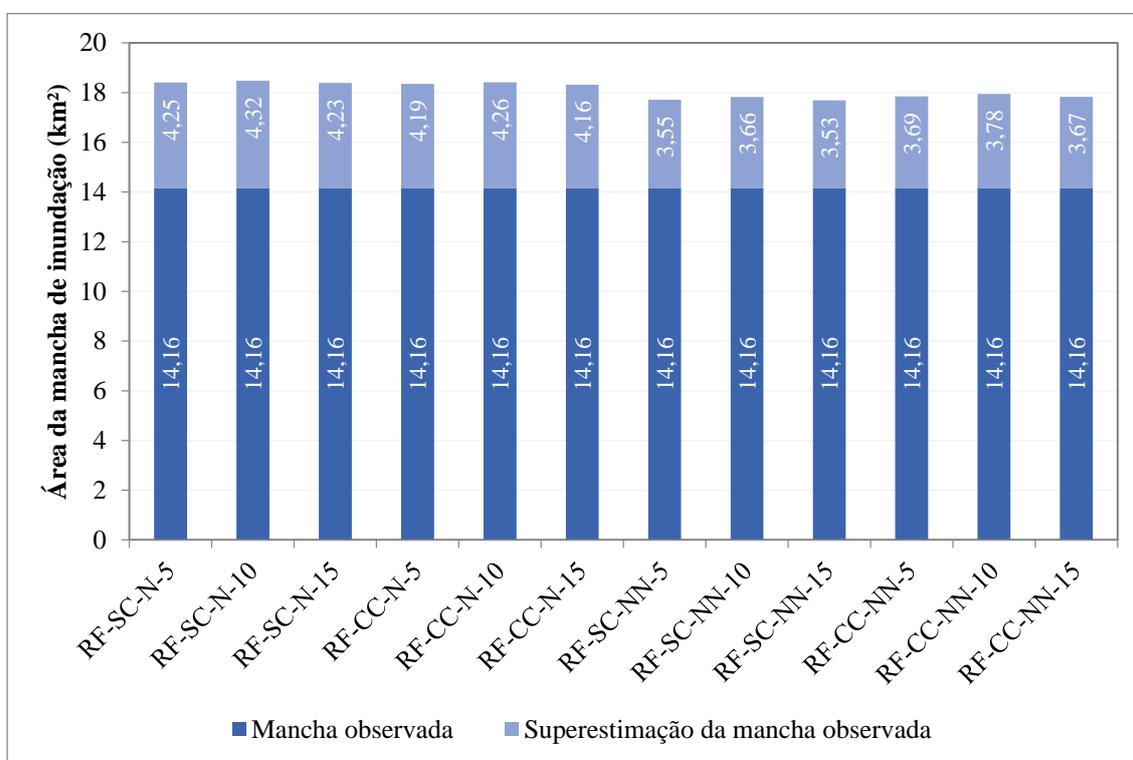


Figura 5.30 Resultados dos cenários modelados no RiverFlow2D em termos da área da mancha de inundação

Tabela 5.6 Resultados dos cenários modelados no RiverFlow2D em termos da área da mancha de inundação

Cenário	Nome	Área da mancha de inundação (km <sup>2</sup> )	Superestimação da área da mancha real (km <sup>2</sup> )	Superestimação da área da mancha real
-	<b>Mancha observada</b>	<b>14,16</b>	-	-
1	RF-SC-N-5	18,41	4,25	30%
2	RF-SC-N-10	18,48	4,32	31%
3	RF-SC-N-15	18,39	4,23	30%
4	RF-CC-N-5	18,35	4,19	30%
5	RF-CC-N-10	18,42	4,26	30%
6	RF-CC-N-15	18,32	4,16	29%
7	RF-SC-NN-5	17,71	3,55	25%
8	RF-SC-NN-10	17,82	3,66	26%
9	RF-SC-NN-15	17,69	3,53	25%
10	RF-CC-NN-5	17,85	3,69	26%
11	RF-CC-NN-10	17,94	3,78	27%
12	RF-CC-NN-15	17,83	3,67	26%

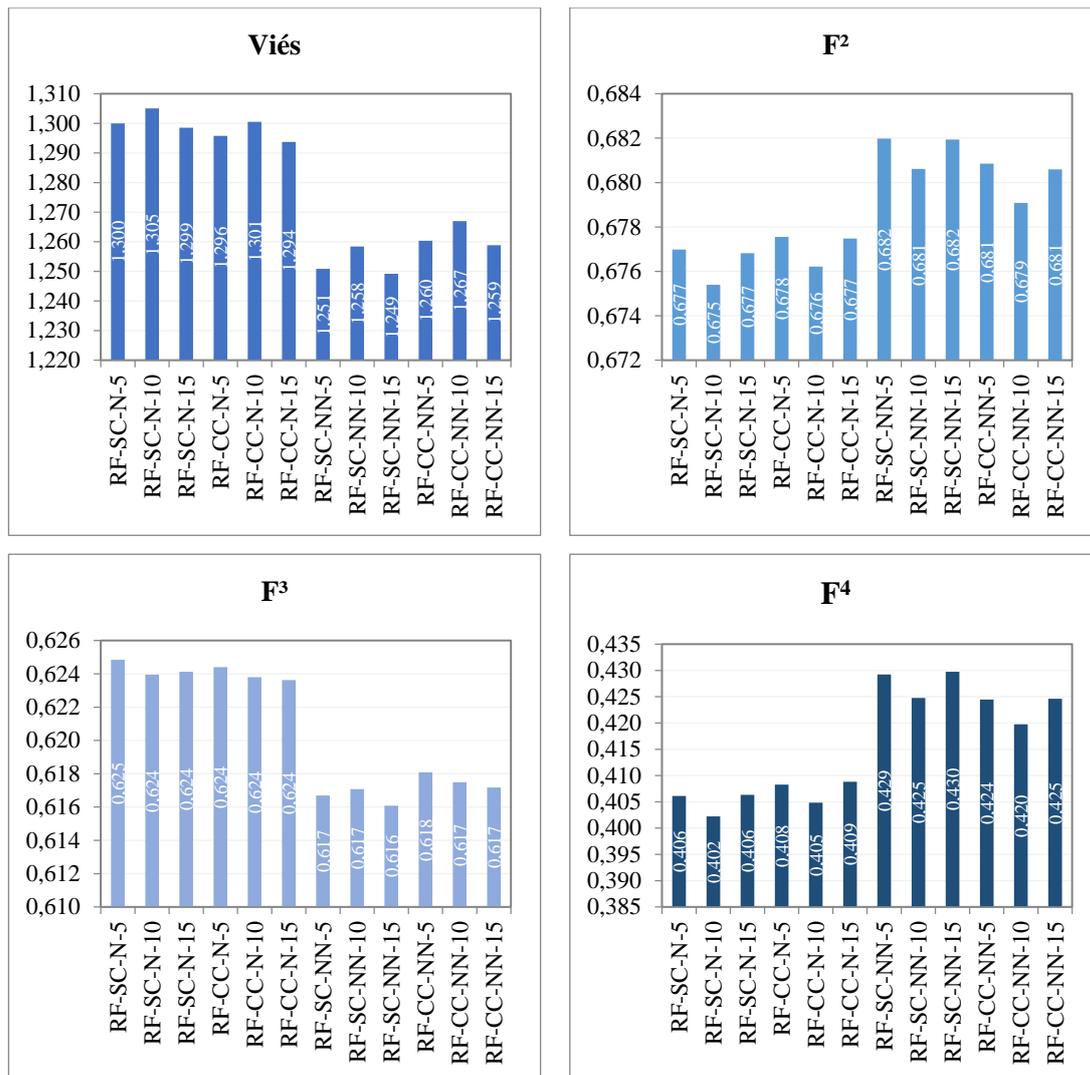


Figura 5.31 Resultados da avaliação do desempenho dos cenários modelados no RiverFlow2D

A partir da Figura 5.31, é possível observar que o índice viés se manteve, em todos os cenários simulados no modelo RiverFlow2D, acima de 1, o que era esperado, já que todas as manchas de inundação simuladas nesse *software* superestimaram a mancha real. O índice de sucesso crítico dos cenários simulados variou entre 67% e 68%, de acordo com o índice  $F^2$ , enquanto os índices  $F^3$  e  $F^4$  corroboram com o fato de que as simulações superestimaram a mancha real de inundação.

Em termos de área da mancha de inundação, os modelos não-newtonianos apresentaram melhores resultados, o que pode ser evidenciado por valores mais próximos de 1 dos índices de viés e de  $F^2$ .

A Figura 5.32 e a Tabela 5.4 apresentam análise comparativa entre os cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 e a mancha real da inundação

observada, enquanto a Figura 5.33 apresenta os resultados dos índices de desempenho viés,  $F^2$ ,  $F^3$  e  $F^4$  para esses cenários.

Os resultados obtidos apontam para superestimação da área da mancha real entre 18% e 30%. O cenário HR1D-N-CC-15, simulado no modelo HEC-RAS 1D, apresentou o melhor resultado em termos da área da mancha de inundação, enquanto o cenário HR2D-N-CC-15, simulado no modelo HEC-RAS 2D, foi o cenário com pior resultado.

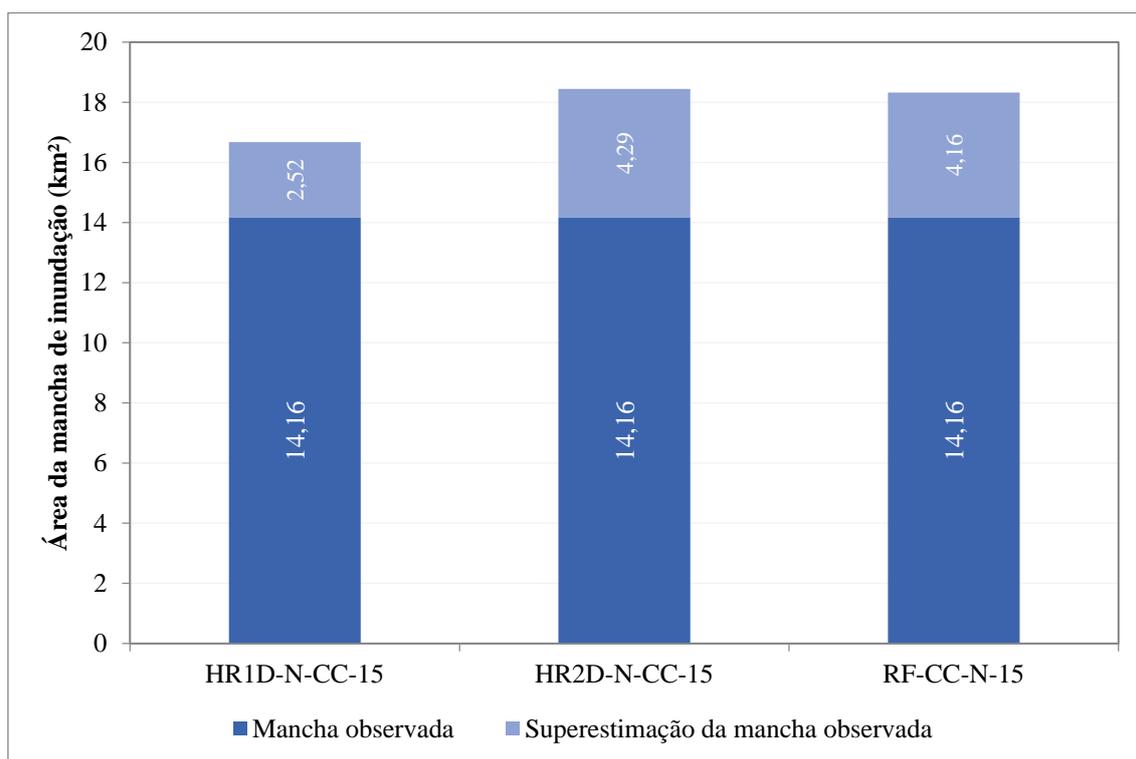


Figura 5.32 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da área da mancha de inundação

Tabela 5.7 Resultados dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 em termos da área da mancha de inundação

Cenário	Nome	Área da mancha de inundação (km <sup>2</sup> )	Superestimação da área da mancha real (km <sup>2</sup> )	Superestimação da área da mancha real
-	<b>Mancha observada</b>	<b>14,16</b>	-	-
13	HR1D-N-CC-15	16,68	2,52	18%
14	HR2D-N-CC-15	18,45	4,29	30%
6	RF-CC-N-15	18,32	4,16	29%

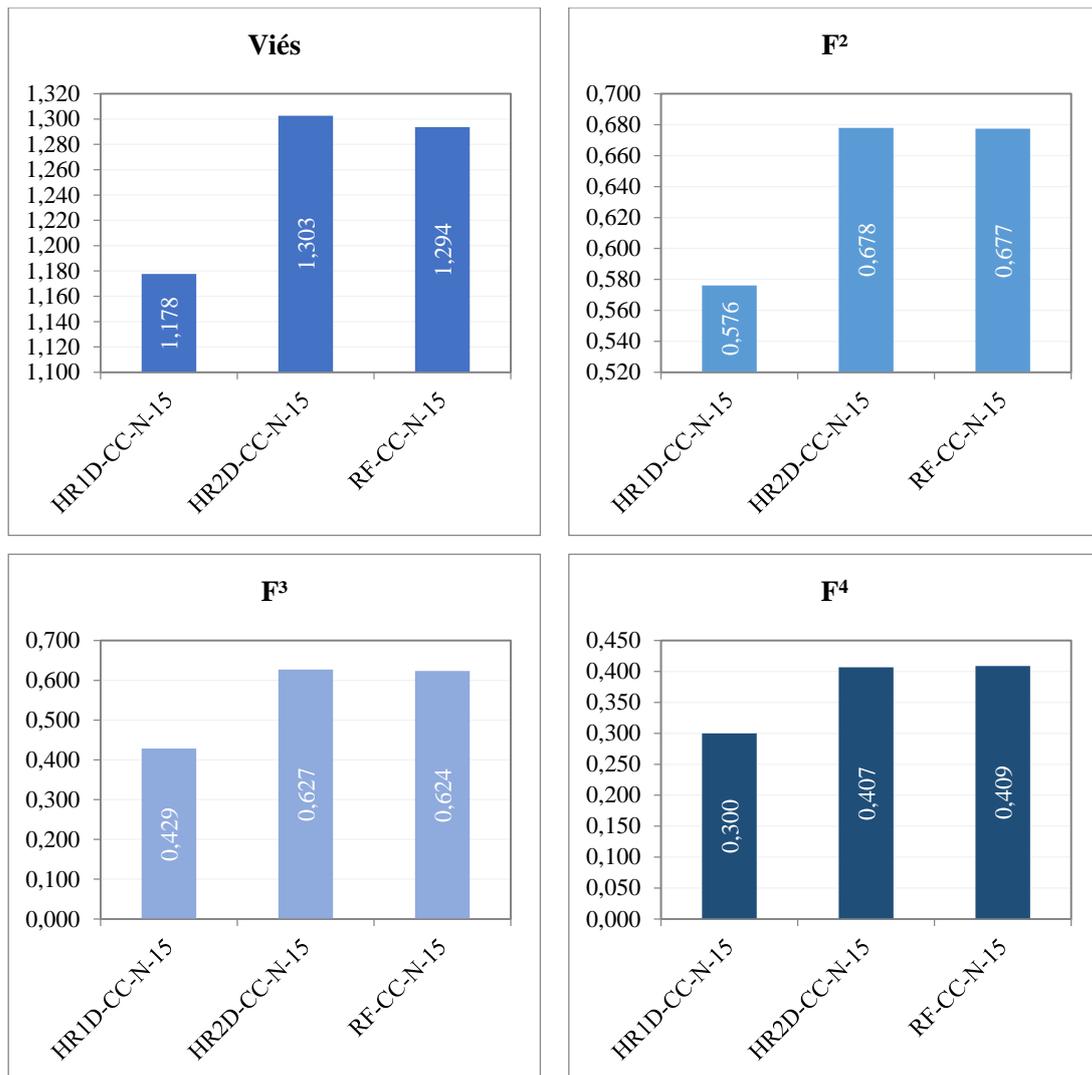


Figura 5.33 Resultados da avaliação do desempenho dos cenários RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15

A partir da Figura 5.33, é possível observar que o índice viés se manteve, em todos os cenários, acima de 1, o que era esperado, já que as manchas de inundação simuladas superestimaram a mancha real. O índice de sucesso crítico dos cenários simulados variou entre 57% e 67%, de acordo com o índice F<sup>2</sup>, e os índices F<sup>3</sup> e F<sup>4</sup> corroboram com o fato de que as simulações superestimaram a mancha real de inundação.

Em termos de área da mancha de inundação, o modelo unidimensional apresentou melhores resultados, o que pode ser evidenciado por valores mais próximos de 1 do índice viés.

## CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste trabalho, através de modelagem hidrodinâmica, utilizando ferramentas computacionais de formulação uni e bidimensional, foram analisadas premissas e critérios metodológicos utilizados no desenvolvimento de estudos de ruptura hipotética de barragens de acumulação de rejeitos, tendo como referência o caso real observado na ruptura da barragem do Fundão, em Mariana, Minas Gerais, caracterizado por meio de técnicas de sensoriamento remoto e visita de campo.

A existência de uma mancha de inundação observada para avaliação dos resultados obtidos diferencia esta dissertação de outras existentes sobre o tema. Na maioria das vezes, os estudos de ruptura de barragens são hipotéticos e, portanto, não é possível confrontar os resultados da metodologia aplicada com a mancha observada.

Através de análise de sensibilidade local realizada nos 12 cenários simulados no *software* RiverFlow2D, foi possível avaliar a influência das variáveis inserção ou não da calha nos cursos de água, propagação de fluido newtoniano ou não-newtoniano e hidrograma de ruptura de acordo com a variação do parâmetro tempo de abertura da brecha entre 5, 10 e 15 minutos, na propagação da onda proveniente da ruptura da barragem do Fundão. Adicionalmente, através de outros dois cenários simulados nos *softwares* HEC-RAS 1D e HEC-RAS 2D, foi possível realizar análise comparativa entre os *softwares* utilizados nesta dissertação.

Os resultados obtidos permitem concluir que a implementação de estudos de ruptura hipotética de barragens de rejeitos foi possível nos três *softwares* analisados neste trabalho, com restrições. O *software* HEC-RAS 1D, apesar de ser um *software* amplamente utilizado pela comunidade técnica e acadêmica, e de ser um *software* gratuito e de fácil acesso, não permite a simulação de fluidos não-newtonianos, além de apresentar grande dificuldade de convergência numérica. Já o *software* HEC-RAS 2D, por ser um *software* mais recente, ainda pouco utilizado, apresenta algumas falhas, como, por exemplo, a indisponibilidade de inserção de vazões em marcha, além de, como o *software* HEC-RAS 1D, não permitir simulação de fluidos não-newtonianos. Por outro lado, o *software* RiverFlow2D permite a simulação de fluidos newtonianos e não-newtonianos, porém com um alto custo monetário e computacional. Nenhum dos *softwares* utilizados está preparado para modelagem do hidrograma de ruptura

proveniente da liquefação dos rejeitos, nem mesmo o *software* HEC-HMS, utilizado nesta dissertação para o cálculo do hidrograma de ruptura, que foi desenvolvido para a propagação de fluidos newtonianos.

A limitação encontrada no *software* HEC-RAS 2D, que impossibilitou a inserção de pontos de vazão incremental em marcha, não produziu discrepâncias consideráveis nos resultados, já que ficaram próximos aos resultados do cenário simulado no RiverFlow2D, outro modelo bidimensional. Porém, não é possível avaliar com as simulações realizadas neste estudo o quanto essa limitação interferiu nos resultados desse cenário.

É pertinente destacar que a metodologia utilizada para as análises de sensibilidade local, denominada *One-At-A-Time*, parte do pressuposto de que as variáveis em estudo são independentes entre si, condição que não foi investigada no âmbito deste trabalho. No caso em que as variáveis em estudo não sejam independentes entre si, a ordem de análise dos parâmetros poderá oferecer influência para as correspondentes análises examinadas nesta pesquisa.

Os resultados desta dissertação chamam atenção para o fato de que a condição de contorno de montante apresenta influência na propagação da onda de cheia até certa distância do ponto onde são aplicadas. Dessa forma, recomenda-se que, em estudos de ruptura de barragens que possuam presença de população no trecho a jusante muito próximo da estrutura, sejam aplicados modelos físicos mais precisos para representação do processo de formação da brecha. Entretanto, a síntese do hidrograma de ruptura é uma etapa que possui diversas incertezas, principalmente em se tratando de barragens de contenção de rejeito, de forma que é válida a análise probabilística para a geometria da brecha. Por outro lado, em casos onde a barragem está construída relativamente longe de ocupação humana, a correta previsão da geometria da brecha e do hidrograma de ruptura da barragem apresentam relevância relativamente menor. Nesse sentido, análises mais simplificadas, como a utilização de equações paramétricas propostas por USBR (1988), VON THUN & GILLETE (1990), FROEHLICH (2008) e SMALL *et al.* (2017), podem ser realizadas.

É válido ressaltar que, caso este estudo fosse realizado em um cenário hipotético, anterior à ruptura da barragem do Fundão, as premissas adotadas nos cenários estudados

não penalizariam a segurança da população em termos de área inundada, visto que todos os cenários superestimaram a mancha real. Contudo, em termos de tempo de chegada da onda de cheia, os modelos aplicados apresentaram discrepâncias significativas entre si e com relação ao observado, o que demonstra a incerteza ainda existente com relação a este parâmetro, e a dificuldade em representá-lo em um estudo de ruptura hipotética, onde não é possível a realização de calibração do modelo, já que o evento não ocorreu. Em decorrência desse fato, a escolha do modelo de propagação e das premissas do estudo deve ser realizada em consonância com o objetivo do estudo, e com a qualidade dos dados de entrada disponíveis. É recomendado que, para estudos de planos de ações emergenciais, sejam utilizadas metodologias que resultem em resultados mais conservadores, a favor da segurança, enquanto que, para a classificação de risco da estrutura, o que resultará no seu rigor de projeto, recomenda-se que seja utilizada metodologia mais acurada utilizando ferramentas computacionais mais robustas.

As incertezas associadas aos estudos de ruptura hipotética de barragens de rejeitos são inúmeras, mas podem ser reduzidas com a aplicação de metodologias padronizadas, as quais ainda não se encontram disponíveis publicamente. O desenvolvimento dos estudos apresentados nesta dissertação buscou ampliar os conhecimentos públicos acerca de metodologias utilizadas em modelos de ruptura de barragens de rejeitos, mas não suprem a carência de manuais com diretrizes para a elaboração desses estudos. A preocupação com a elaboração de manuais e procedimentos para o desenvolvimento de estudos de ruptura de barragens de rejeitos no Brasil foi abordada por ROCHA (2015) e ainda persiste até os dias de hoje.

Com base nos resultados obtidos, é possível avaliar a utilização da base topográfica SRTM com células de resolução espacial de 30 metros como aceitável no âmbito acadêmico, porém, para estudos a serem utilizados na elaboração de planos de ações emergenciais, é recomendado, inclusive por regulamentos, como resoluções e portarias, que sejam utilizados levantamentos topobatimétricos da região em estudo. Não obstante essa limitação, essa base topográfica pode ser utilizada para estudos preliminares, inclusive para especificações do próprio levantamento topobatimétrico a ser realizado. É válido ressaltar que, neste trabalho, não se mensurou até que ponto a qualidade da base topográfica utilizada influenciou nos resultados, já que as incertezas relacionadas às variáveis de entrada, obtidas de fontes de acesso público, são diversas.

O resultado obtido com a imagem do satélite Landsat8 demonstrou que a utilização desse tipo de imagem se apresenta como uma solução viável para delimitação de manchas de inundação em casos onde o evento já ocorreu, uma vez que suas diversas composições, como infravermelho, cor natural, falsa cor, entre outras, permitem a visualização da mancha real de forma clara, sem interferências. É válido salientar que, para tornar possível a utilização de imagens de satélite, é importante que haja uma escolha prévia da imagem, para que não haja nuvens na região em estudo.

Diante das limitações deste estudo e visando complementá-lo, algumas questões ainda pertinentes a serem exploradas são enunciadas como potenciais contribuições futuras. Entre elas, destacam-se:

- realização de estudos reológicos para determinação do volume potencialmente mobilizável em eventos de ruptura de barragens de rejeitos, conforme, por exemplo, sugerido por RIBEIRO (2015);
- utilização de modelo CFD (*Computational Fluid Dynamics*) para modelagem do hidrograma proveniente da ruptura de barragens de rejeitos, considerando erosão e transporte de sedimentos, como, por exemplo, o modelo Flow3D;
- realização de simulação hidráulica considerando a variação espaço-temporal das características reológicas do fluido ao longo do trecho de propagação, de forma a incorporar sua diluição;
- reprodução dos cenários simulados, neste trabalho, utilizando topografia de melhor precisão, como, por exemplo, a técnica de perfilamento a laser (LIDAR), com levantamento topobatimétrico em quantidade suficiente para representar a calha dos rios modelados;
- realização de análise de sensibilidade com relação à base topográfica utilizada na região de estudo (neste trabalho, o SRTM com células de 30 m) com vistas à quantificação das incertezas nos resultados associados à base topográfica tendo em vista pontos planialtimétricos disponibilizados pela base cartográfica do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) bem como pontos que podem ser levantados mediante o emprego de dados altimétricos espaciais;

- realização de análise de sensibilidade com relação ao coeficiente de *Manning*, e posterior calibração desse parâmetro para os modelos unidimensionais e bidimensionais;
- quantificação das edificações atingidas em cada um dos cenários simulados através de técnicas de sensoriamento remoto, e posterior comparação com os dados reais de edificações atingidas após o rompimento da barragem do Fundão;
- aplicação de modelos para previsão de perdas de vida decorrentes de inundações, como, por exemplo, o LIFESim, ou o HEC-FIA, e posterior comparação com o número real de perdas de vida decorrentes do rompimento da barragem do Fundão; e
- avaliação do grau de independência entre as variáveis de entrada de um modelo hidrodinâmico de ruptura de barragem de rejeitos, a fim de melhor avaliar o potencial de utilização da metodologia *One-At-a-Time* para este tipo de estudo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABREU, L. G. A. C. *Determinação de variação de volume na represa de Três Marias com uso de Radar Altimétrico e Imagens Orbitais*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA, <<https://www.ana.gov.br>>. Último acesso em 18 de setembro de 2019.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA, *Encarte Especial sobre a Bacia do Rio Doce – Rompimento da Barragem em Mariana/MG*, Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil, Informe, 2015.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA, *Relatório de Segurança de Barragens*, 2017.
- ALMEIDA, A. B. *Riscos a Jusante e Legislação*. In: MARTINS, R.; VISEU, T.; RAMOS, F. (coord.). *Legislação sobre segurança de barragens*. Projeto NATO. Lisboa: LNEC, 1999, p. 107-124.
- ANDRADE, P. C. C., *Evolução dos Processos Sedimentológicos e Morfológicos a Jusante de Barragens de Usinas Hidrelétricas*. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2013.
- ARONICA, G.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S. *Assessing the uncertainty in distributed model predictions using observed binary pattern information within GLUE*. *Hydrological Processes*, v. 16, n. 10, p. 2001-2016, 2002.
- BALBI, D. A. F. *Metodologias para a elaboração de Planos de Ações Emergenciais para inundações induzidas por Barragens. Estudo de Caso: Barragem de Peti – MG*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.
- BARBOSA, S. E. S. *et al. Geração de Modelos de Regionalização de Vazões Máximas, Médias de Longo Período e Mínimas de Sete Dias para a Bacia do Rio do Carmo, Minas Gerais*. *Engenharia Sanitária e Ambiental*. V.10, n. 1, p.64-71, 2004.
- BATISTA, G. T.; DIAS, N. W. *Introdução ao sensoriamento remoto e processamento de imagens*. São José dos Campos: INPE, 2005.

- BLIGHT, G. E. *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. London: Taylor & Francis Group, 2010, 641 p.
- BRANDÃO, M. R. L.; SAMPAIO, R. J.; ALMEIDA, L. C. F. H.; ROTUNNO FILHO, O. C.; RIBEIRO, C. B. M. *Sensoriamento remoto aplicado ao monitoramento de sedimentos fluviais em suspensão – Estudo de caso: Trecho a jusante da Barragem de Fundão/MG*. XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Florianópolis, 2017.
- BRASIL, L. S. S. *Utilização de Modelagens Uni e Bidimensional para a Propagação de Onda de Cheia Proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem. Estudo de Caso: Barragem Rio de Pedras*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005, 203 p.
- BRASIL. Congresso Nacional. *Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010*. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB e cria o Conselho Nacional de Segurança de Barragens - CNSB e o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens – SNISB. Brasília, 2010.
- BRUNNER, G.W. *Dam and levee breaching with HEC-RAS*. World Water & Environmental Resources Congress 2003, 1-9.
- CACUCI, D. G. *Sensitivity and uncertainty analysis - Theory*. Chapman & Hall/CRC, 2003.
- CAMPBELL, J. B.; WYNNE, R. H., *Introduction to remote sensing*. Guilford Press, 2011.
- CANADIAN DAM ASSOCIATION - CDA. *Technical Bulletins. Published as a set to supplemental Dam Safety Guidelines*. Complete listing available on CDA website at [www.cda.ca](http://www.cda.ca).2007.
- CASTAINGS, W., DARTUS, D., LE DIMET, F-X, SAULNIER G-M. *Sensitivity analysis and parameter estimation for distributed hydrological modeling : potential of variational methods. Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, n. 13, p. 503–517, 2009.
- CASTRO, A. L. C. *Glossário de Defesa Civil*. Ministério do Planejamento e Orçamento, Brasília, 1999, 178 p.

- CESTARI JUNIOR, E. *Estudo de propagação de ondas em planície de inundação para elaboração de plano de ação emergencial de barragens: UHE Três irmãos estudo de caso*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2013.
- CHAUHAN, S. S.; BOWLES, D. S.; ANDERSON, L. R. *Do Current Breach Parameter Estimation Techniques Provide Reasonable Estimates for Use in Breach Modeling*. In: Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials. Phoenix, September 2004, 15 p.
- COLLISCHONN, B. *Uso de precipitação estimada por satélite em um modelo hidrológico distribuído*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, 2006.
- COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. *Análise de Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol. 2, n.2, julho/dezembro de 1997, pp. 191-206.
- COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS – CBDB. *A história das barragens no Brasil, Séculos XIX, XX e XXI: cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens*. Rio de Janeiro: CBDB, 2011.
- COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS – CBDB. *Guia básico de segurança de barragens*. Núcleo regional de São Paulo, Comissão regional de segurança de barragens, 1999, 77 p.
- CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS – CNRH, *Resolução nº143 de 10 de julho de 2012*. Publicada no Diário Oficial da União em 04 de setembro de 2012.
- CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS – CNRH. *Resolução nº144 de 10 de julho de 2012*. Publicada no Diário Oficial da União em 04 de setembro de 2012.
- COORDENADORIA ESTADUAL DE DEFESA CIVIL - CEDEC. Ofício Circular 02-2019 GMG/CEDEC. Assunto: Solicitação de informações complementares ao PAEBM, preenchimento do questionário de pesquisa e encaminhamento de

Termo de Referência para elaboração dos estudos de cenários de ruptura hipotética de barragens. 2019.

CUNGE, J. A.; HOLLY, F. M.; VERWEY, A. *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Boston, Pitman Edition, 1980, 419 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL - DNPM. Ministério de Minas e Energia. *Portaria DNPM nº70.389 de 17 de maio de 2017*. Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração, o Sistema Integrado de Gestão em Segurança de Barragens de Mineração e estabelece a periodicidade de execução ou atualização, a qualificação dos responsáveis técnicos, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança da Barragem, das Inspeções de Segurança Regular e Especial, da Revisão Periódica de Segurança de Barragem e do Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração). Brasília, 2017.

DER KIUREGHIAN, A.; DITLEVSEN, O. *Aleatory or epistemic? Does it matter?* Structural Safety, v. 31, n. 2, p. 105–112, 2009.

DUARTE, A. P. *Classificação das barragens de contenção de rejeitos de mineração e de resíduos industriais no estado de Minas Gerais em relação ao potencial de risco*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

ECOPLAN-LUME, Consórcio. *Plano Integrado de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Doce e Planos de Ações para as Unidades de Planejamento e Gestão de Recursos Hídricos no Âmbito da Bacia do Rio Doce*, 2010.

ELDHO, T. I. *Integrated watershed modeling and characterization using FEM, GIS & remote sensing techniques*. Journal of Hydraulic Engineering, VOL. 15, p.227-243, 2009.

ELETROBRAS. Centrais Elétricas Brasileiras S. A. *Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas*. Brasília, 2003, 279 p.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA - EMBRAPA, *LANDSAT - Land Remote Sensing Satellite*, Disponível em: [https://www.cnpm.embrapa.br/projetos/sat/conteudo/missao\\_landsat.html](https://www.cnpm.embrapa.br/projetos/sat/conteudo/missao_landsat.html). Acesso em: 19 de março de 2017.

- FARR, T. G.; CRIPPEN, R.; DUREN, R.; HENSLEY, S.; KOBRICK, M.; PALLER, M.; RODRIGUEZ, E.; ROSEN, P.; ROTH, L., SEAL, D.; SHAFFER, S; SHIMADA, J.; UMLAND, J.; WERNER, M.; BURBANK, D.; OSKIN, M; ALSDORF, D. *The Shuttle Radar Topography Mission*. Reviews of Geophysics, 45, RG2004, 2007.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY – FEMA. *Federal guidelines for inundation mapping of flood risks associated with dam incidents and failures*, First Edition, P. 946, 2013.
- FERREIRA, D. S. *Análise do comportamento de aterro experimental executado sobre um depósito de rejeitos finos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Núcleo de Geotecnia. 145pg, 2016.
- FORZIERI, G.; CASTELLI, F.; PRETI, F., *Advances in remote sensing of hydraulic roughness*. International Journal of Remote Sensing, 33, 630–654, 2012.
- FREAD, D. L.; LEWIS, J. M. *NWS FLDWAV Model: Theoretical Description and User Documentation*, National Weather Service - NWS - NOAA, Office of Hydrology, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs, Maryland, 1998, 335 p.
- FROEHLICH, D. C. *Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 134, No 12, pp 1708-1720, 2008.
- GARCIA, J. I. B., PAIVA, E. M. C. D. *Monitoramento Hidrológico e Modelagem da Drenagem Urbana da Bacia do Arroio Cancela – RS*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 11, n. 4, p. 99-108, 2006.
- GEHRING, J. G., *Aspectos Atuais na Avaliação da Segurança de Barragens em Operação*. São Paulo, 1987.
- GETIRANA, A. C. V. *Contribuições Da Altimetria Espacial á Modelagem Hidrológica de Grandes Bacias na Amazônia*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2009.
- GIACOMONI, M. H. *Estimativa da evapotranspiração regional por meio de técnicas de sensoriamento remoto integradas a modelos de balanço de energia: aplicação no estado do Rio Grande do Sul*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal

- do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, 2005.
- HAMEED, M. A. *Evaluating Global Sensitivity Analysis Methods for Hydrologic Modeling over the Columbia River Basin*. Dissertations and Theses, n. 2398, 2015.
- HUNTER, N. M. *Development and assessment of dynamic storage cell codes for flood inundation modelling*. Tese de Doutorado. University of Bristol. 2005.
- HYDRONIA. *RiverFlow2D Two-Dimensional River Dynamics Model – Reference Manual*. 2016.
- INSTITUTO BRASILEIRO DO MEIO AMBIENTE E DOS RECURSOS NATURAIS RENOVÁVEIS – IBAMA, *Laudo Técnico Preliminar – Impactos ambientais decorrentes do desastre envolvendo o rompimento da barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais*, IBAMA, 2015.
- INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. *Dam break flood analysis: review and recommendations*. Bulletin 111. Paris, 1998, 301 p.
- INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. *Dam failures statistical analysis*. Bulletin 99. Paris, 1995, 63 p.
- INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. *Embankment dams – granular filters and drains*. Bulletin 95. Paris, 1994, 256 p.
- INTERNATIONAL COMMISSION OF LARGE DAMS – ICOLD. *Seismic observation of dams*. Bulletin 11. Paris, UNEP/ICOLD, 1999.
- INTERNATIONAL COMMISSION OF LARGE DAMS – ICOLD. *Tailings dams: risk of dangerous occurrences - Lessons learnt from practical experiences*. Bulletin 121. Paris, UNEP/ICOLD, 2001.
- IOOSS, B., LEMAÎTRE, P. *A review on global sensitivity analysis methods. 2014*. IN: C. Meloni and G. Dellino. *Uncertainty management in Simulation-Optimization of Complex Systems: Algorithms and Applications*, Springer, 2015.
- JANSEN, R. B. *Dams and Public Safety*. USA: Water Resources Technical Publication. Denver, Department of the Interior, 1980, 332p.

- JEYAPALAN, J. K.; DUNCAN, J. M.; SEED, H. B. *Analyses of flow failures of mine tailings dams*, 1983, v. 109, n.2, p. 172-189.
- KITE, G. W.; PIETRONIRO, A., *Remote sensing application in hydrological modelling*, *Hydrological Sciences Journal.*, 41, 563–591, 1996.
- LAURIANO, A. W. *Estudo de ruptura da Barragem de Funil: Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.
- LAURIANO, A. W.; PALMIER, L. R.; MONTE-MOR, R. C. A.; BRASIL, L. S. S.; NASCIMENTO, N. O.; SOUZA, N.; CANELLAS, A. V. B. *Mapeamento de áreas potencialmente inundáveis face à ruptura hipotética de barragens – estudo de caso: barragem de Funil e barragem de Manso*. XXIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica, Cartagena De Indias, Colombia, 2008.
- LELIS, T.A., CALIJURI, M.L., SANTIAGO, A.F., LIMA, D.C. AND ROCHA, E.V. *Análise de sensibilidade e calibração do modelo SWAT aplicado em bacia hidrográfica da região sudeste do Brasil*. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, v. 36, p. 623-634, 2012.
- MACHADO, N. C. *Retroanálise da propagação decorrente da ruptura da barragem do Fundão com diferentes modelos numéricos e hipóteses de simulação*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, 2017.
- MAIJALA, T. *RESCDAM - Development of rescue actions based on dam-break flood analysis - Final Report*, Finlândia, 2001.
- MARTIN, J. L.; MCCUTCHEON, S. C. *Hydrodynamics and transport for water quality modeling*. Ed. Lewis Publishers. 1998.
- MARTIN, V.; AL-MAMUN, M; SMALL, A. *CDA Technical Bulletin on Tailings Dam Breach Analyses*. 87th Annual Meeting of the International Commission on Large Dams, 2019.
- MARTINEZ, R. K. *ASDSO Survey of State Dam Safety Programs* in: *USSD Workshop on Dam Break Analysis Applied to Tailings Dams*, Denver, 2011 – disponível em < [www.infomine.com/library/publications/docs/Martinez2011.pdf](http://www.infomine.com/library/publications/docs/Martinez2011.pdf)> Acesso em 09 de março de 2017.

- MASCARENHAS, F. C. B. *Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1990.
- MELO, L. P. R. *Análise Comparativa de Metodologias de Previsão de Inundação Decorrente da Ruptura de Barragens de Rejeitos: Caso Hipotético da Barragem Tico-Tico*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.
- MENESCAL, R. A. *Gestão da Segurança de Barragens no Brasil – Proposta de um Sistema Integrado, Descentralizado, Transparente e Participativo*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.
- MENESCAL, R. A.; VIEIRA, V. P. P. B.; OLIVEIRA, S. K. F., *Terminologia para análise de risco e segurança de barragens*. In: MENESCAL, R. A. (coord.) *A segurança de barragens e a gestão de recursos hídricos*. Brasília: Ministério da Integração Nacional, 2005, p. 31-49.
- MENESES, P. R; ALMEIDA, T., *Introdução ao processamento de imagens de sensoriamento remoto*, Brasília, 2012.
- MINAS GERAIS. *Institui a política estadual de segurança de barragens*. Lei nº 23.291, 22/02/2019.
- MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL – MI, *Glossário de defesa civil estudos de riscos e medicina de desastres*. Brasília, 2009.
- MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL – MI. *Manual de segurança e inspeção de barragens*. Brasília, julho de 2002, 138 p.
- MONTE-MOR, R. C. A. *Mapeamento de áreas Inundáveis Associadas à Ruptura de Barragens; Estudo de Caso: Barragem de Ninho da Águia - MG*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004, 141 p.
- MORGENSTERN, N. R.; VICK, S. G.; VIOTTI, C. B.; WATTS, B. D. *Fundão Tailings Dam Review Panel. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam*. 2016. 88 p. Disponível em: <<http://fundaoinvestigation.com/>>. Acesso em: 18 janeiro 2017.
- MORRIS, M. W. *CADAM – Concerted Action on Dambreak MODELING - Final Report*, 2000.

- MORRIS, M., W.; GALLAND, J., C. *Dambreak modelling - Guidelines and best practice*. CADAM Project, 2000.
- NASCIMENTO, F. A. *Análise Comparativa Entre as Respostas de Modelos Chuva x Vazão Concentrados, Semi-Distribuídos e Distribuídos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.
- O'BRIEN, J. S.; JULIEN, P. Y.; FULLERTON, W. T. *Two –dimensional water flood and mudflow simulation*. *Journal of hydraulic engineering*, v. 119, n. 2, p. 244-261, 1993.
- PAIVA, R.; COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. *Large scale hydrologic and hydrodynamic modeling using limited data and a GIS based approach*. *Journal of Hydrology*, v.406, n.3, p. 170-181, 2011.
- PALMIER, L. R.; BRASIL, L. S. S.; MONTE-MOR, R. C.; NASCIMENTO, N.; ROCHA, E. G. SILVA, N. S.; CANELLAS, A. V. B. *Modelagem simplificada de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem – Estudo de caso: barragem do aproveitamento múltiplo Manso, Mato Grosso, Brasil*. I Simpósio de Recursos Hídricos do Centro-oeste, Cuiabá, MT, 2007.
- PAPPENBERGER, F., BEVEN, K., HORRITT, M., BLAZKOVA, S. *Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations*. *Journal of Hydrology* 302 (1-4), 46–69. 2005.
- PAPPENBERGER, F.; BEVEN, K.; FRODSHAM, K.; ROMANOWICZ, R.; MATGEN, P. *Grasping the unavoidable subjectivity in calibration of flood inundation models: A vulnerability weighted approach*. *Journal of Hydrology*, v. 333, n. 2, p. 275-287, 2007.
- PERALTA, A. S. *Análise de Regionalização de Vazão Máxima para Pequenas Bacias Hidrográficas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Campinas. Campinas, 2003.
- PIMENTA DE ÁVILA CONSULTORIA LTDA. Germano / Planta II. Disposição de Rejeitos no Vale do Córrego Fundão. Plano de Ações Emergenciais (PAE). *Estudo de Ruptura Hipotética da Barragem de rejeitos do Córrego do Fundão*. Relatório Técnico, v. 2. Nova Lima, MG: PIMENTA DE ÁVILA CONSULTORIA LTDA, 47 p. 2008.

- RABUS, B.; EINEDER, M.; ROTH, A.; BAMLER, R. *The shuttle radar topography mission – a new class of digital elevation models acquired by spaceborn radar*. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, v.57, n.4, p. 241-262, 2003.
- RIBEIRO, V. Q. F. *Proposta de metodologia para avaliação dos efeitos de rupturas de estruturas de disposição de rejeitos*. 2015. 267 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.
- RICO, M.; BENITO, G.; SALGUEIRO A. R.; DÍEZ-HERRERO, A.; PEREIRA, H. G. *Reported tailings dam failures: a review of the European incidents in the worldwide context*. Journal of Hazardous Materials, 2008, p. 846-852.
- RIMA-EIA – *Relatório de Impacto Ambiental Integrado do Complexo do Germano*. Samarco, 2017.
- ROCHA, F. F. *Retroanálise da ruptura da barragem de São Francisco – Mirai, Minas Gerais, Brasil*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.
- ROCQUIGNY, E., DEVICTOR, N., TARANTOLA, S. *Uncertainty in industrial practice*. 2008. IN: C. Meloni ,G. Dellino. *Uncertainty management in Simulation-Optimization of Complex Systems: Algorithms and Applications*, Springer, 2015.
- ROMANOWICZ, A.A., VANCOOSTER, M., ROUNSEVELL, I; JUNESE, L. *Sensitivity of the SWAT Model to the Soil and Land Use Data Parameterisation: A Case Study in the Thyle Catchment*. Ecological Modelling, Belgium, v. 18, p. 27-39, 2005.
- ROMANOWICZ, R., BEVEN, K. *Estimation of flood inundation probabilities as conditioned on event inundation maps*. Water Resour. Res. 39 (3), 1073. 2003.
- SALTELLI, A., ANNONI, P. *How to avoid a perfunctory sensitivity analysis*. *Environmental Modelling and Software*, v. 25, p. 1489-1916, December 2010.
- SALTELLI, A.; RATTO, M.; ANDRES, T.; CAMPOLONGO, F.; CARIBONI, J.; GATELLI, D.; SAISANA, M.; TARANTOLA, S. *Global Sensitivity Analysis: The Primer*. John Wiley & Sons, 2008.

- SCHUMANN, G.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S.; MATGEN, P.; PAPPENBERGER, F. *Progress in integration of remote sensing-derived flood extent and stage data and hydraulic models*. Reviews of Geophysics, v. 47, n. 4, 2009.
- SMALL, A.; JAMES, M.; AL-MAMUN, M. *Advancing the state of practice for tailings dam breach assessment using empirical correlations*. CDA 2017 Annual Conference, Kelowna, BC, Canada, 2017.
- SÓRIA, M. A. Z. *As Barragens e a Água do Mundo: Um livro educativo que explica como as barragens ajudam a administrar a água do mundo*. CIGB – ICOLD, 2008.
- TACHIKAWA, A. T.; KAKU, M.; IWASAKI, AL.; GESH, D.; OIMOEN, M.; ZHANG, Z.; CARABAJAL, C. *ASTER Global Digital Elevation Model Version 2 – Summary of Validation Results*. ASTER GDEM Validation Team. NASA, 27pp, 2011.
- TSCHIEDEL, A. F. *Avaliação de Incerteza em Estudos de Rompimento de Barragens*. 2017. Dissertação. PPGRHSA. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2017.
- TUCCI, C. E. M. *Regionalização de Vazões*. Editora da Universidade. UFRGS. 1ª edição. Porto Alegre, 2002.
- UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS – USACE *HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual*. Hydrologic Engineering Center. California, EUA. 2016.
- UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS – USACE. *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual*. Hydrologic Engineering Center (HEC), Version 3.1, 2002, 350 p.
- UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS – USACE. *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual*. Hydrologic Engineering Center (HEC), 2010, 417 p.
- UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS – USACE. *Hydrologic Engineering Center, Flood Emergency Plans - Guidelines for Cops Dams*, RD-13, June 1980.

- UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS – USACE. *Using HEC-RAS for dam break studies – TD-39*, Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2014.
- UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION, UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR. *Downstream Hazard Classification Guidelines*. Acer technical memorandum no. 11, Denver, Colorado.1988.
- UNITED STATES GEOLOGICAL SERVICE – USGS, *Landsat Missions*, Disponível em: <<https://landsat.usgs.gov>>. Acesso em: 18 de março de 2017. Atualizado em novembro de 2016.
- VALEO, C.; ETCHEVERS, P.; FRANKS, S.; HEAL, K.; HUBBARD, S.; KARAMBIRI, H.; OKI, T.; UHLENBROOK, S. *Hydrological Measurement*. In: OKI, T.; VALEO, C.; HEAL, K. (eds.). *Hydrology 2020: An Integrated Science to Meet World Water Challenges*. IAHS Press, 2006, p. 69-103.
- VERMURI, V., DRACUP, J.A. ERDMANN, R.C. *Sensitivity analysis method of system identification and its potential in hydrologic research*. *Water Resources*, v. 5, n. 2, p. 341-349, 1969.
- VERÓL, A. P. *Simulação da Propagação de Onda Decorrente de Ruptura de Barragem, Considerando a Planície de Inundação Associada a Partir da Utilização de um Modelo Pseudo-Bidimensional*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2010.
- VIANINI NETO, L. *Estudo de Ruptura da Barragem da Pampulha, em Belo Horizonte: retroanálise da brecha do acidente de 1954 e ruptura hipotética nas condições atuais*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.
- VICK, S. G. *Analyses of flow failures of mine tailings dams and investigation of flow failures of tailings dams*. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1984, v. 110, p. 454-456.
- VIEIRA, F., *Distribuição, impactos ambientais e conservação da fauna de peixes da bacia do rio Doce*. *MGBiota*, v. 2, n. 5, p. 5-22p, 2009.
- WISEU, T. *Segurança dos vales a jusante de barragens – Metodologias de apoio à gestão dos riscos*. Tese de Doutorado, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2006.

- WISEU, T.; MARTINS, R., *Optimização de Recursos nas Acções de Segurança de Barragens*. In: III Simpósio De Hidráulica E Recursos Hídricos Dos Países De Língua Oficial Portuguesa (SILUSBA). Maputo, Moçambique, abril de 1997, 10 p.
- VON THUN, J. L.; GILLETTE, D. R. *Guidance on Breach Parameters, unpublished internal document*, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, March 13, 1990.
- WAHL, T., L. *Prediction of Embankment Dam Breach Parameters: a Literature Review and Needs Assessment*. Maryland: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office, 1998, 60 p.
- WERNER, M. G. F.; HUNTER, N. M.; BATES, P. D. *Identifiability of distributed floodplain roughness values in flood extent estimation*. Journal of Hydrology, v. 314, n. 1, p. 139-157, 2005.
- WORLD COMMISSION ON DAMS – WCD. *Dams and Development. A new framework for decision-making*. Earthscan Publications. Londres, 2000, 404p.
- WORLD INFORMATION SERVICE ON ENERGY – WISE. Uranium Project. *Chronology of major tailings dam failures*. Disponível em: <http://www.wise-uranium.org/mdaf.html>. Último acesso em: 05 de abr. de 2019.
- XAVIER, L. N. R. *Modelagem Hidrológica Com O Aporte de Dados da Missão Espacial Grace: Aplicação a Bacias Brasileiras*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2012.
- XIN Z., XIAOHU X., KAILI X., *Study on the Risk Assessment of the Tailings Dam Break*, Procedia Engineering, International Symposium on Mine Safety Science and Engineering, pp. 2261 – 2269, 2011.
- XU, Y., ZHANG, L. M. *Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135 (12), 2009, p. 1957-1970.
- YAN, K.; DI BALDASSARRE, G.; SOLOMATINE, D. P.; SCHUMMANN, G. J. P. *A review of a low-cost space borne data for flood modelling; topography, flood extend and water level*. Hydrological Processes, 2015.

ZHEN-GANG, J. *Hydrodynamics and Water Quality – Modeling Rivers, Lakes and Estuaries*. Ed Wiley. 2008.

**APÊNDICE A – RESULTADOS DOS CENÁRIOS DE  
SIMULAÇÃO**

- Cenário 1: RF-SC-N-5

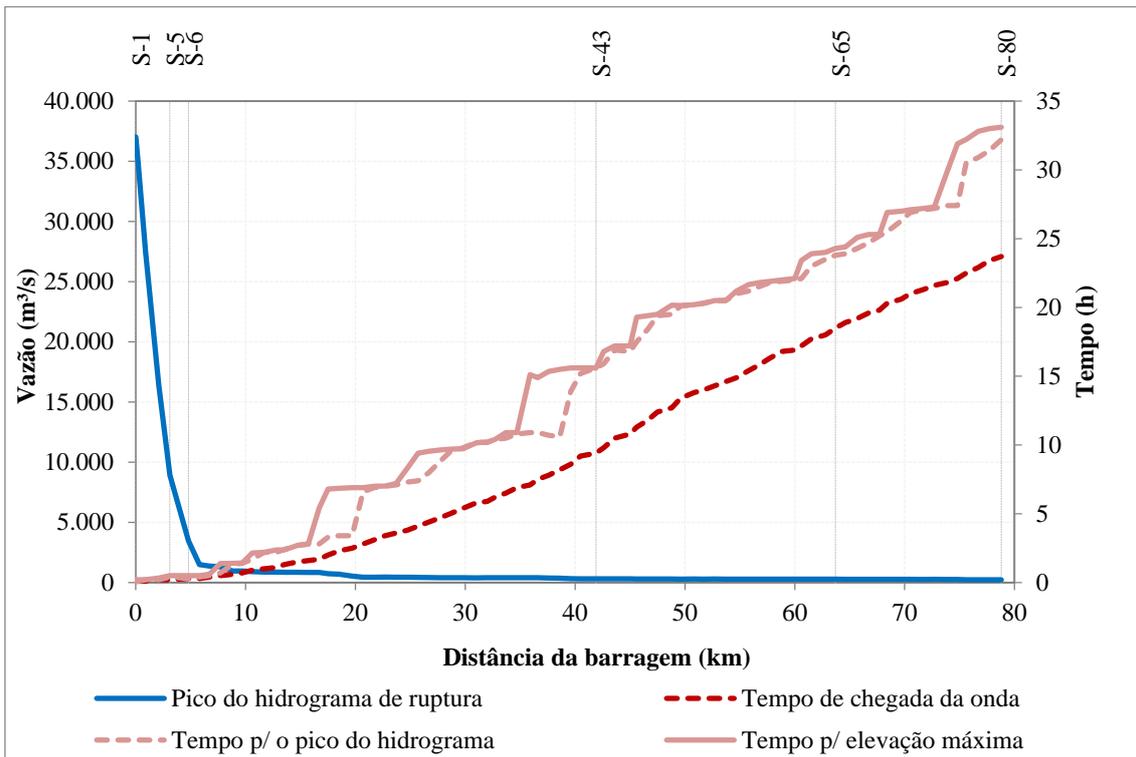


Figura A.1 Resultados do cenário 1 - RF-SC-N-5

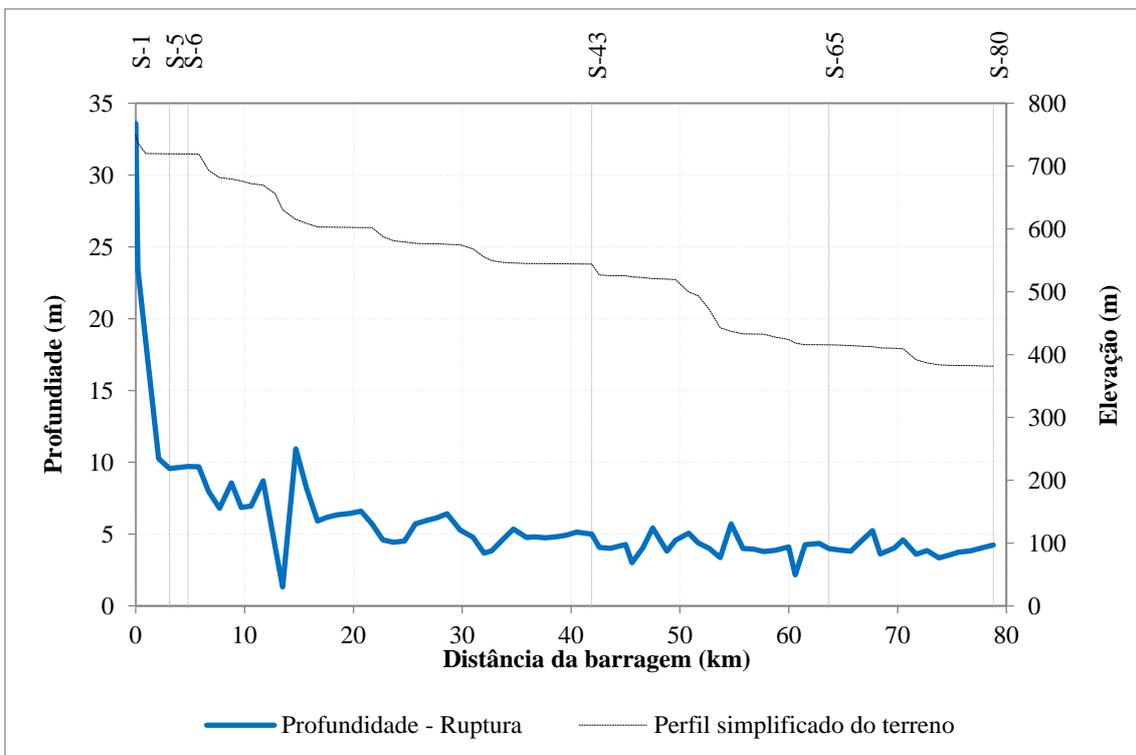


Figura A.2 Resultados do cenário 1 - RF-SC-N-5

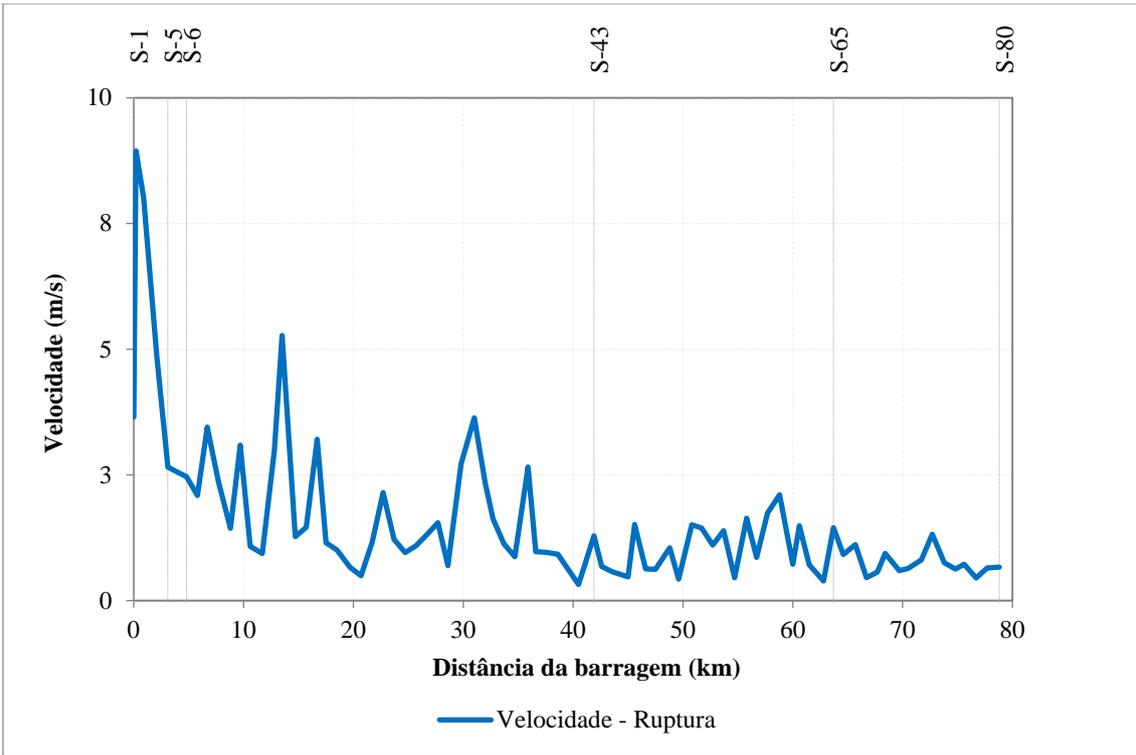


Figura A.3 Resultados do cenário 1 - RF-SC-N-5

- Cenário 2: RF-SC-N-10

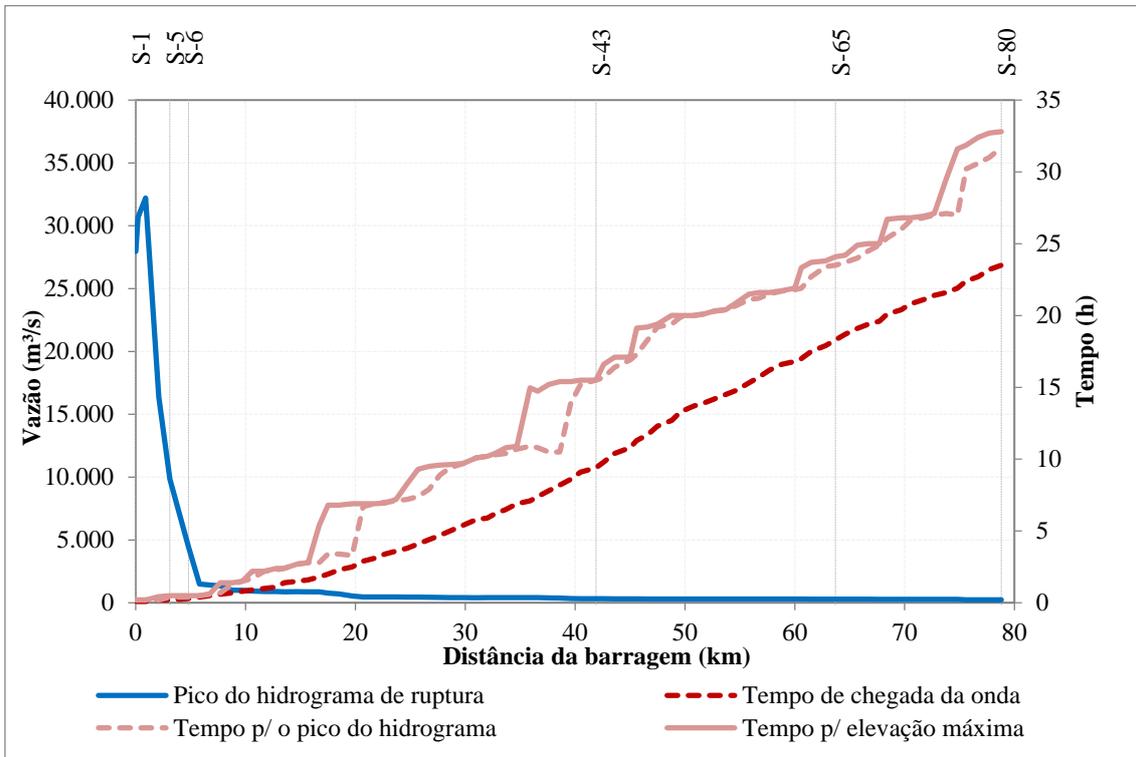


Figura A.4 Resultados do cenário 2 - RF-SC-N-10

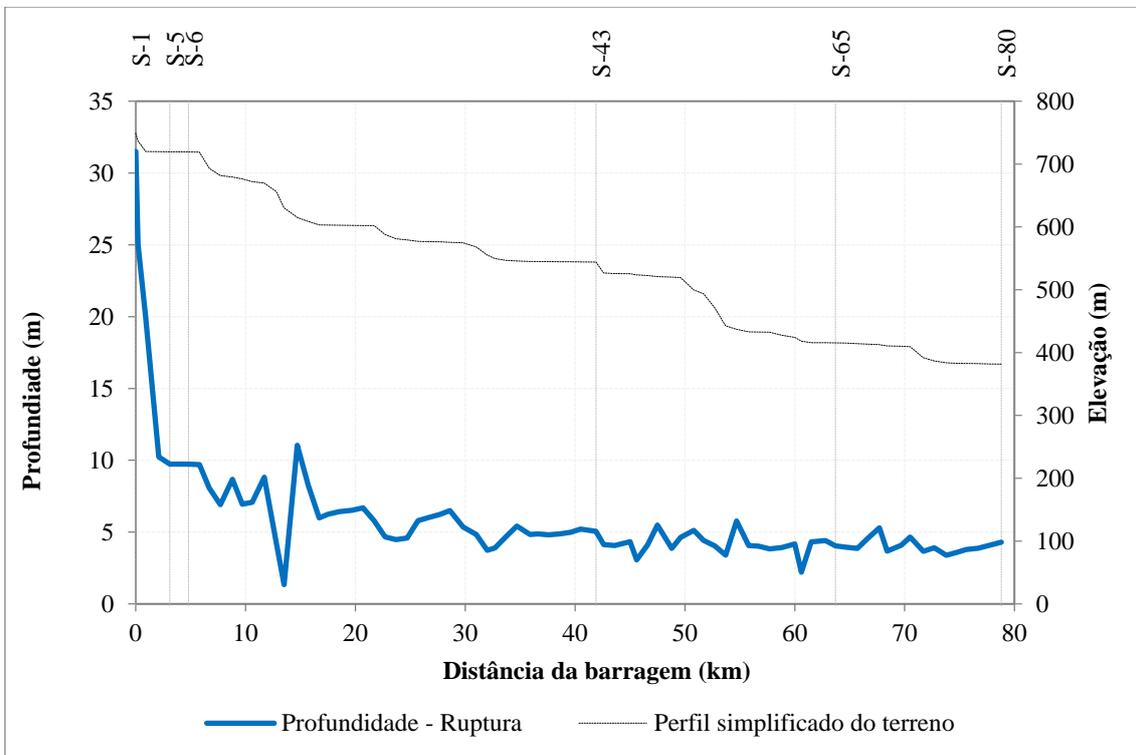


Figura A.5 Resultados do cenário 2 - RF-SC-N-10

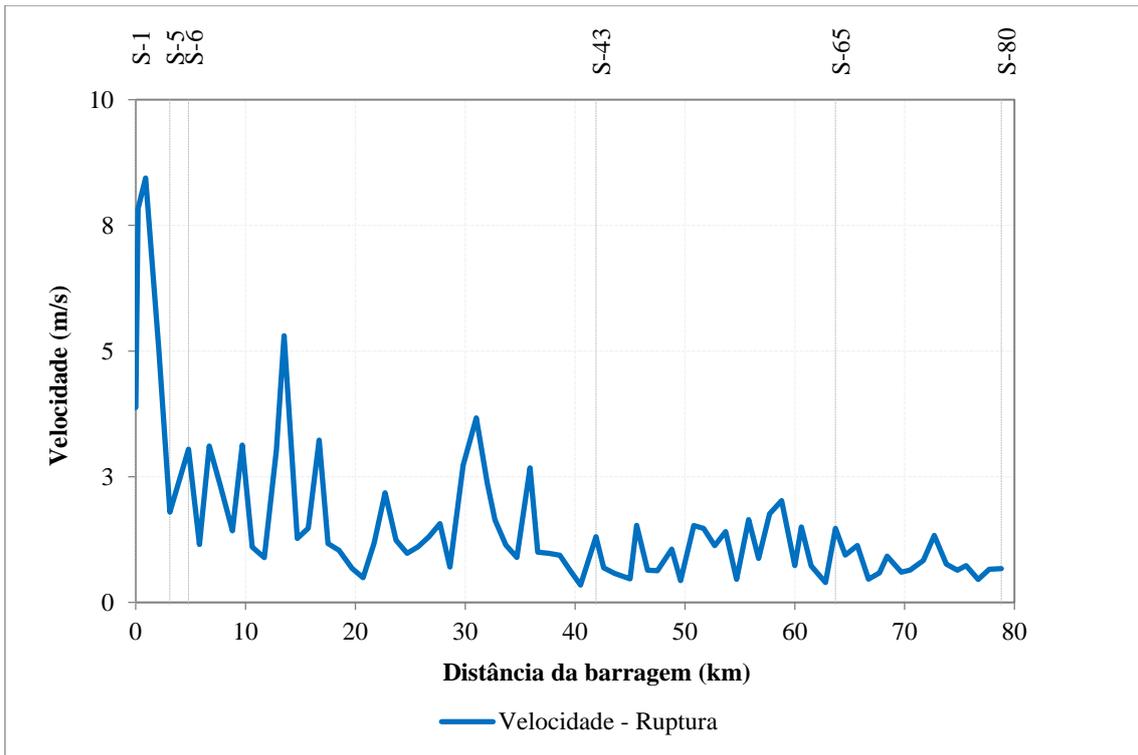


Figura A.6 Resultados do cenário 2 - RF-SC-N-10

- Cenário 3: RF-SC-N-15

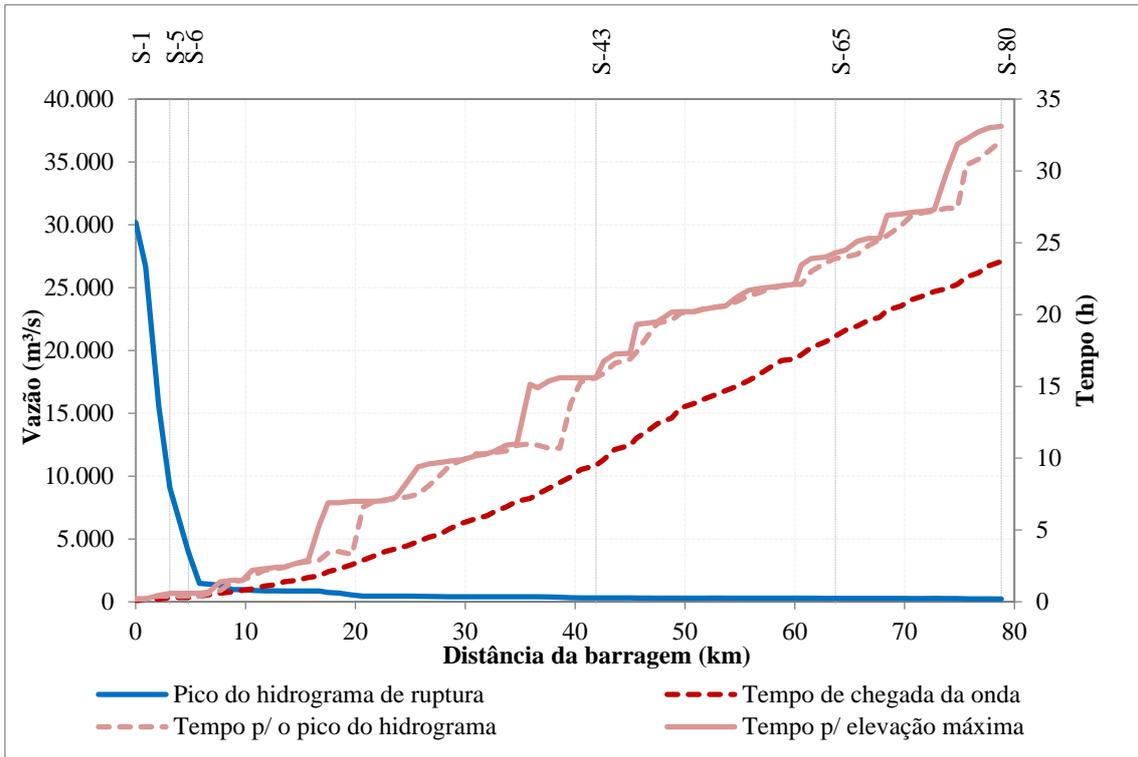


Figura A.7 Resultados do cenário 3 - RF-SC-N-15

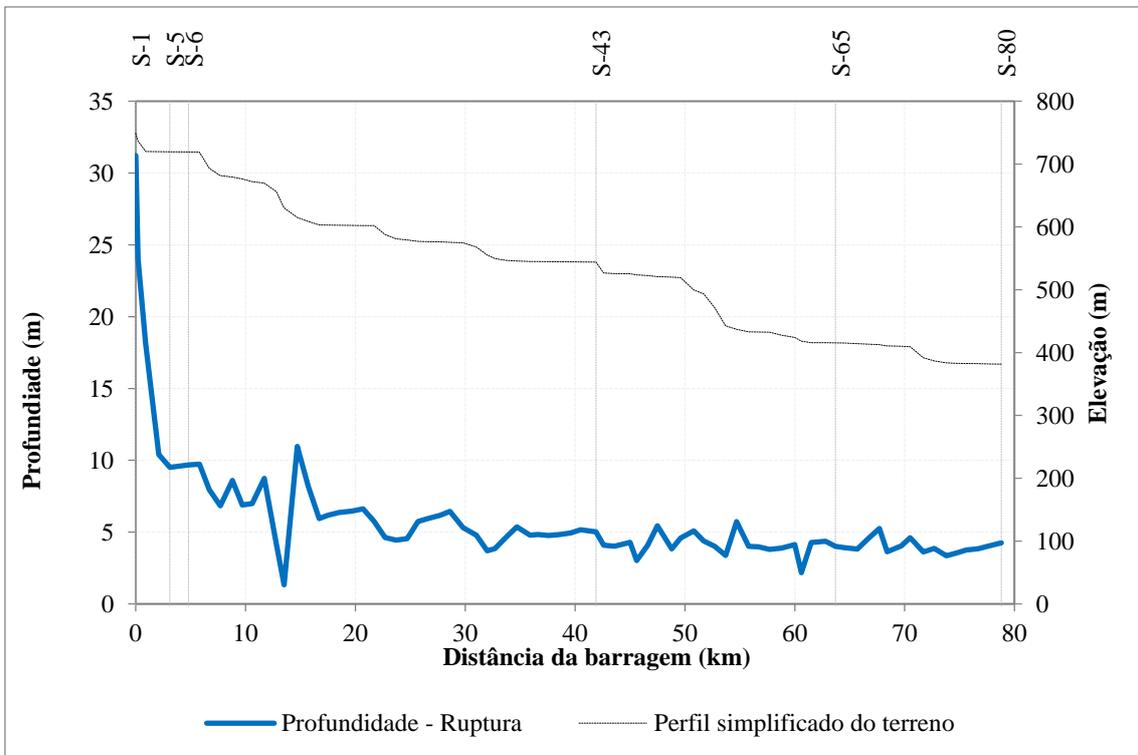


Figura A.8 Resultados do cenário 3 - RF-SC-N-15

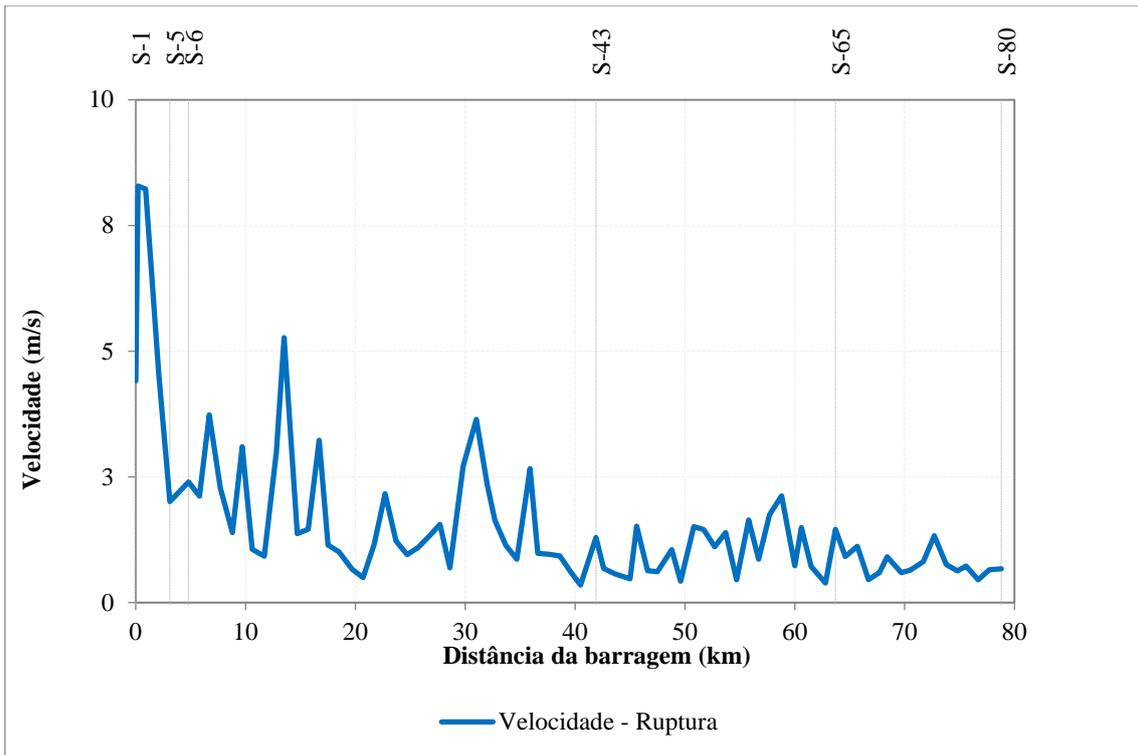


Figura A.9 Resultados do cenário 3 - RF-SC-N-15

- Cenário 4: RF-CC-N-5

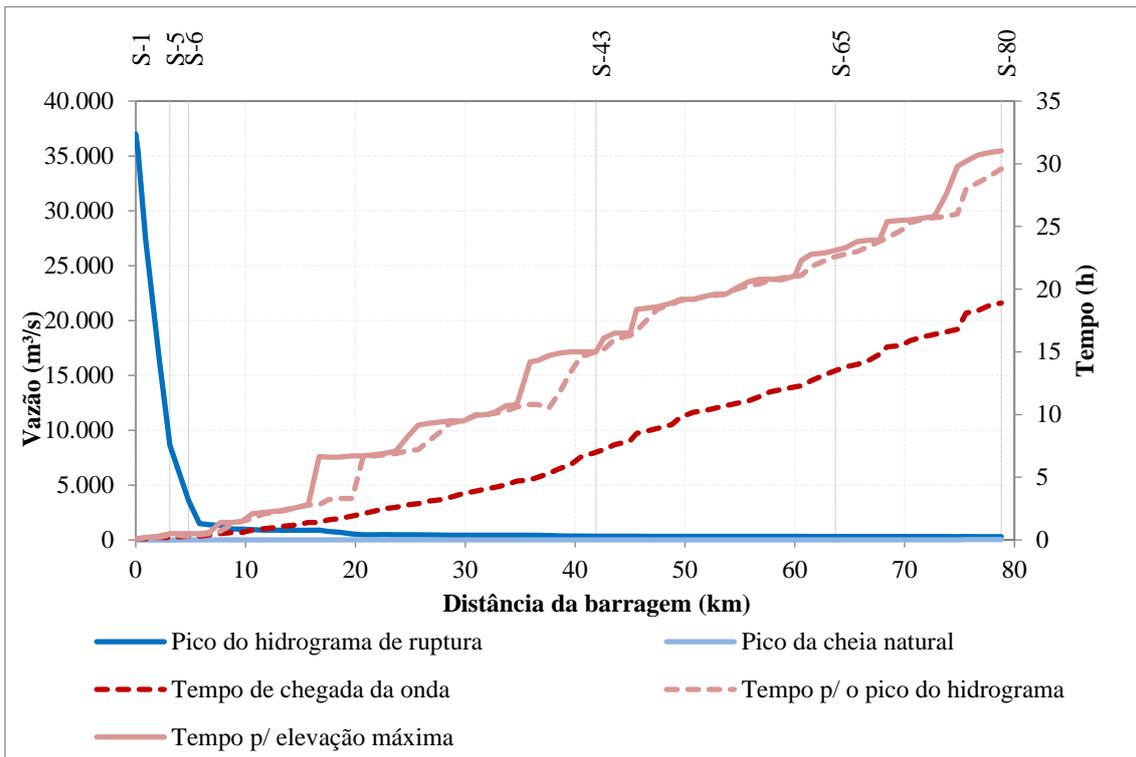


Figura A.10 Resultados do cenário 4 - RF-CC-N-5

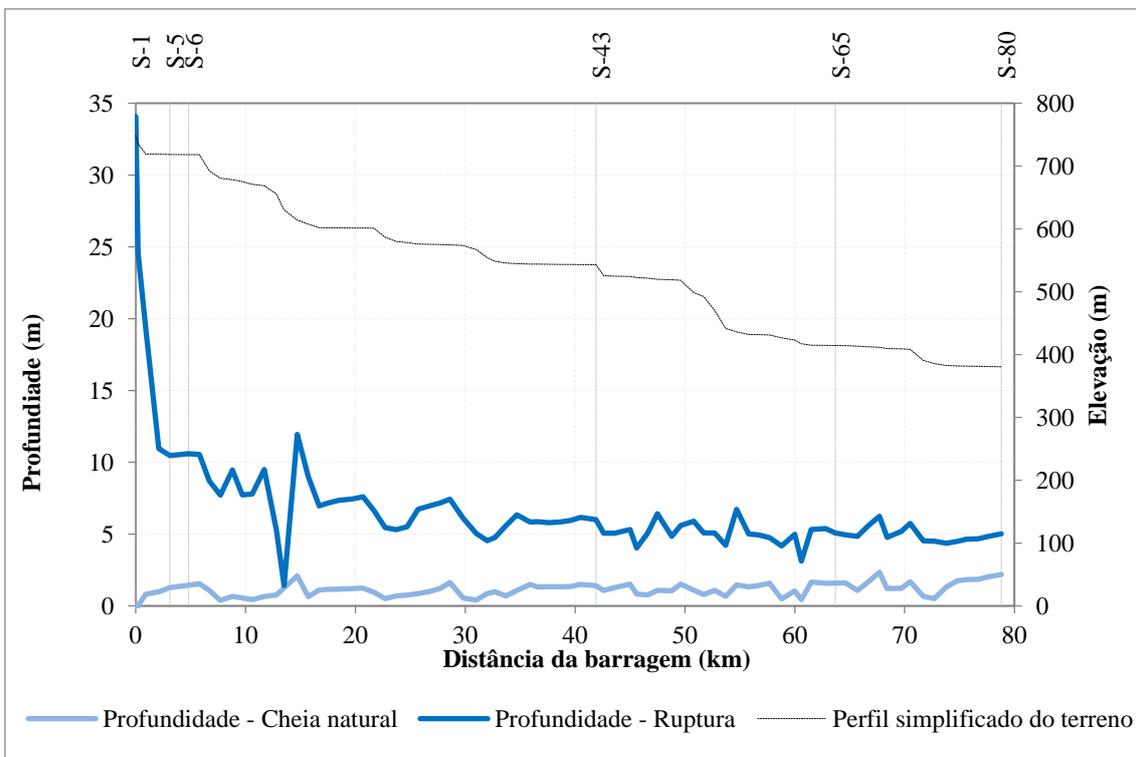


Figura A.11 Resultados do cenário 4 - RF-CC-N-5

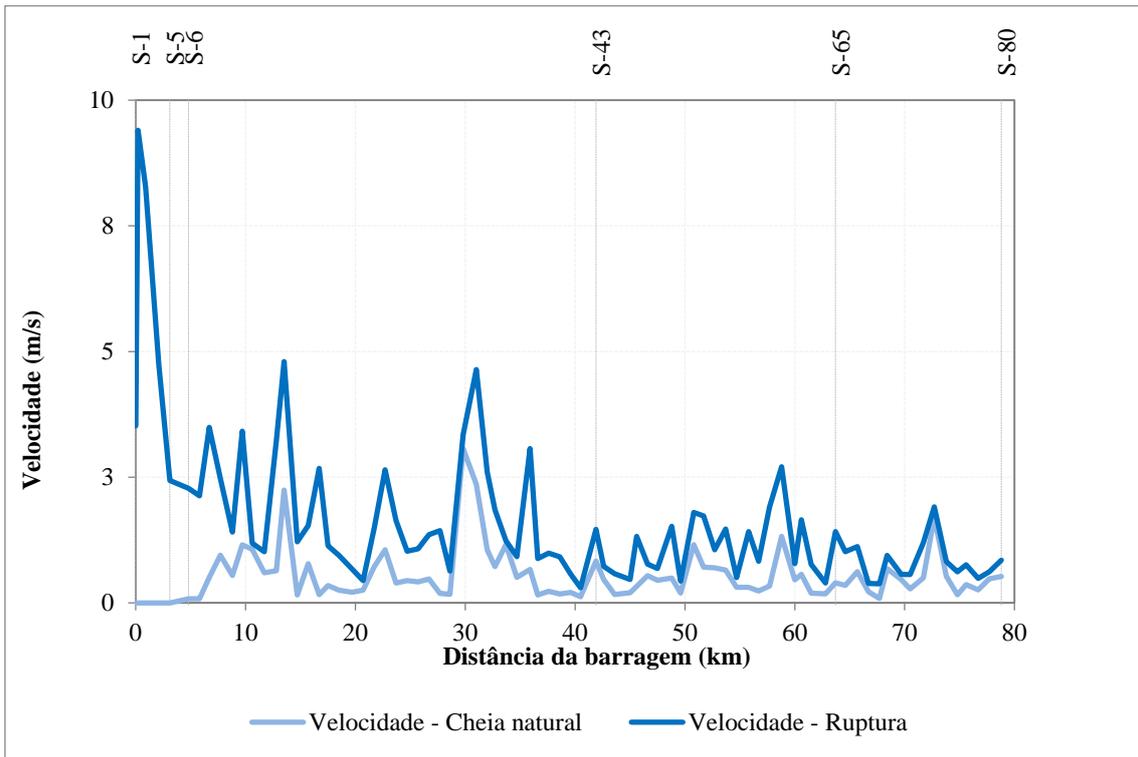


Figura A.12 Resultados do cenário 4 - RF-CC-N-5

- Cenário 5: RF-CC-N-10

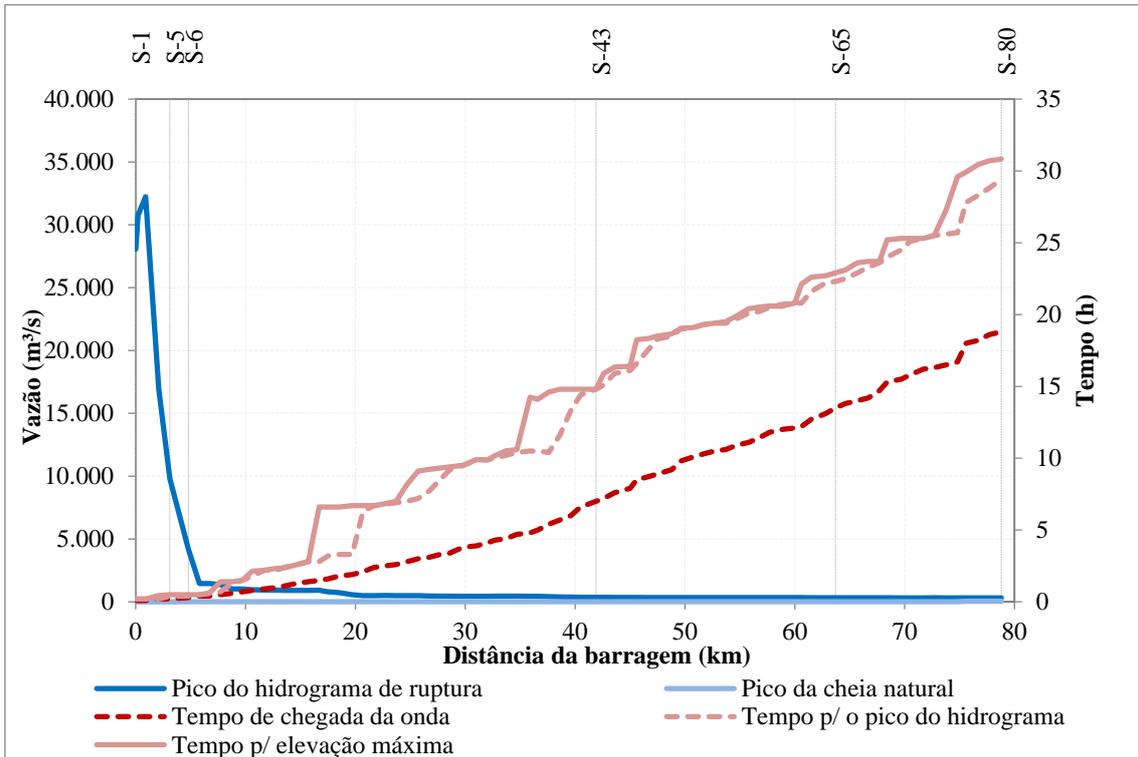


Figura A.13 Resultados do cenário 5 - RF-CC-N-10

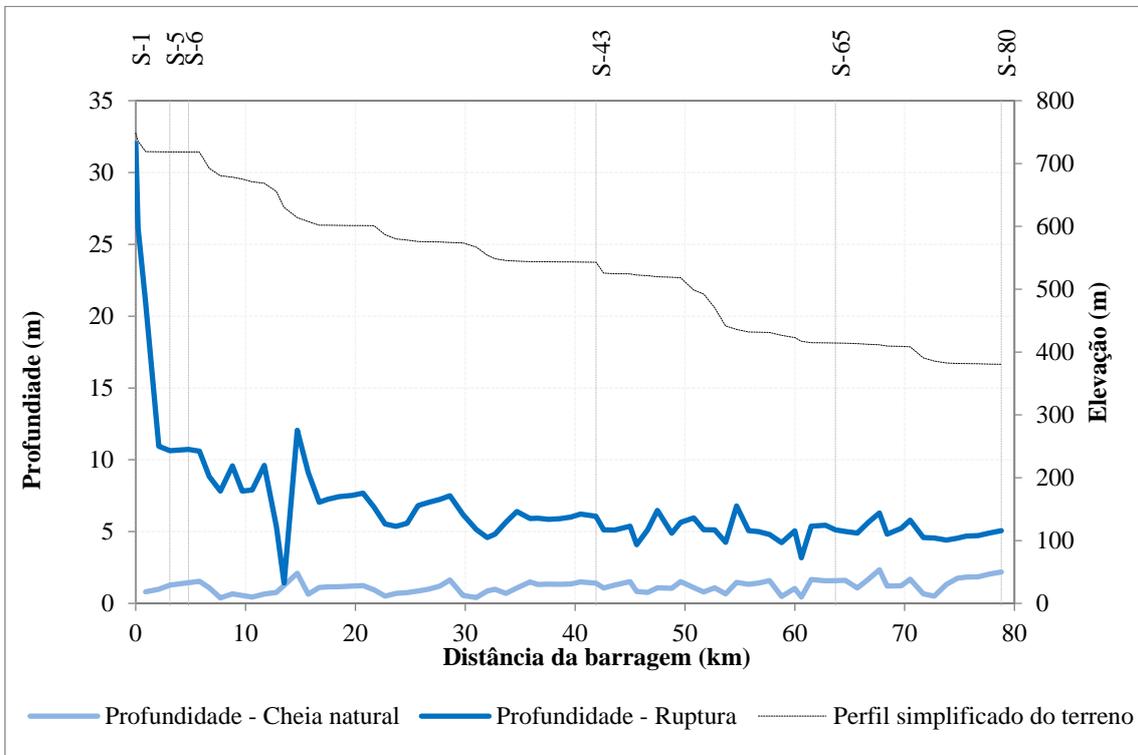


Figura A.14 Resultados do cenário 5 - RF-CC-N-10

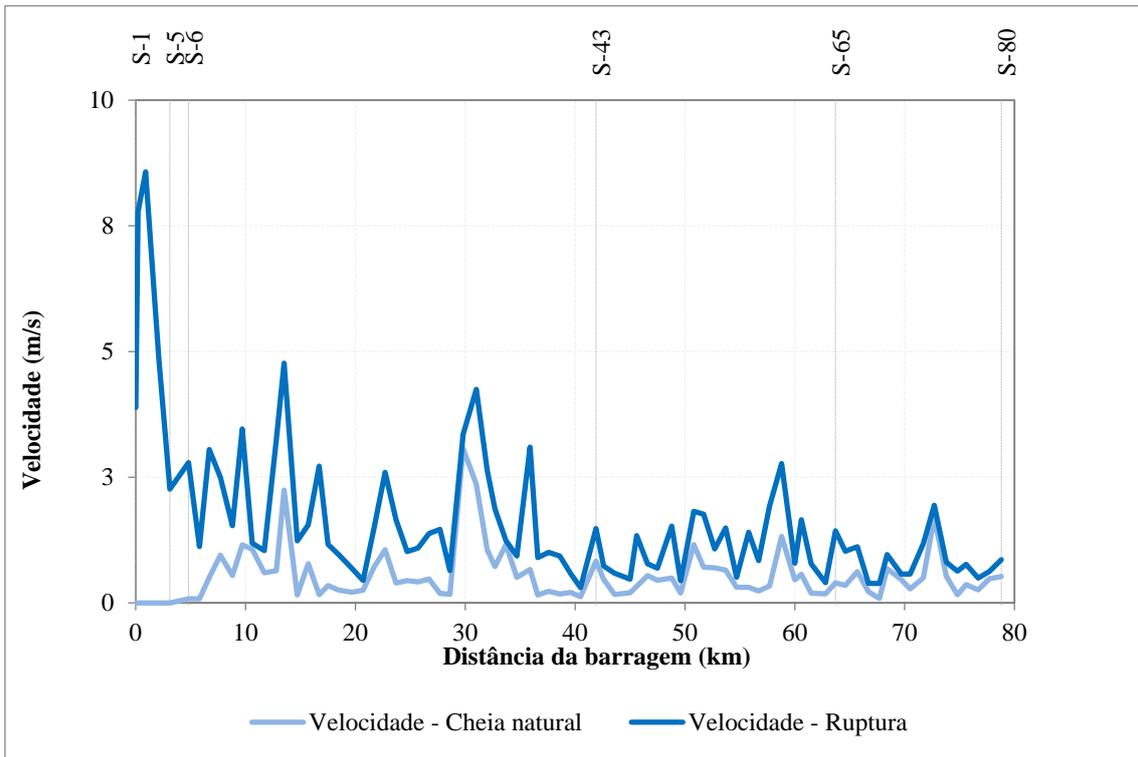


Figura A.15 Resultados do cenário 5 - RF-CC-N-10

- Cenário 6: RF-CC-N-15

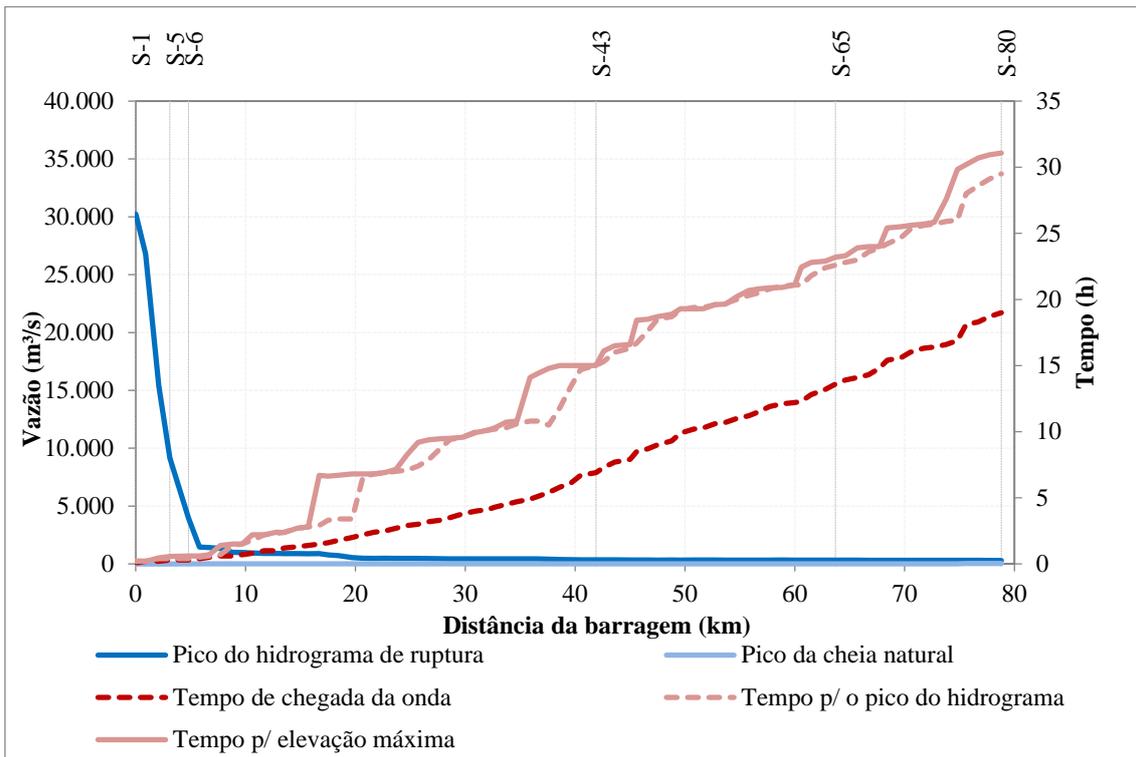


Figura A.16 Resultados do cenário 6 - RF-CC-N-15

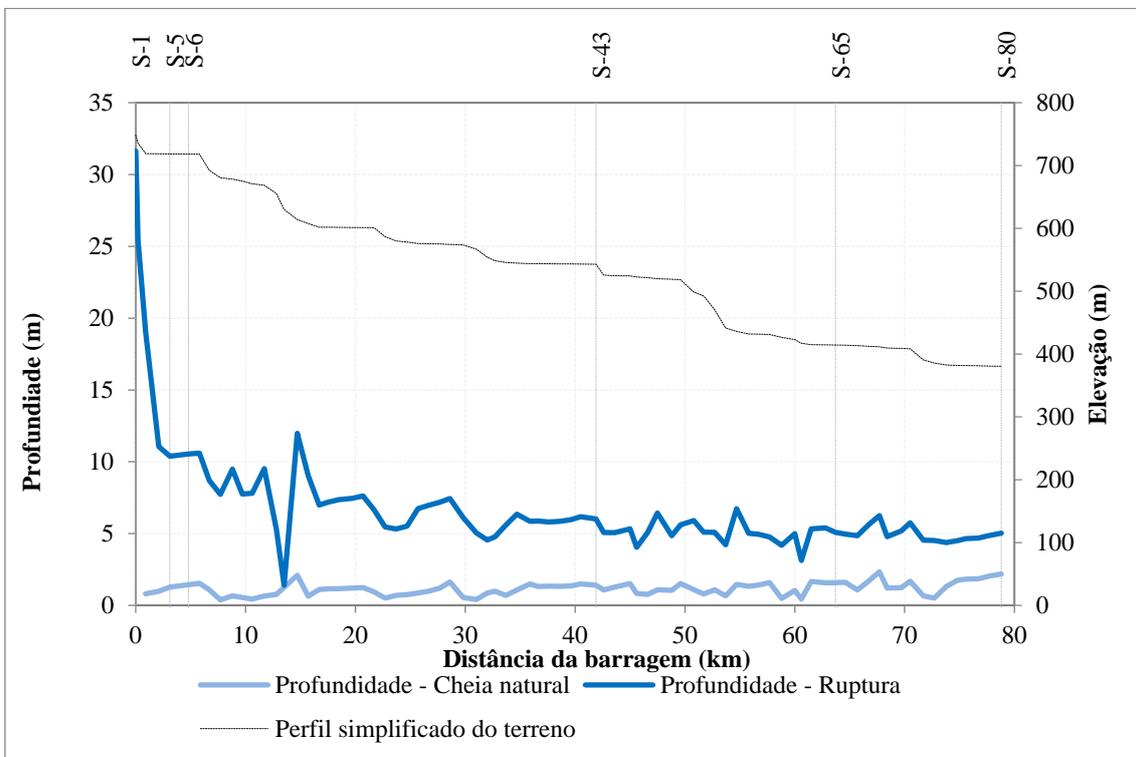


Figura A.17 Resultados do cenário 6 - RF-CC-N-15

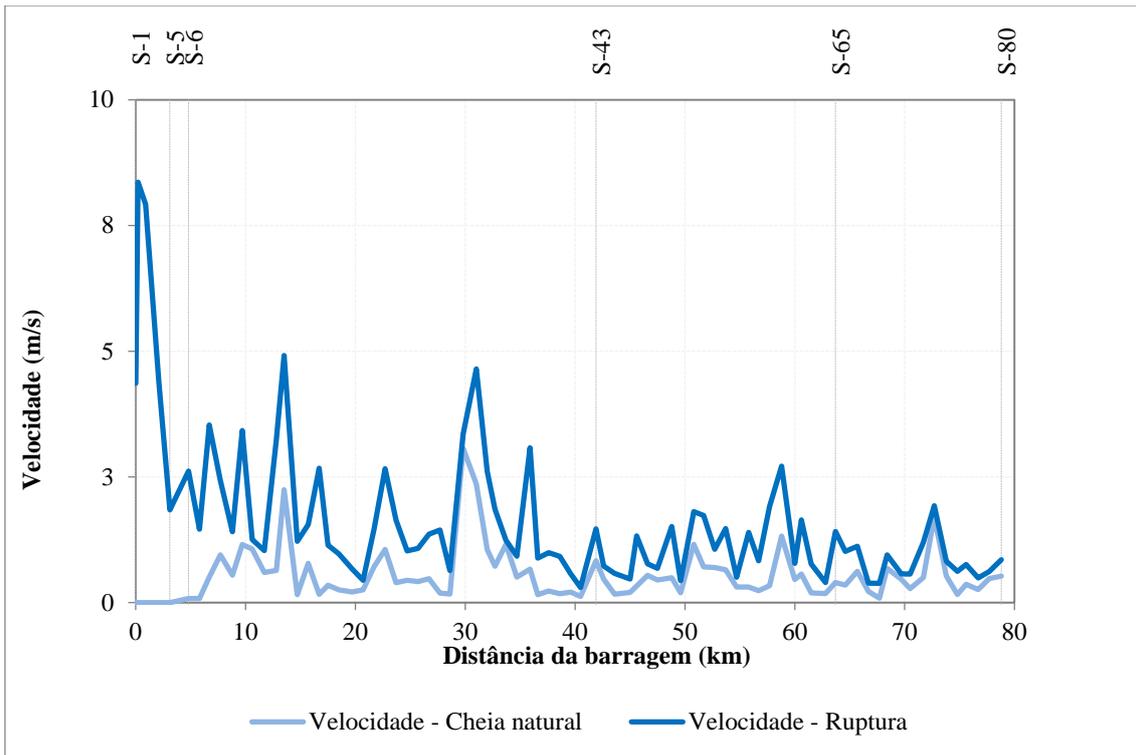


Figura A.18 Resultados do cenário 6 - RF-CC-N-15

- Cenário 7: RF-SC-NN-5

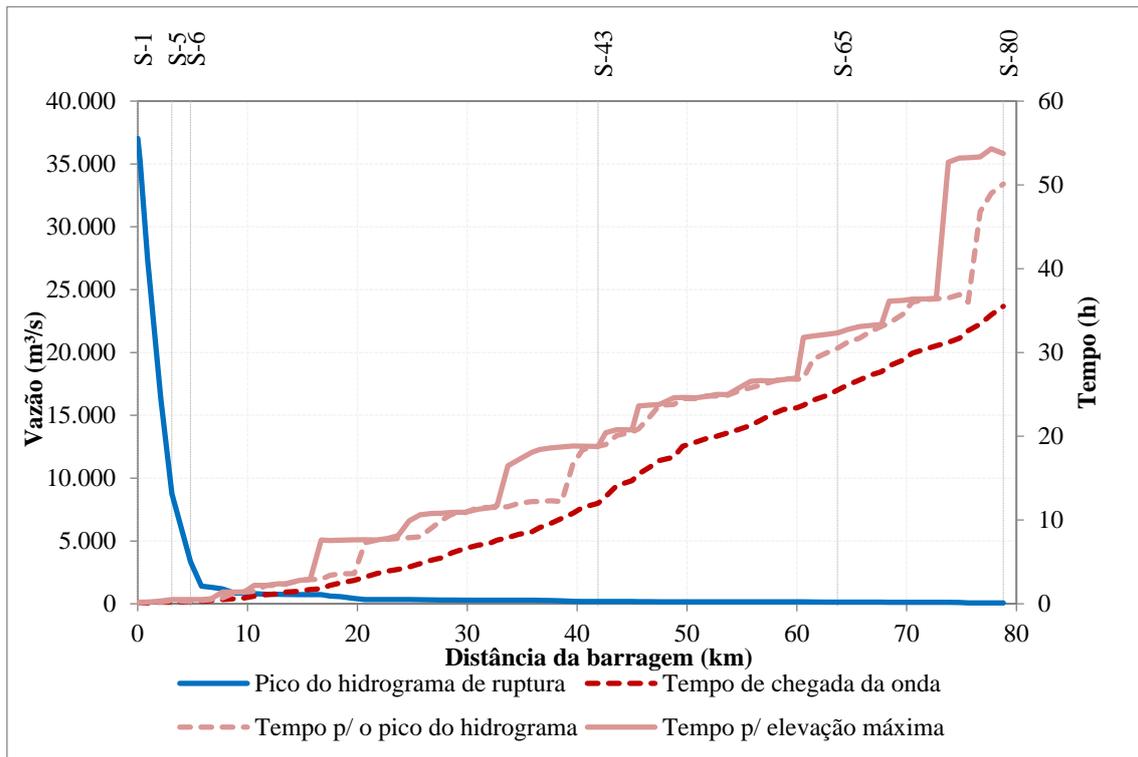


Figura A.19 Resultados do cenário 7 - RF-SC-NN-5

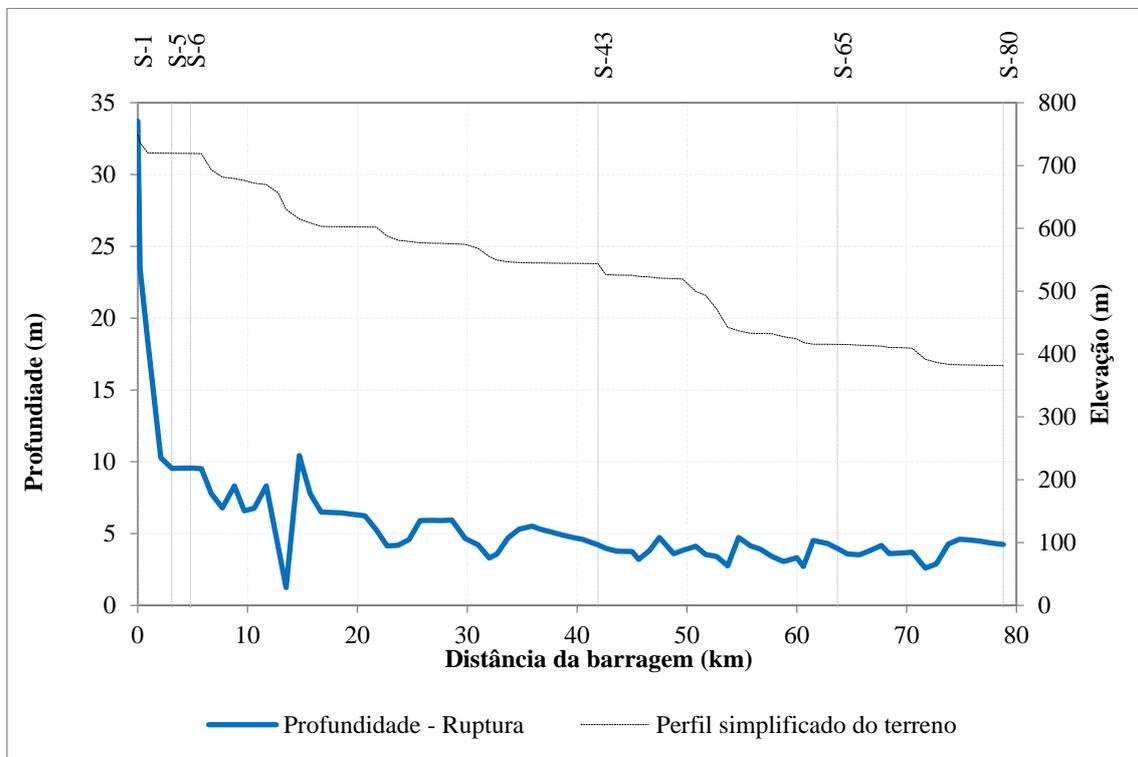


Figura A.20 Resultados do cenário 7 - RF-SC-NN-5

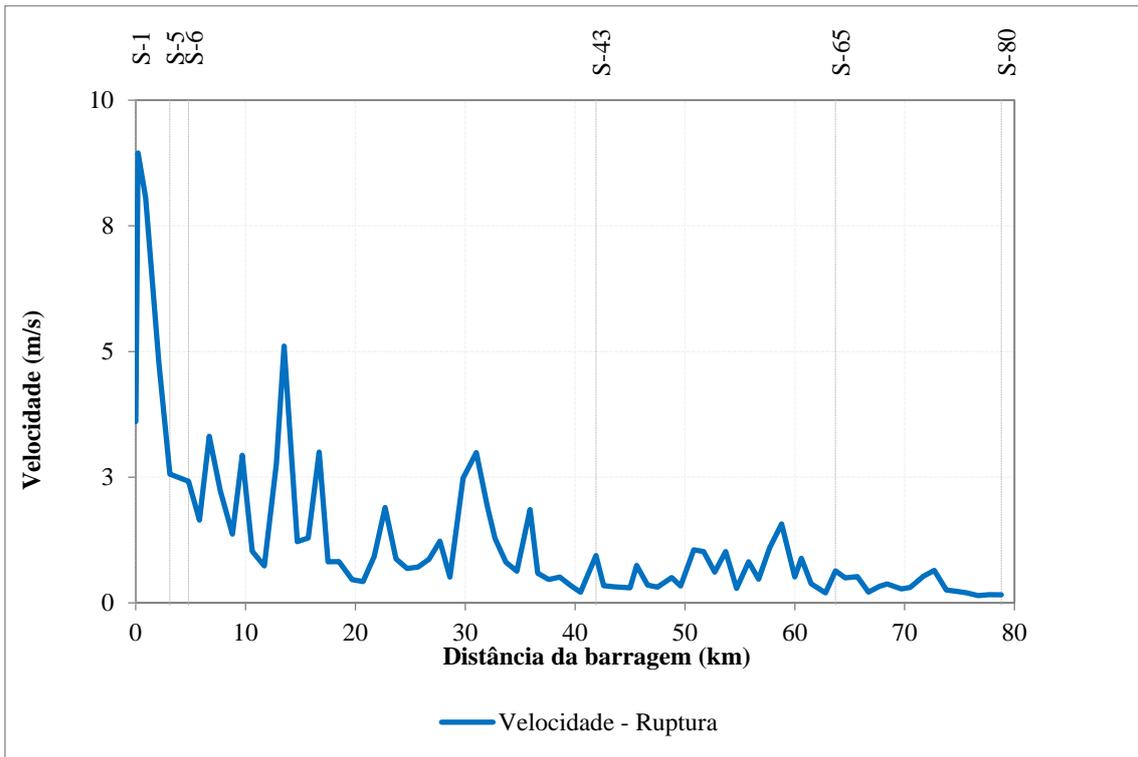


Figura A.21 Resultados do cenário 7 - RF-SC-NN-5

- Cenário 8: RF-SC-NN-10

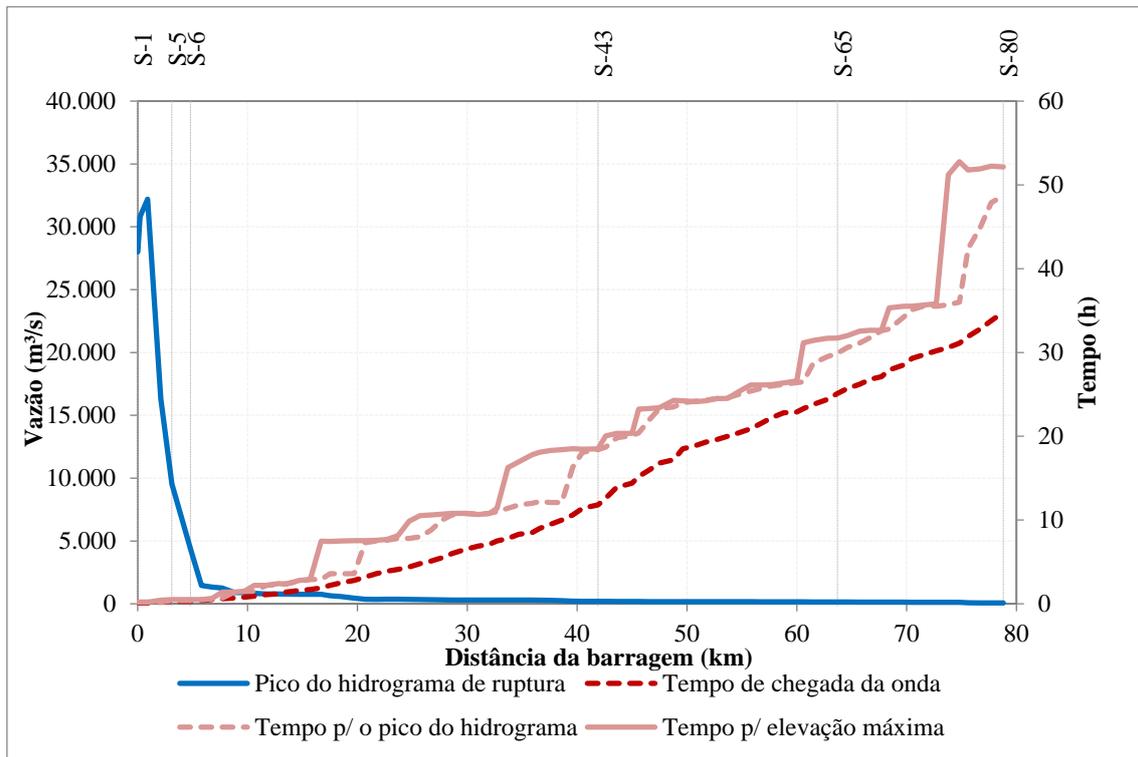


Figura A.22 Resultados do cenário 8 - RF-SC-NN-10

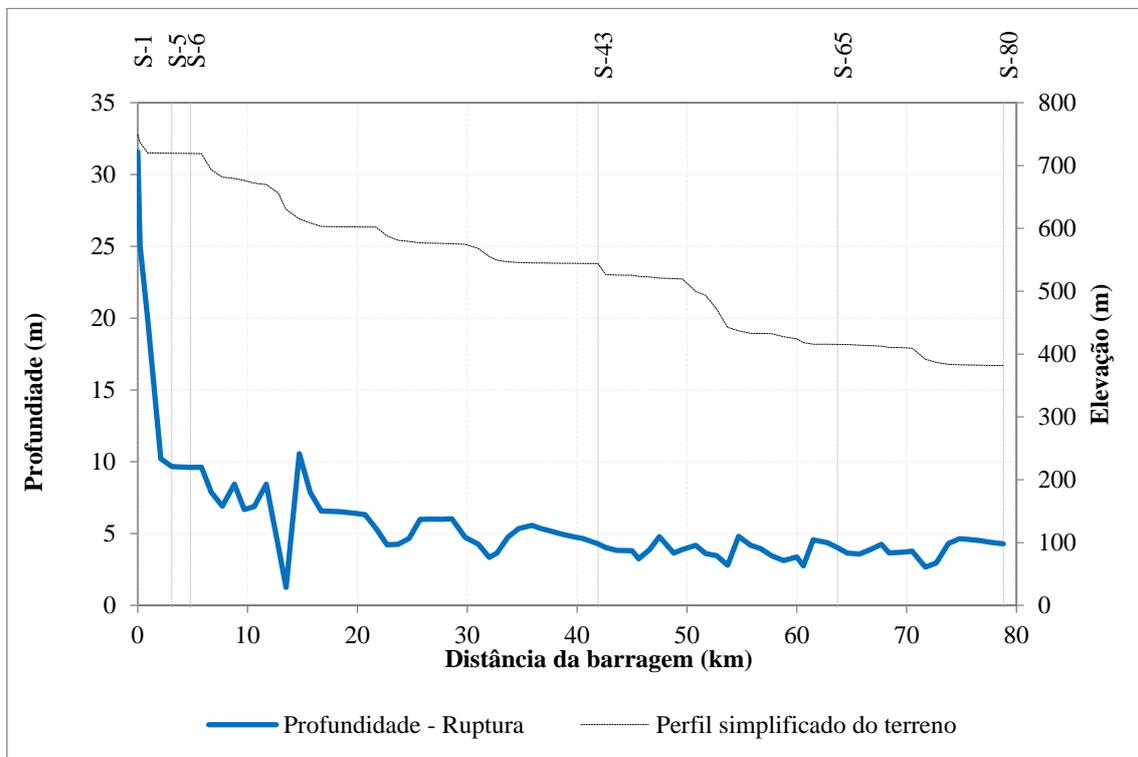


Figura A.23 Resultados do cenário 8 - RF-SC-NN-10

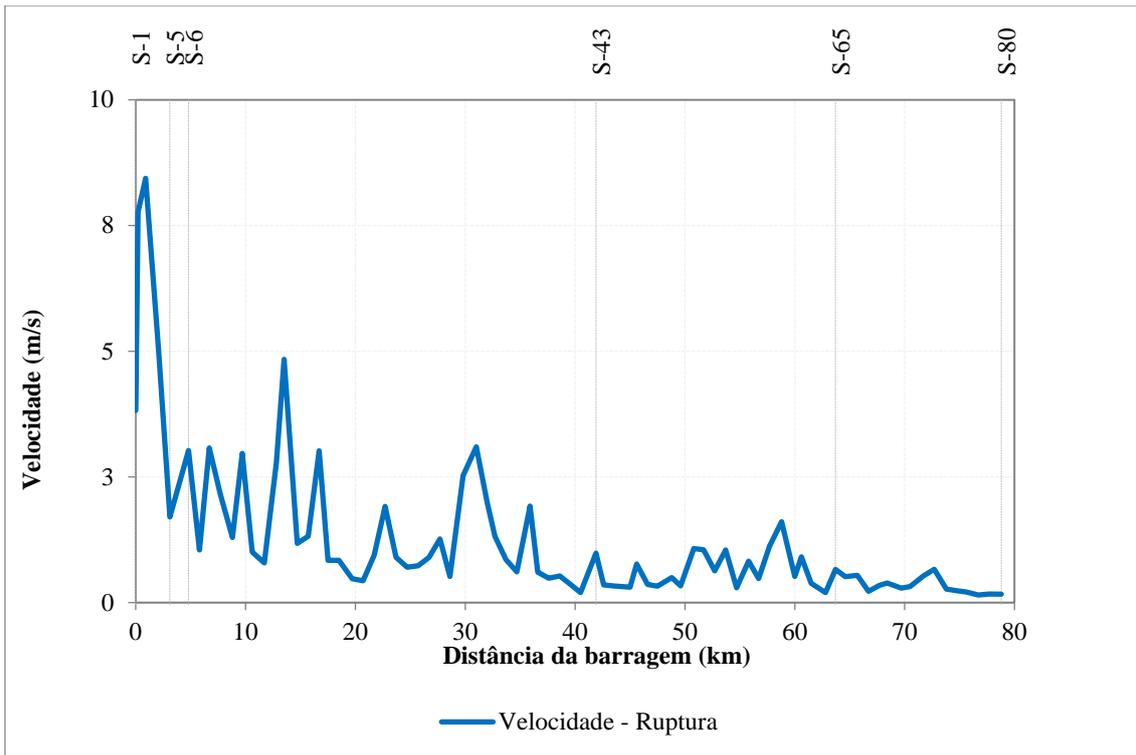


Figura A.24 Resultados do cenário 8 - RF-SC-NN-10

- Cenário 9: RF-SC-NN-15

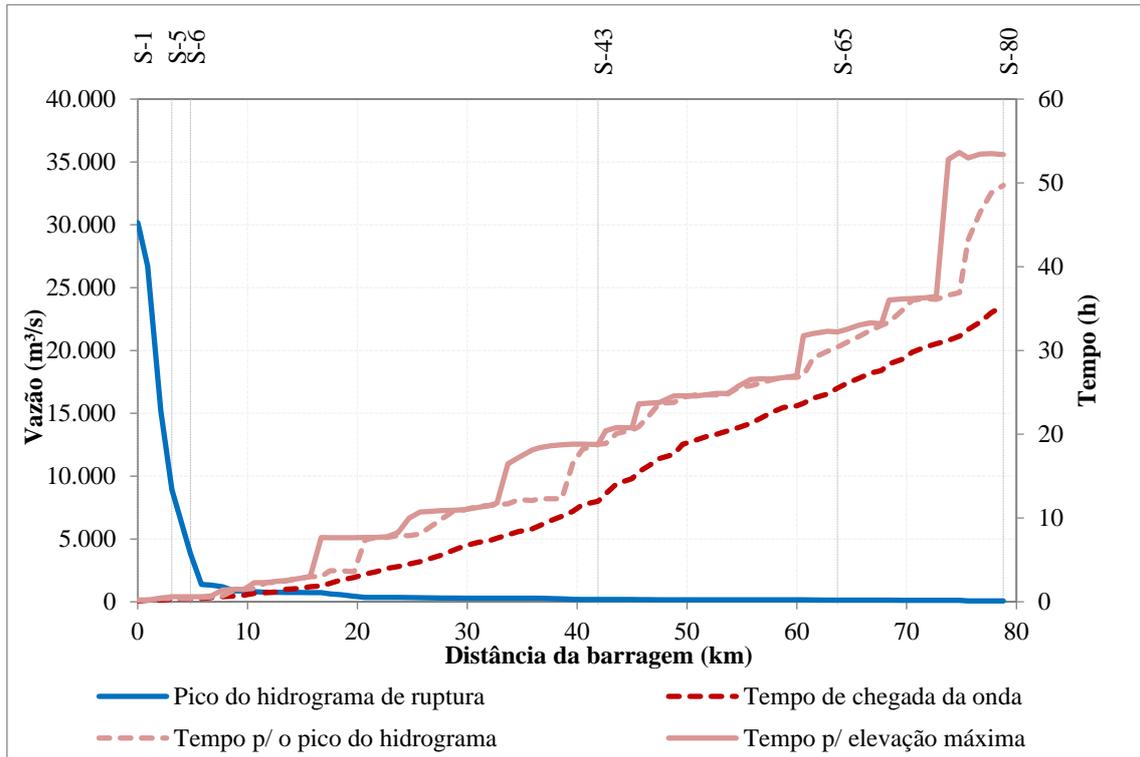


Figura A.25 Resultados do cenário 9 - RF-SC-NN-15

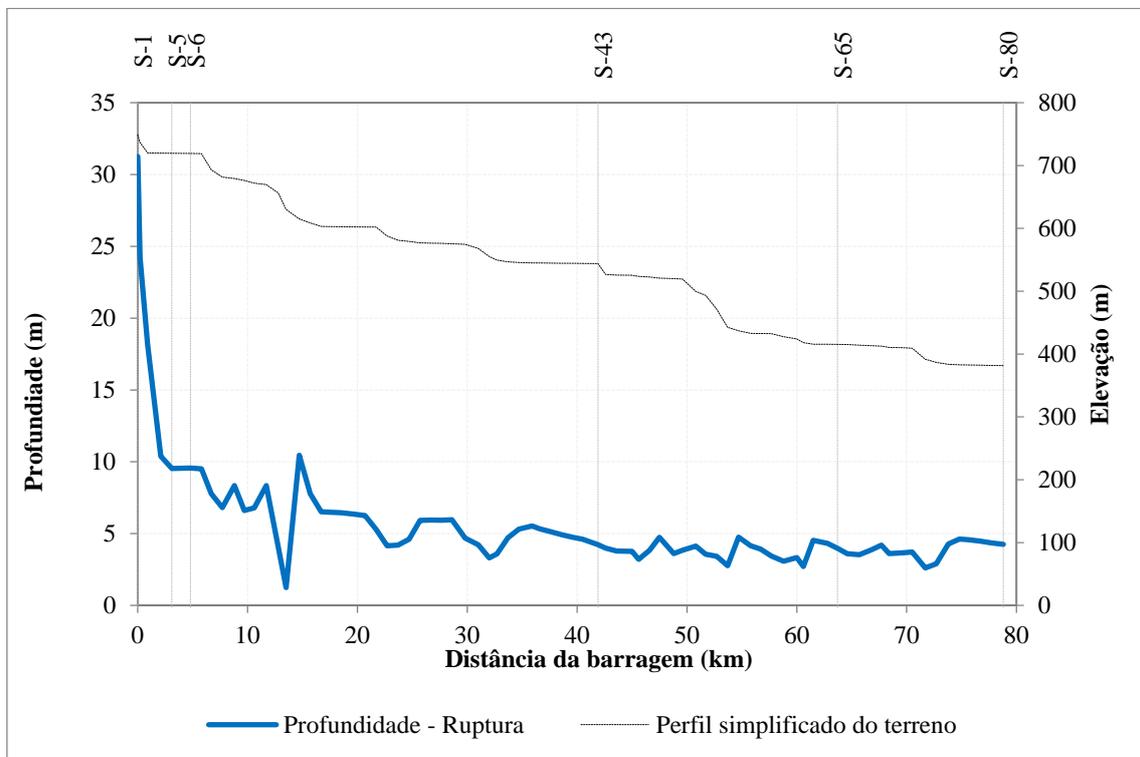


Figura A.26 Resultados do cenário 9 - RF-SC-NN-15

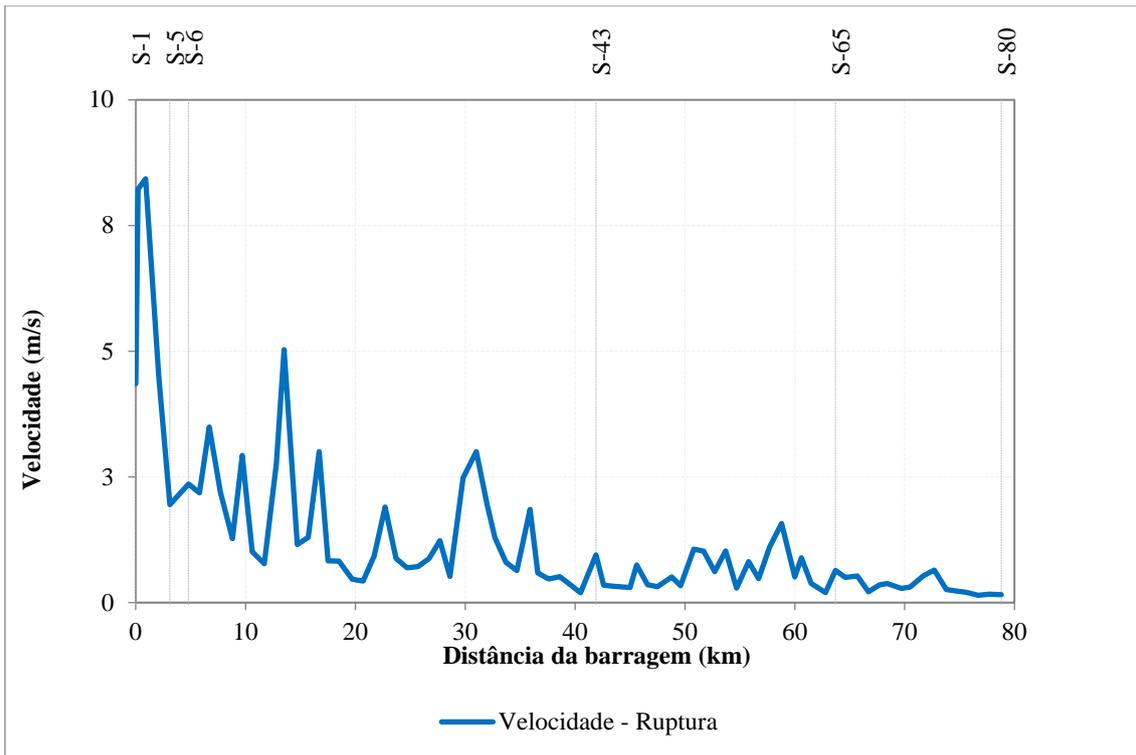


Figura A.27 Resultados do cenário 9 - RF-SC-NN-15

- Cenário 10: RF-CC-NN-5

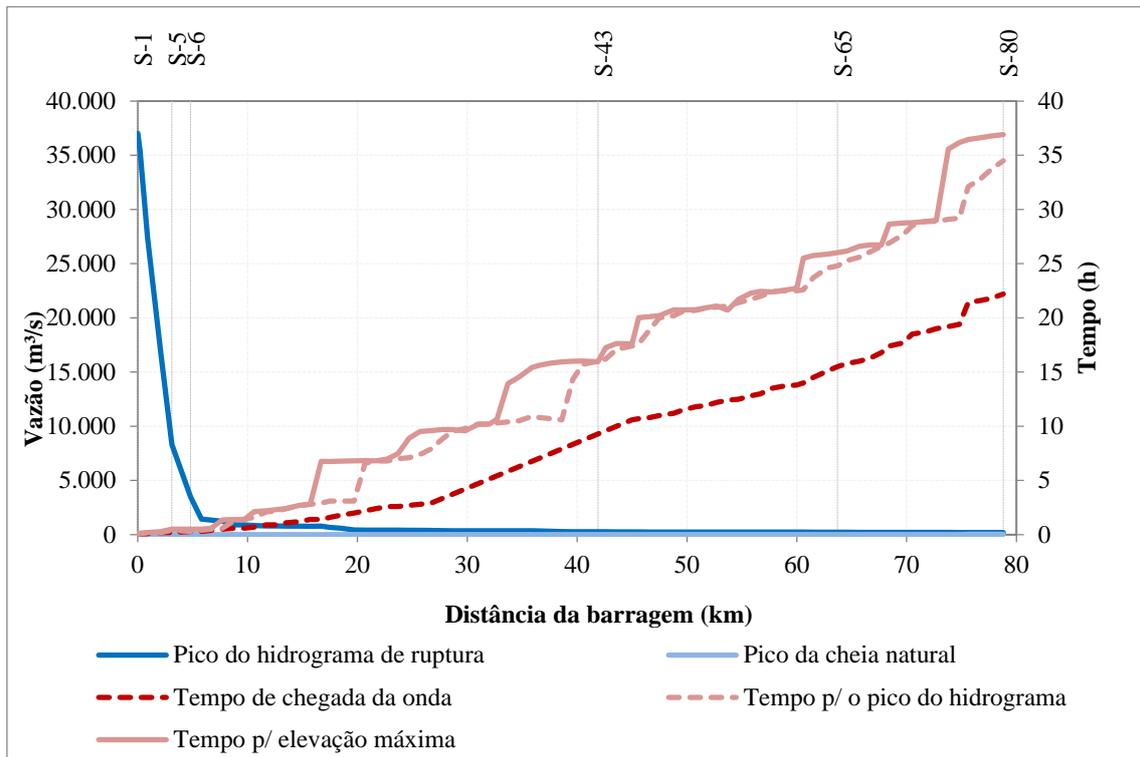


Figura A.28 Resultados do cenário 10 - RF-CC-NN-5

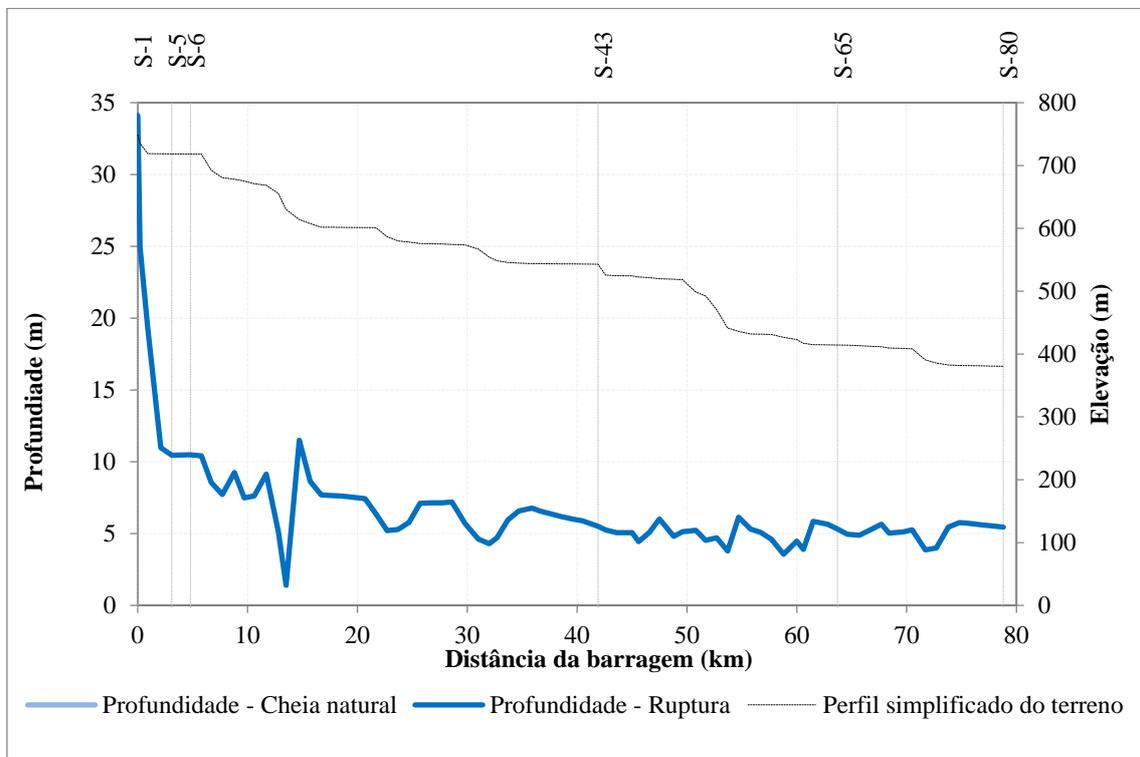


Figura A.29 Resultados do cenário 10 - RF-CC-NN-5

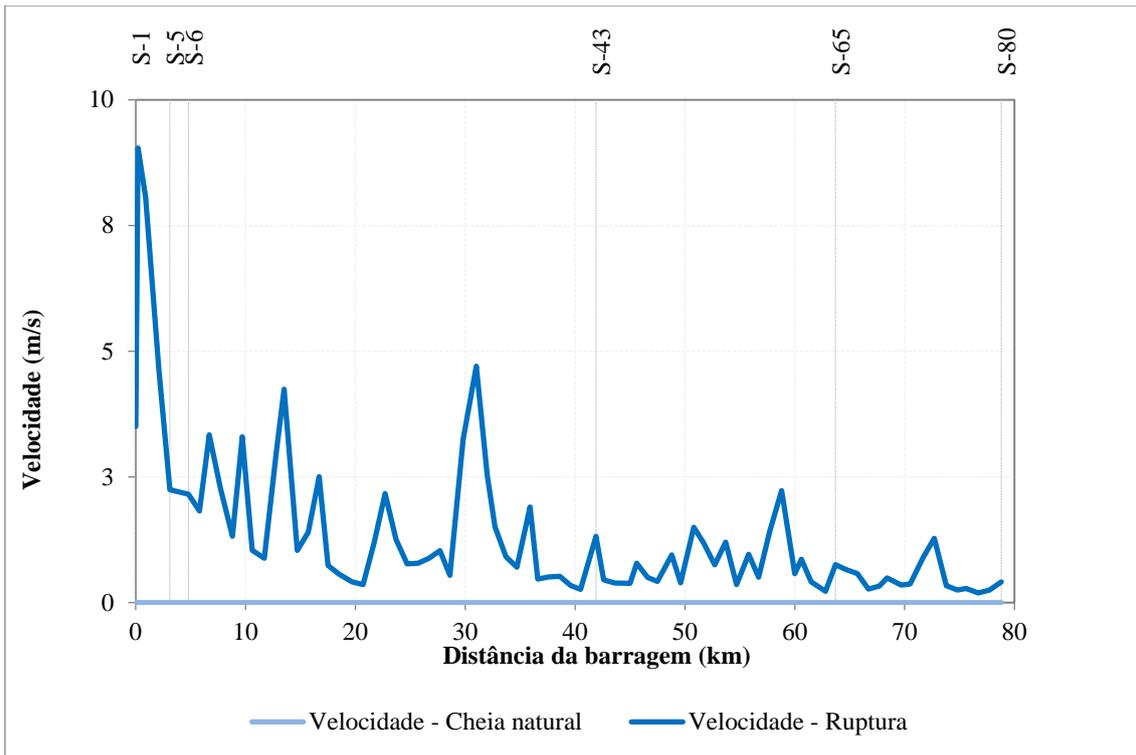


Figura A.30 Resultados do cenário 10 - RF-CC-NN-5

- Cenário 11: RF-CC-NN-10

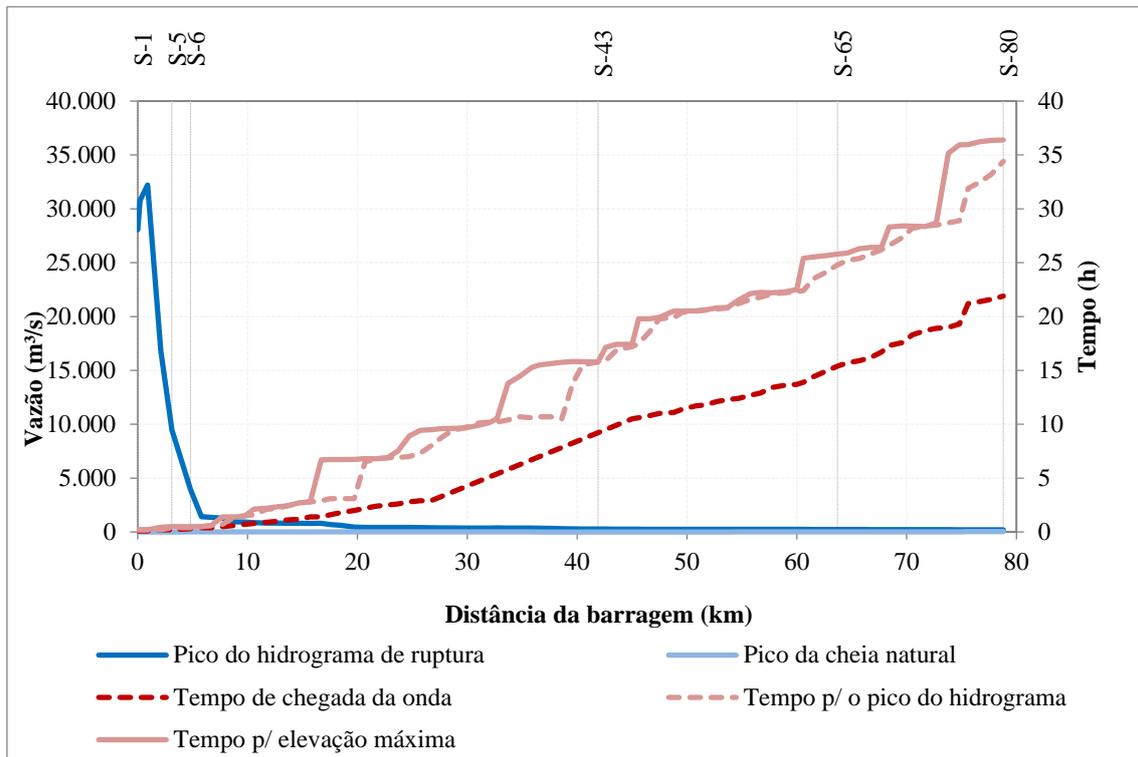


Figura A.31 Resultados do cenário 11 - RF-CC-NN-10

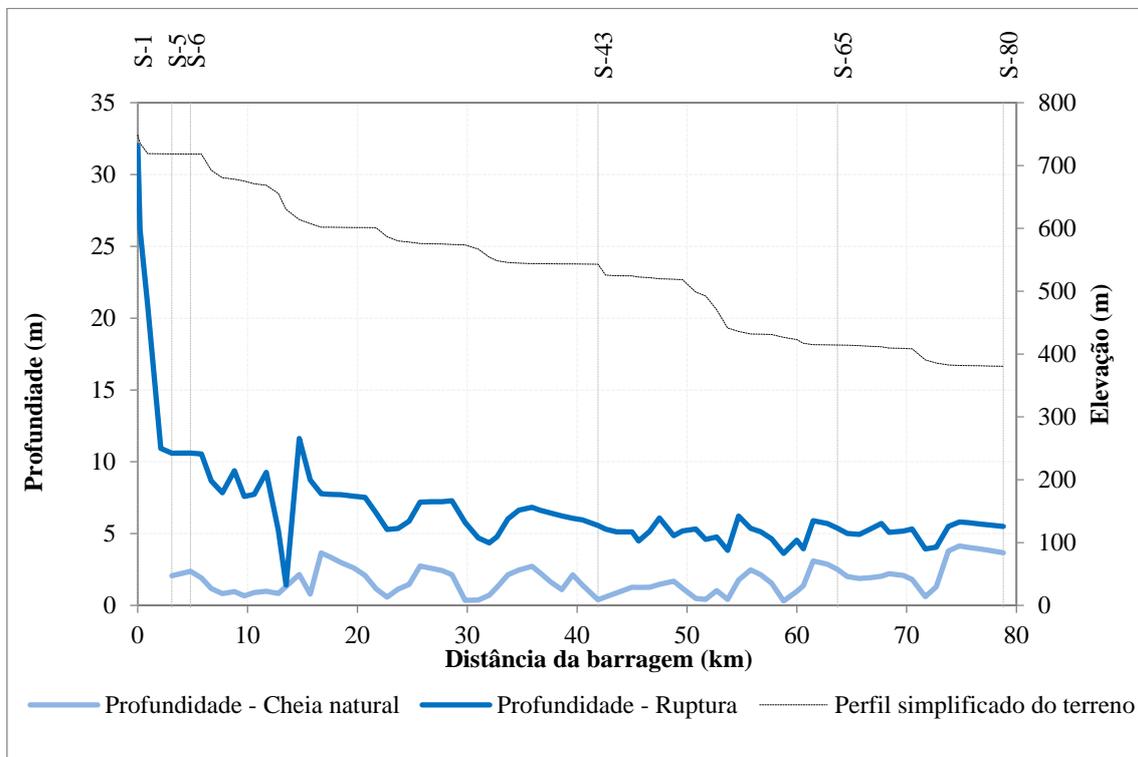


Figura A.32 Resultados do cenário 11 - RF-CC-NN-10

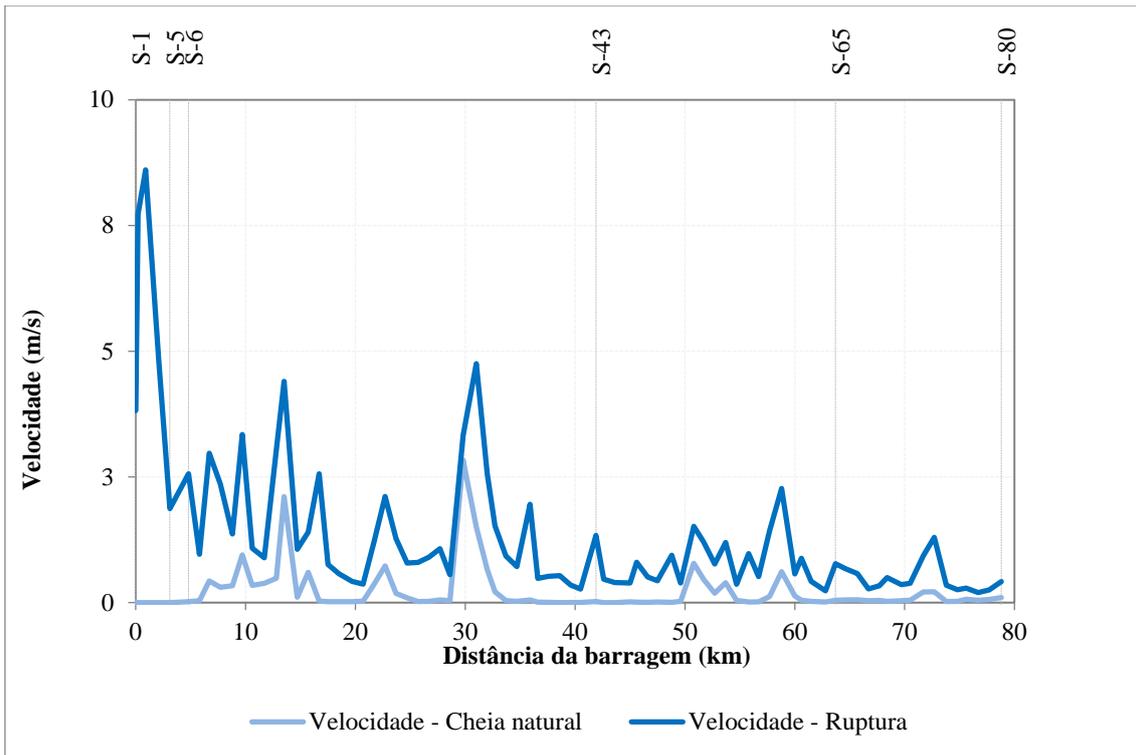


Figura A.33 Resultados do cenário 11 - RF-CC-NN-10

- Cenário 12: RF-CC-NN-15

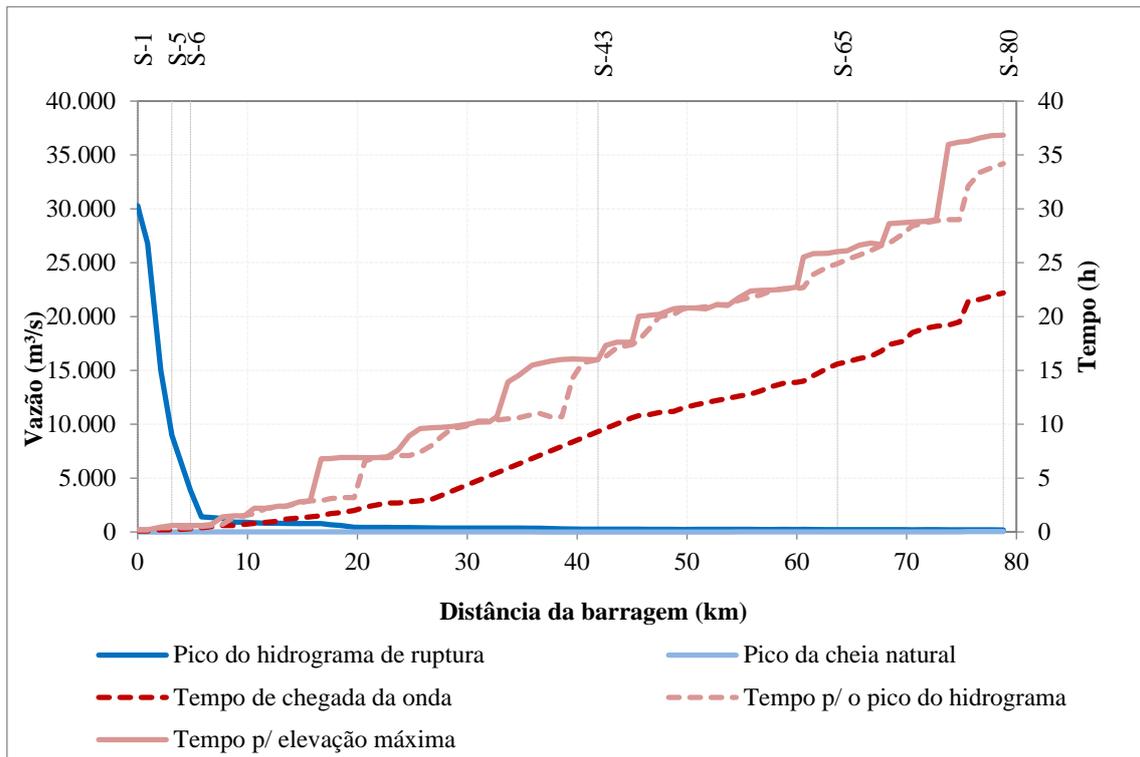


Figura A.34 Resultados do cenário 12 - RF-CC-NN-15

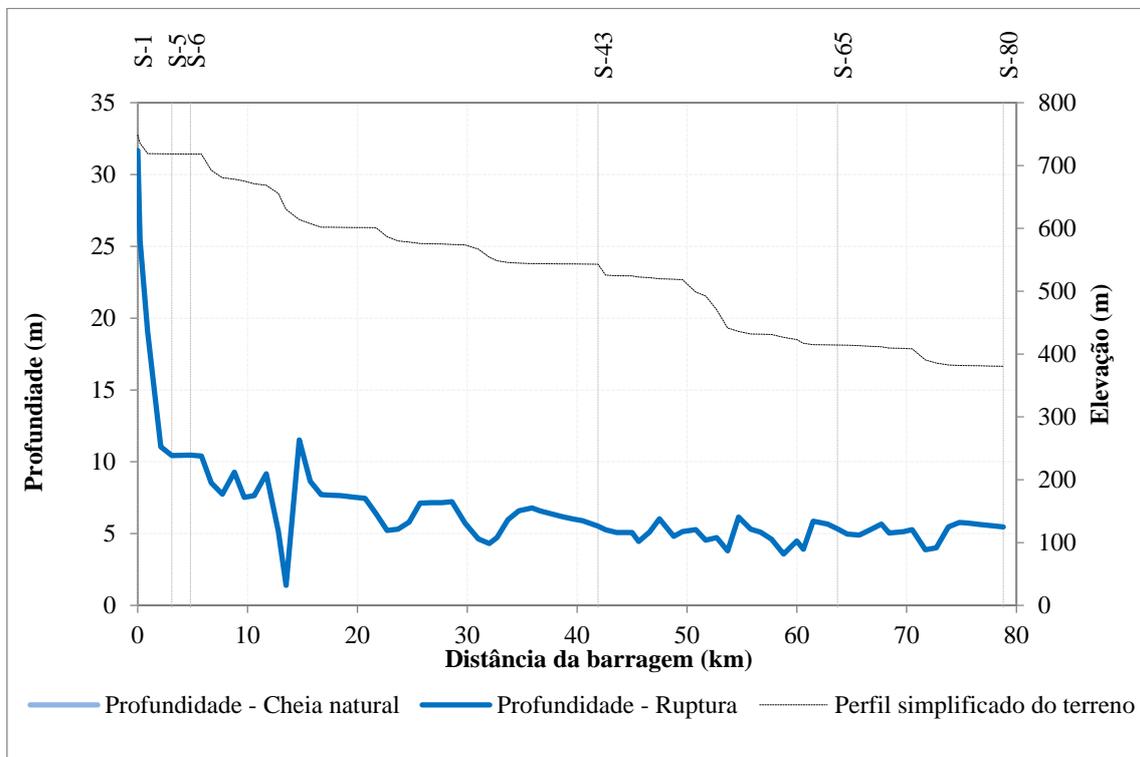


Figura A.35 Resultados do cenário 12 - RF-CC-NN-15

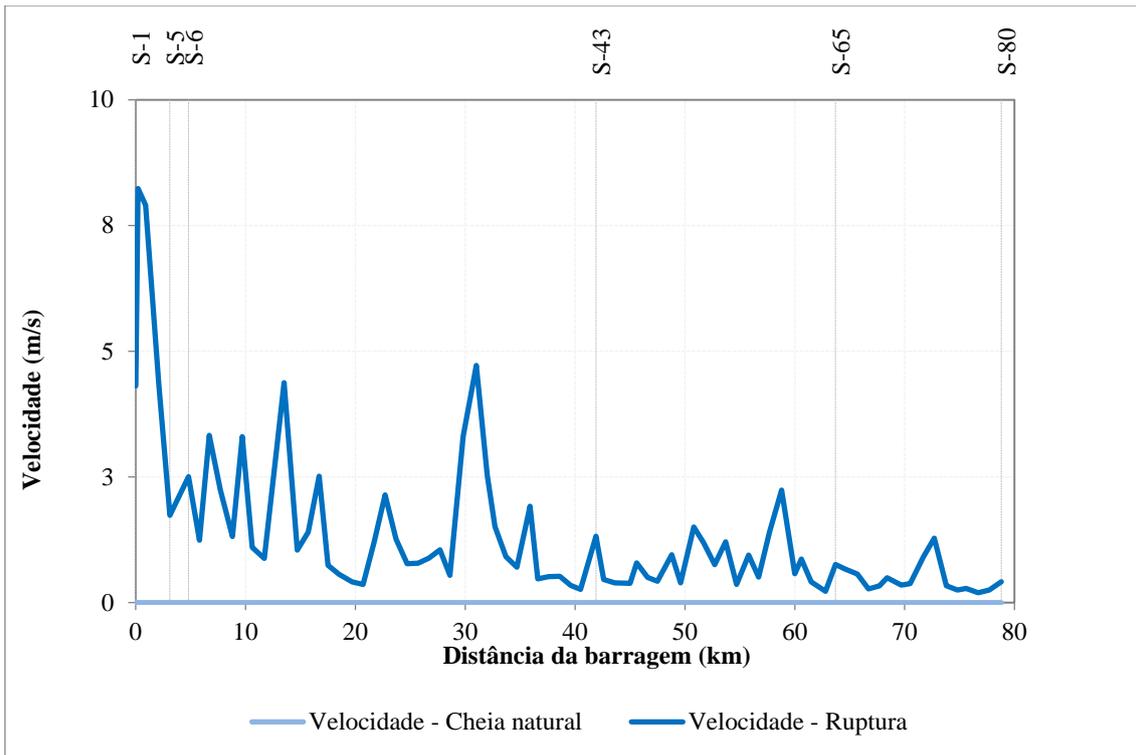


Figura A.36 Resultados do cenário 12 - RF-CC-NN-15

- Cenário 13: HR1D-CC-N-15

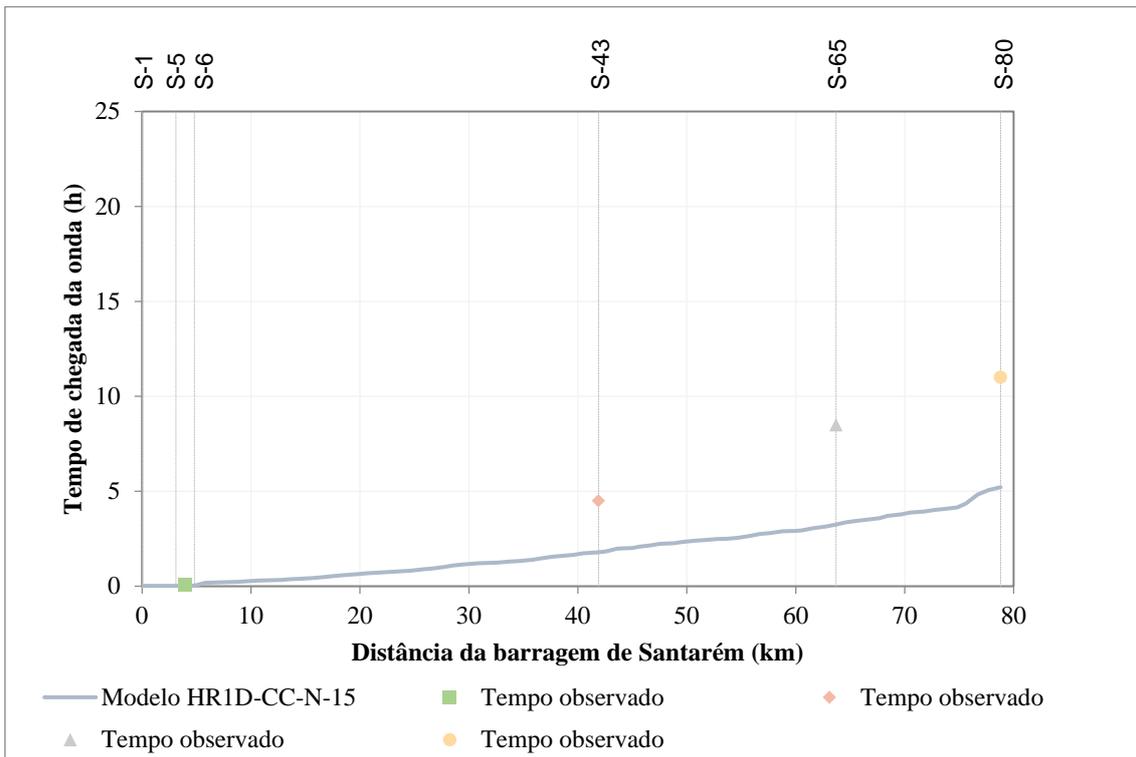


Figura A.37 Resultados do cenário 13 - HR1D-CC-N-15

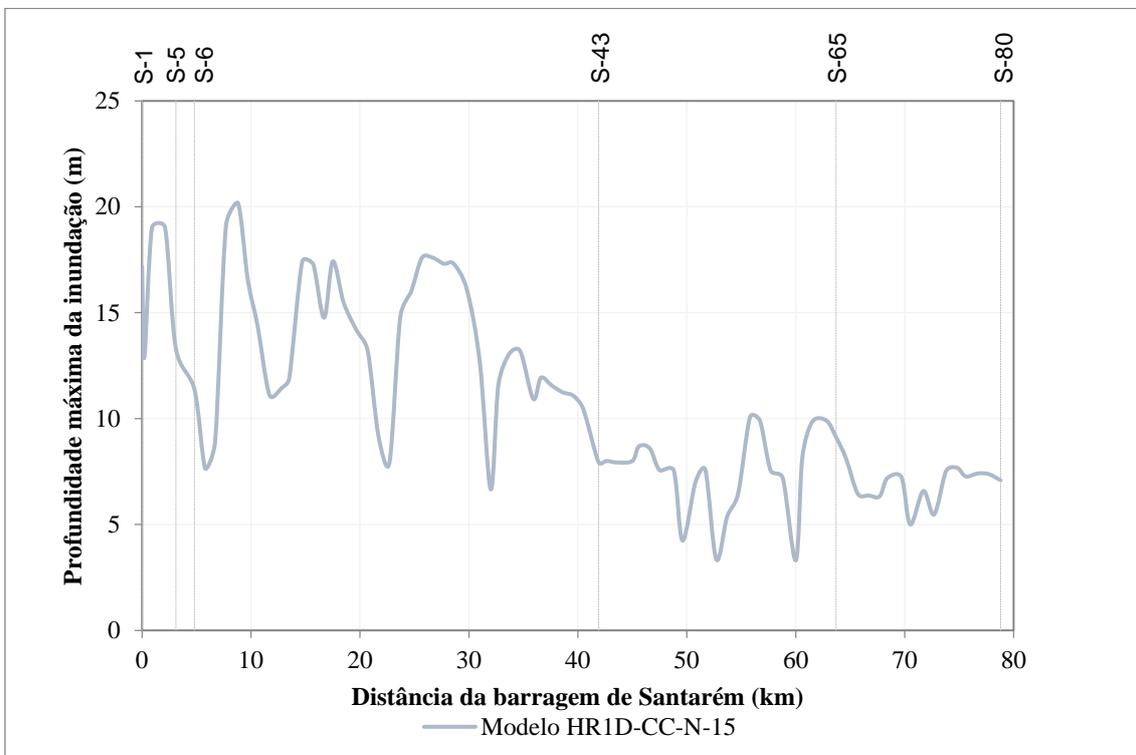


Figura A.38 Resultados do cenário 13 - HR1D-CC-N-15

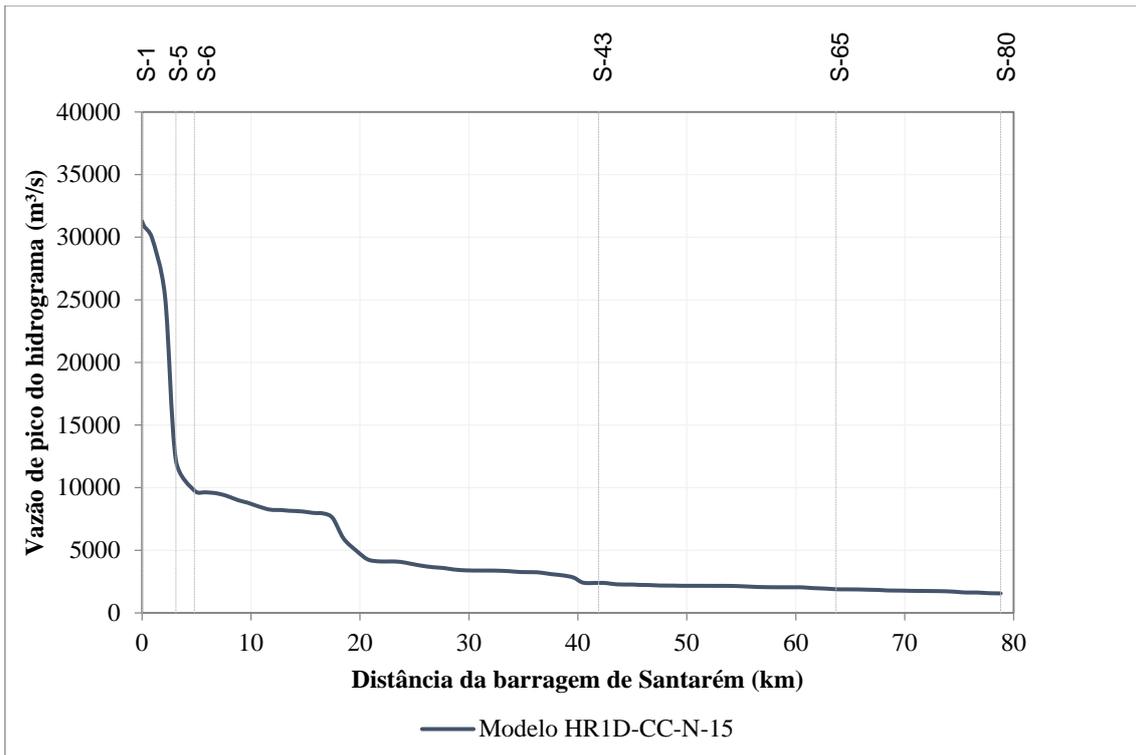


Figura A.39 Resultados do cenário 13 - HR1D-CC-N-15

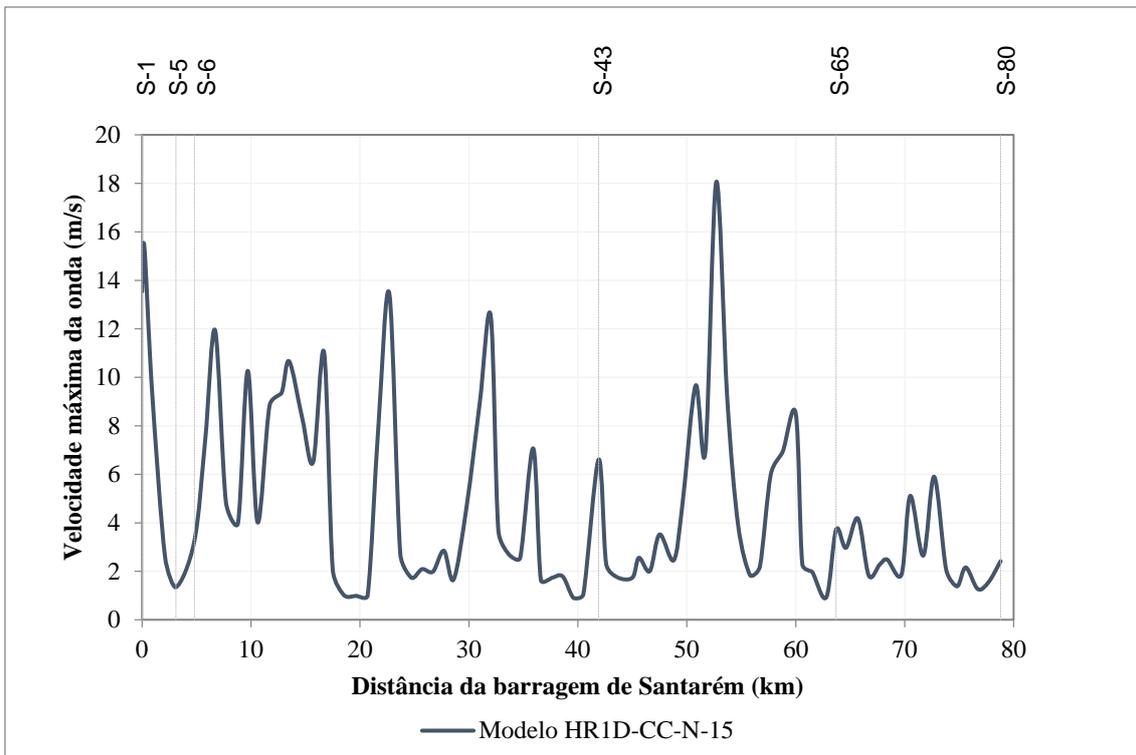


Figura A.40 Resultados do cenário 13 - HR1D-CC-N-15

- Cenário 14: HR2D-CC-N-15

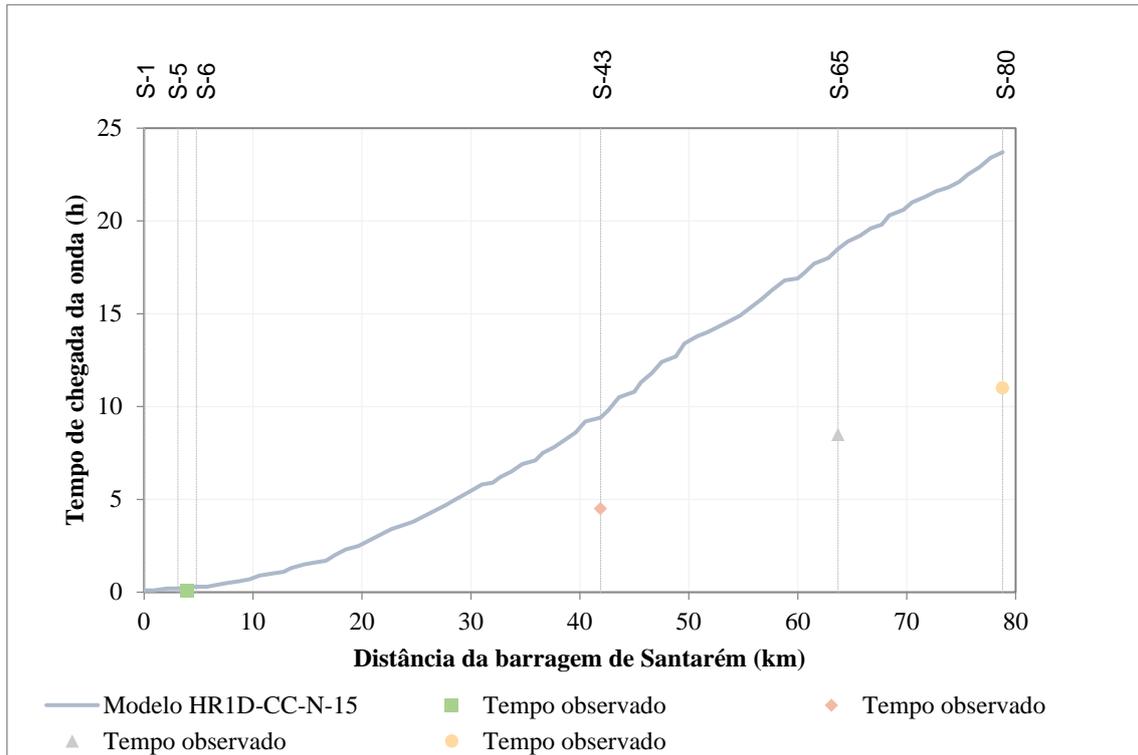


Figura A.41 Resultados do cenário 14 - HR2D-CC-N-15

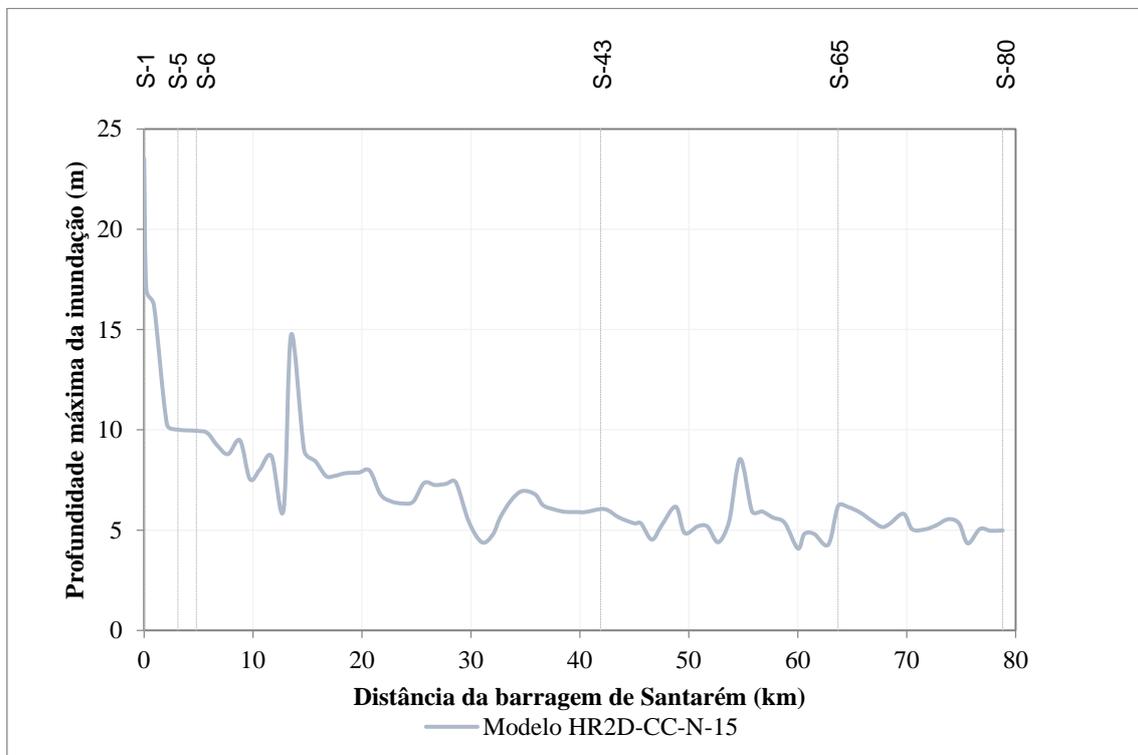


Figura A.42 Resultados do cenário 14 - HR2D-CC-N-15

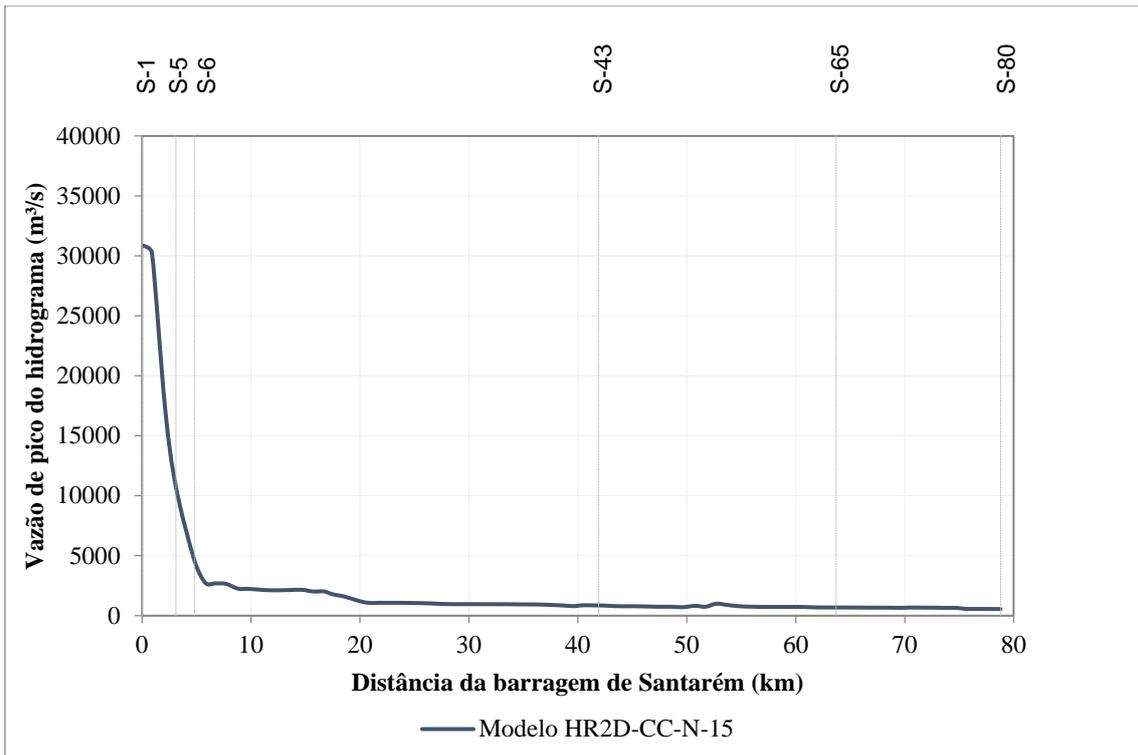


Figura A.43 Resultados do cenário 14 - HR2D-CC-N-15

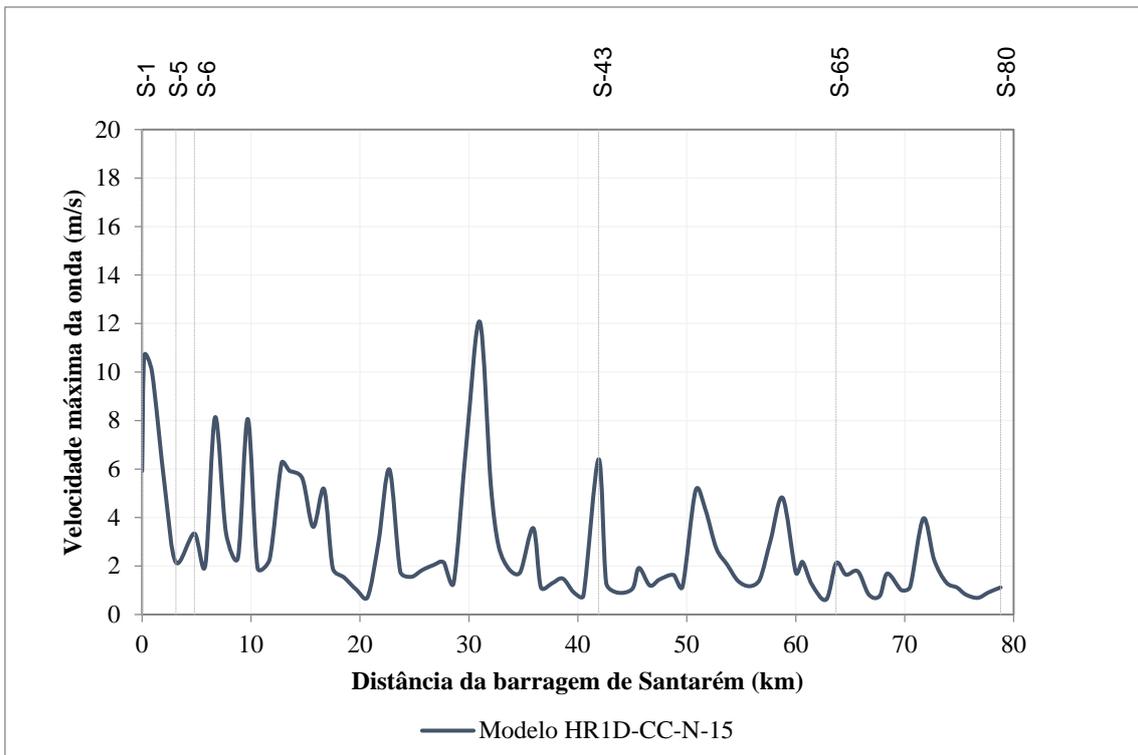
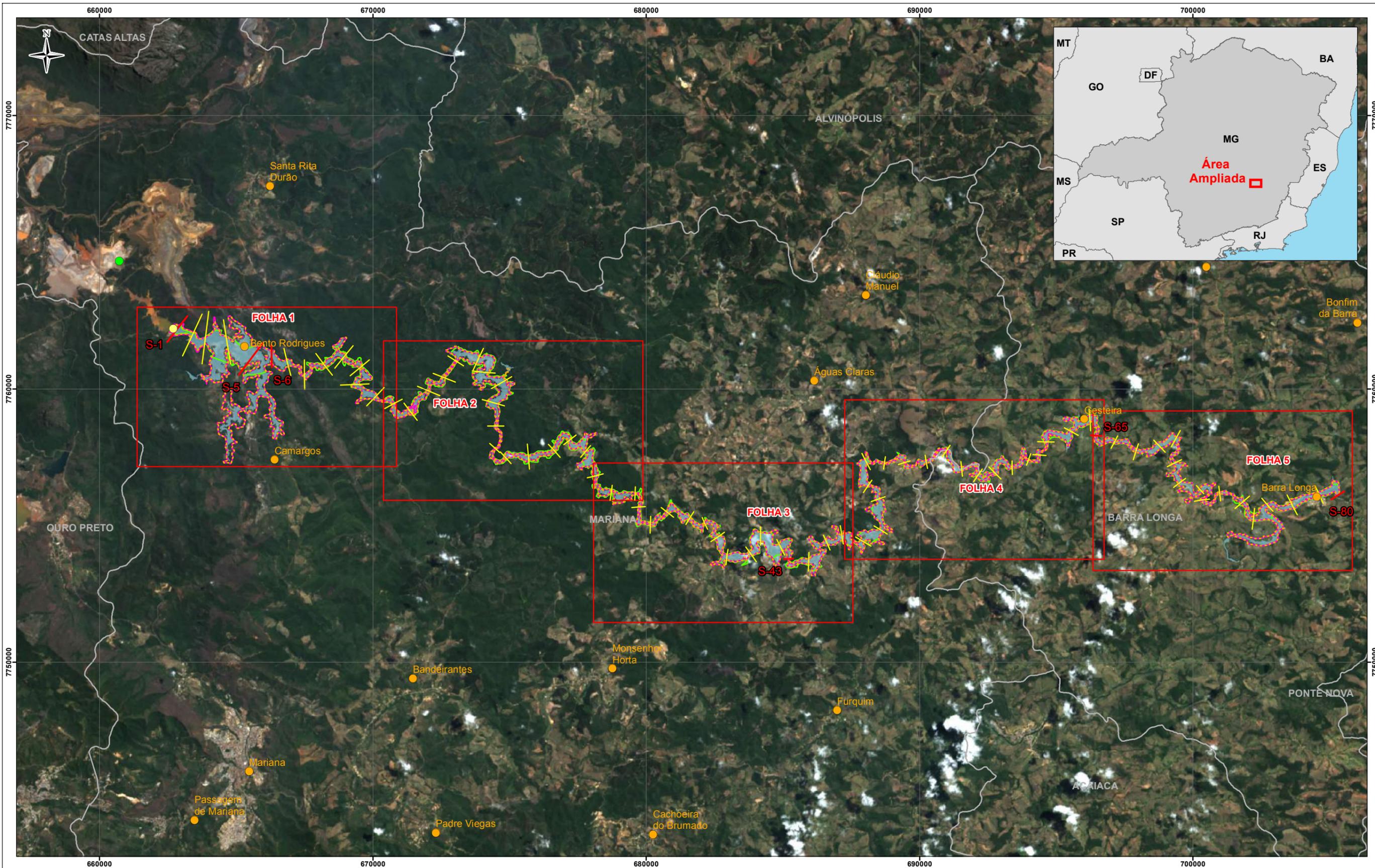


Figura A.44 Resultados do cenário 14 - HR2D-CC-N-15

## **APÊNDICE B – MAPAS DE INUNDAÇÃO**



**Legenda:**

- Barragem do Fundão
- Barragem Santarém
- Localidades
- Seções de Interesse
- Seções
- Mancha de Inundação - Real
- Mancha de Inundação - Cenário RF-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR1D-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR2D-CC-N-15
- Articulação
- Limite Municipal



Projeção Universal Transversa de Mercator  
 Datum Horizontal: SIRGAS2000 - Datum Vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)  
 Origem da Quilometragem: Equador e Meridiano 45° W Greenwich  
 acrescidas das constantes 10.000 km e 500 km, respectivamente.

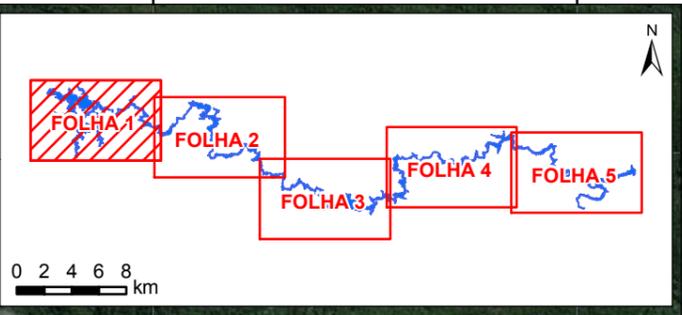
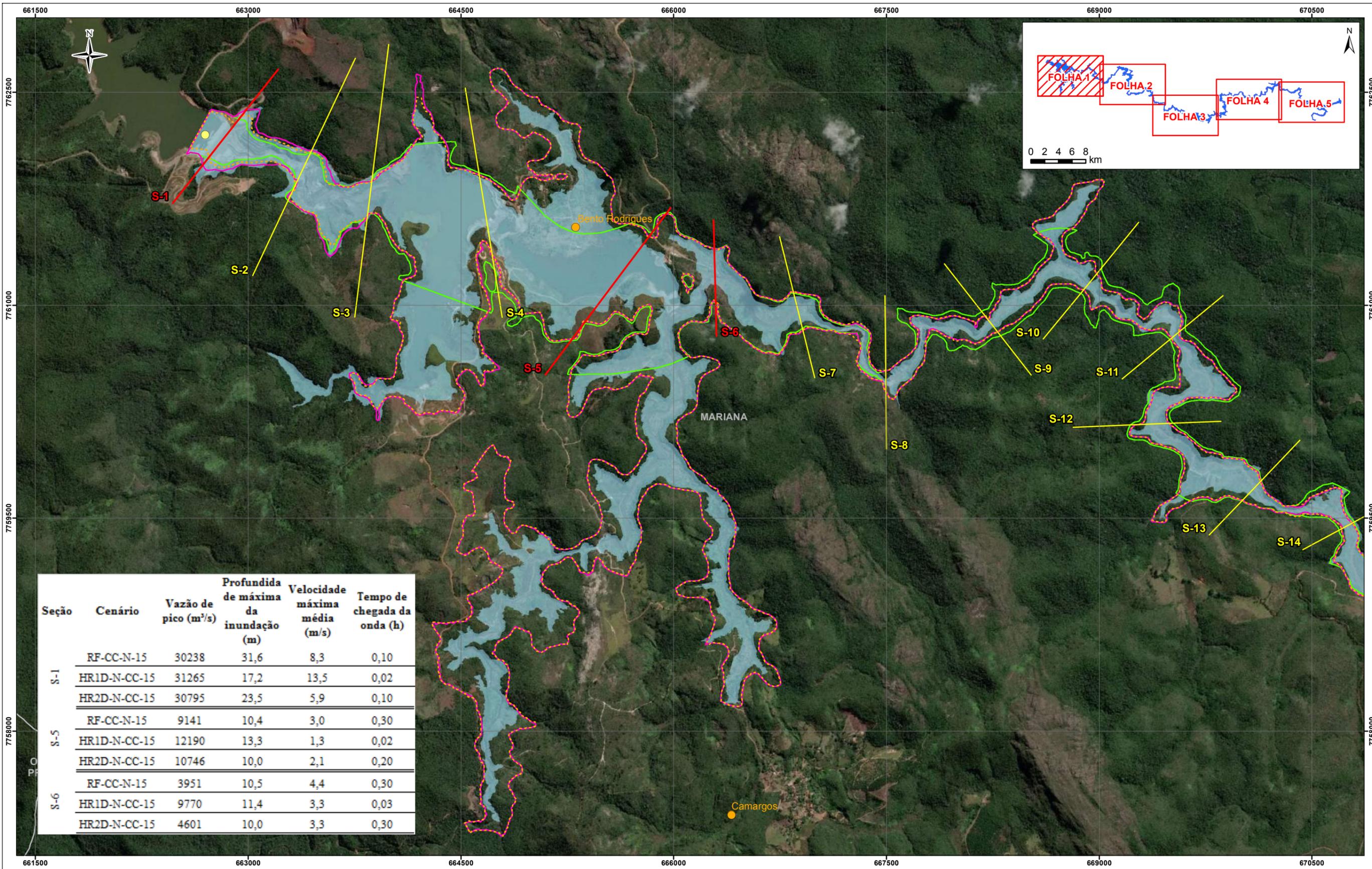
Fontes/Notas: Imagem LandSat 8 de Outubro de 2015.



**PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL - PEC**  
**MODELAGEM HIDRODINÂMICA UNI E BIDIMENSIONAL**  
**APLICADA AO ROMPIMENTO DA BARRAGEM DO FUNDÃO**  
**EM MARIANA/MG**

**Envoltória Máxima da Inundação nos Cenários: RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 - MAPA GERAL**

Autor (a): Mariana Ribeiro de Lima Brandão	Data: Setembro de 2019	Escala: 1:130.000
		Formato para impressão: A3



Seção	Cenário	Vazão de pico (m³/s)	Profundidade de máxima inundação (m)	Velocidade máxima média (m/s)	Tempo de chegada da onda (h)
S-1	RF-CC-N-15	30238	31,6	8,3	0,10
	HR1D-N-CC-15	31265	17,2	13,5	0,02
	HR2D-N-CC-15	30795	23,5	5,9	0,10
S-5	RF-CC-N-15	9141	10,4	3,0	0,30
	HR1D-N-CC-15	12190	13,3	1,3	0,02
	HR2D-N-CC-15	10746	10,0	2,1	0,20
S-6	RF-CC-N-15	3951	10,5	4,4	0,30
	HR1D-N-CC-15	9770	11,4	3,3	0,03
	HR2D-N-CC-15	4601	10,0	3,3	0,30

**Legenda:**

- Barragem do Fundão
- Barragem Santarém
- Localidades
- Seções de Interesse
- Seções
- Mancha de Inundação - Cenário RF-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR1D-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR2D-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Real
- Limite Municipal



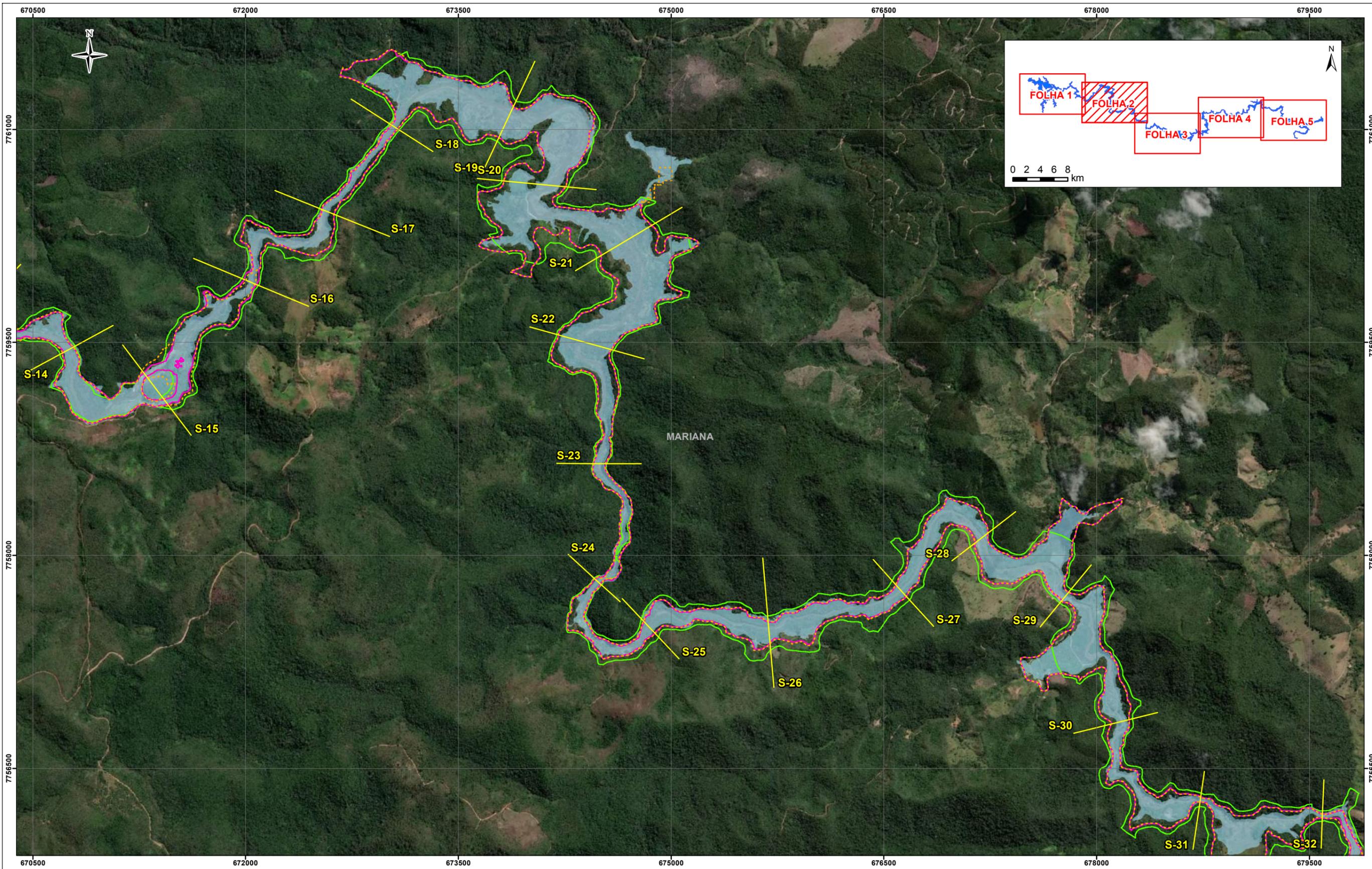
Projeção Universal Transversa de Mercator  
 Datum Horizontal: SIRGAS2000 - Datum Vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)  
 Origem da Quilometragem: Equador e Meridiano 45° W Greenwich  
 acrescentadas das constantes 10.000 km e 500 km, respectivamente.



PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL - PEC  
**MODELAGEM HIDRODINÂMICA UNI E BIDIMENSIONAL  
 APLICADA AO ROMPIMENTO DA BARRAGEM DO FUNDÃO  
 EM MARIANA/MG**

**Envoltória Máxima da Inundação nos Cenários: RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 - FOLHA 1/5**

Autor (a): Mariana Ribeiro de Lima Brandão | Data: Setembro de 2019 | Escala: 1:25.000 | Formato para impressão: A3



**Legenda:**

- Barragem do Fundão
- Barragem Santarém
- Localidades
- Seções de Interesse
- Seções
- Mancha de Inundação - Cenário RF-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR1D-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR2D-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Real
- Limite Municipal



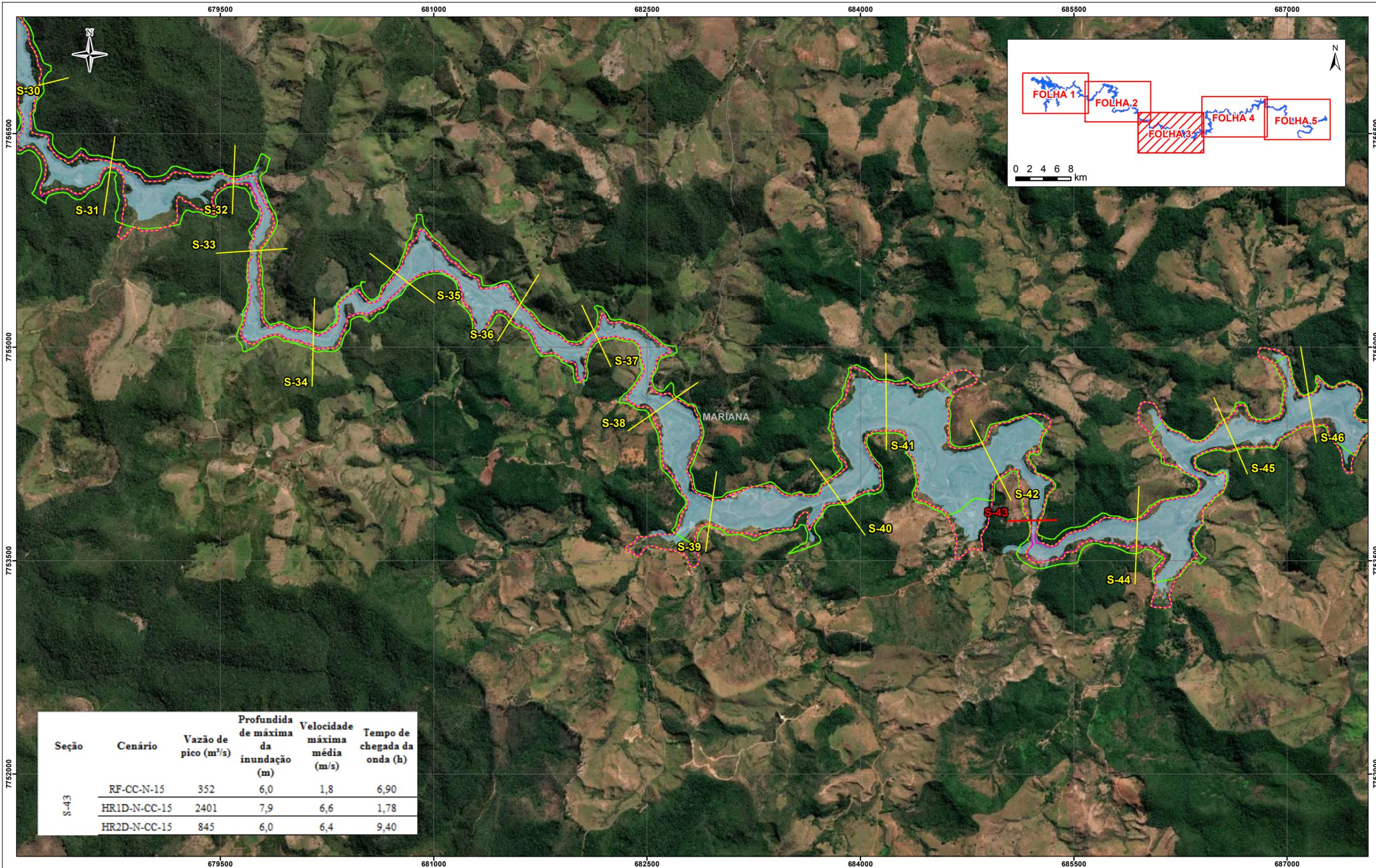
Projeção Universal Transversa de Mercator  
 Datum Horizontal: SIRGAS2000 - Datum Vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)  
 Origem da Quilometragem: Equador e Meridiano 45° W Greenwich  
 acrescidas das constantes 10.000 km e 500 km, respectivamente.



PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL - PEC  
**MODELAGEM HIDRODINÂMICA UNI E BIDIMENSIONAL  
 APLICADA AO ROMPIMENTO DA BARRAGEM DO FUNDÃO  
 EM MARIANA/MG**

**Envoltória Máxima da Inundação nos Cenários: RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 - FOLHA 2/5**

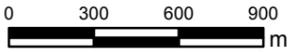
Autor (a): Mariana Ribeiro de Lima Brandão | Data: Setembro de 2019 | Escala: 1:25.000 | Formato para impressão: A3



Seção	Cenário	Vazão de pico (m³/s)	Profundida de máxima da inundação (m)	Velocidade máxima média (m/s)	Tempo de chegada da onda (h)
S-43	RF-CC-N-15	352	6,0	1,8	6,90
	HR1D-N-CC-15	2401	7,9	6,6	1,78
	HR2D-N-CC-15	845	6,0	6,4	9,40

**Legenda:**

- Barragem do Fundão
- Barragem Santarém
- Localidades
- Seções de Interesse
- Seções
- Mancha de Inundação - Cenário RF-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR1D-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR2D-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Real
- Limite Municipal



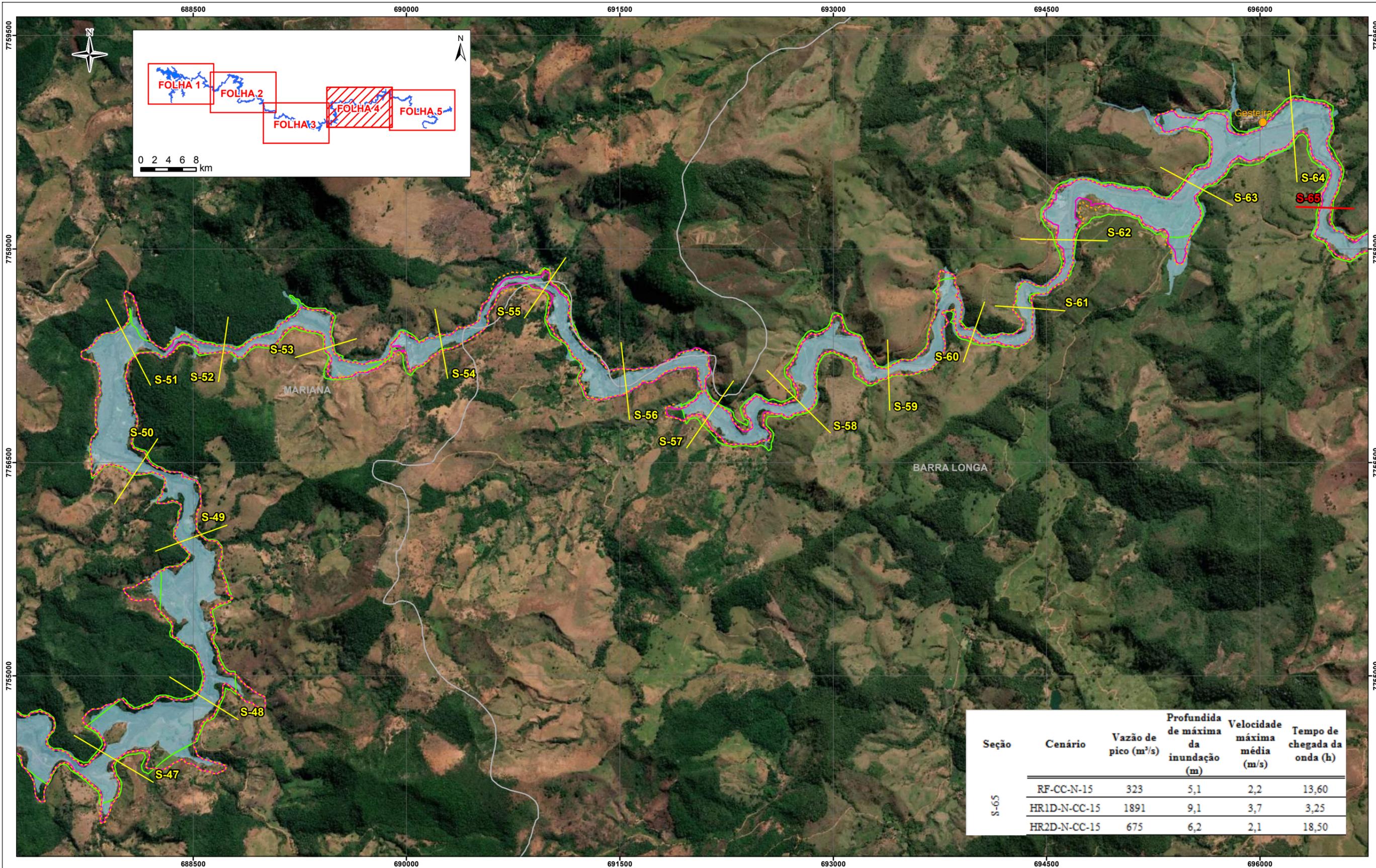
Projeção Universal Transversa de Mercator  
 Datum Horizontal: SIRGAS2000 - Datum Vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)  
 Origem da Quilometragem: Equador e Meridiano 45° W Greenwich  
 acrescidas das constantes 10.000 km e 500 km, respectivamente.



PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL - PEC  
**MODELAGEM HIDRODINÂMICA UNI E BIDIMENSIONAL  
 APLICADA AO ROMPIMENTO DA BARRAGEM DO FUNDÃO  
 EM MARIANA/MG**

**Envoltória Máxima da Inundação nos Cenários: RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 - FOLHA 3/5**

Autor (a): Mariana Ribeiro de Lima Brandão | Data: Setembro de 2019 | Escala: 1:25.000 | Formato para impressão: A3



Seção	Cenário	Vazão de pico (m³/s)	Profundidade máxima da inundação (m)	Velocidade máxima média (m/s)	Tempo de chegada da onda (h)
S-65	RF-CC-N-15	323	5,1	2,2	13,60
	HR1D-N-CC-15	1891	9,1	3,7	3,25
	HR2D-N-CC-15	675	6,2	2,1	18,50

**Legenda:**

- Barragem do Fundão
- Barragem Santarém
- Localidades
- Seções de Interesse
- Seções
- Mancha de Inundação - Cenário RF-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR1D-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR2D-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Real
- Limite Municipal



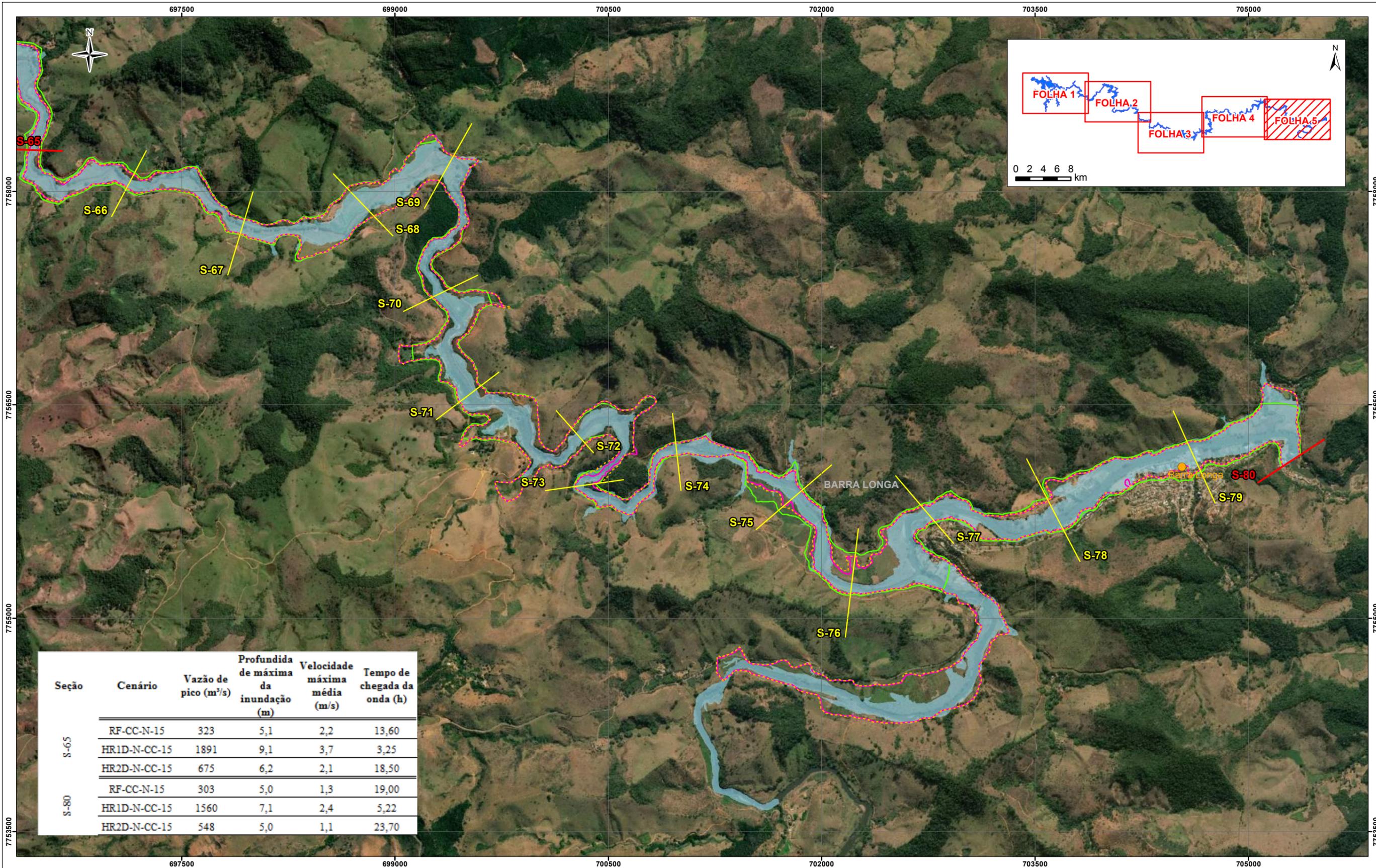
Projeção Universal Transversa de Mercator  
 Datum Horizontal: SIRGAS2000 - Datum Vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)  
 Origem da Quilometragem: Equador e Meridiano 45° W Greenwich  
 acrescidas das constantes 10.000 km e 500 km, respectivamente.



PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL - PEC  
**MODELAGEM HIDRODINÂMICA UNI E BIDIMENSIONAL  
 APLICADA AO ROMPIMENTO DA BARRAGEM DO FUNDÃO  
 EM MARIANA/MG**

**Envoltória Máxima da Inundação nos Cenários: RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 - FOLHA 4/5**

Autor (a): Mariana Ribeiro de Lima Brandão | Data: Setembro de 2019 | Escala: 1:25.000 | Formato para impressão: A3



Seção	Cenário	Vazão de pico (m³/s)	Profundidade de máxima inundação (m)	Velocidade máxima média (m/s)	Tempo de chegada da onda (h)
S-65	RF-CC-N-15	323	5,1	2,2	13,60
	HR1D-N-CC-15	1891	9,1	3,7	3,25
	HR2D-N-CC-15	675	6,2	2,1	18,50
S-80	RF-CC-N-15	303	5,0	1,3	19,00
	HR1D-N-CC-15	1560	7,1	2,4	5,22
	HR2D-N-CC-15	548	5,0	1,1	23,70

**Legenda:**

- Barragem do Fundão
- Barragem Santarém
- Localidades
- Seções de Interesse
- Seções
- Mancha de Inundação - Cenário RF-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR1D-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Cenário HR2D-CC-N-15
- Mancha de Inundação - Real
- Limite Municipal



Projeção Universal Transversa de Mercator  
 Datum Horizontal: SIRGAS2000 - Datum Vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)  
 Origem da Quilometragem: Equador e Meridiano 45° W Greenwich  
 acrescentadas das constantes 10.000 km e 500 km, respectivamente.



PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL - PEC  
**MODELAGEM HIDRODINÂMICA UNI E BIDIMENSIONAL  
 APLICADA AO ROMPIMENTO DA BARRAGEM DO FUNDÃO  
 EM MARIANA/MG**

**Envoltória Máxima da Inundação nos Cenários: RF-CC-N-15, HR1D-CC-N-15 e HR2D-CC-N-15 - FOLHA 5/5**

Autor (a): Mariana Ribeiro de Lima Brandão | Data: Setembro de 2019 | Escala: 1:25.000 | Formato para impressão: A3