

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUÍS FELIPE EBLING

**DEFINIÇÃO DAS COTAS DE INUNDAÇÃO DO ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DA
BARRAGEM DAS LARANJEIRAS A PARTIR DE SOFTWARE DE MODELAGEM
HIDRODINÂMICA**

São Leopoldo
2022

LUÍS FELIPE EBLING

**DEFINIÇÃO DAS COTAS DE INUNDAÇÃO DO ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DA
BARRAGEM DAS LARANJEIRAS A PARTIR DE SOFTWARE DE MODELAGEM
HIDRODINÂMICA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS).

Orientador: Prof. Me. Arthur da Fontoura Tschiedel

São Leopoldo

2022

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente a minha família pelo apoio durante todos estes anos de graduação. Obrigado pelo carinho e amor ao longo desta jornada.

Agradeço também o meu professor orientador, Arthur da Fontoura Tschiedel, pelo conhecimento repassado, por toda a atenção e dedicação prestada durante à realização deste trabalho.

Agradeço à Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE), que disponibilizou dados importantíssimos sobre a Barragem das Laranjeiras que viabilizaram o desenvolvimento deste trabalho. Nesse sentido, deixo um agradecimento especial à Engenheira Civil Camila Dahm, colaboradora da CEEE, que gentilmente me atendeu e competentemente me auxiliou na obtenção dos dados de campo da Barragem das Laranjeiras.

RESUMO

Este trabalho buscou identificar as áreas inundáveis e as edificações impactadas a jusante, além de analisar a passagem da onda de cheia devido ao rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras, através de simulações hidrodinâmicas bidimensionais com o uso do programa HEC-RAS 6.1. A definição dos cenários de simulação foi baseada no Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens da Agência Nacional de Águas. Foram definidos dois cenários para o estudo de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras, o cenário 01, cenário de rompimento mais provável, e o cenário 02, cenário de rompimento extremo. A partir do uso de ferramentas de geoprocessamento foi delimitada a bacia de contribuição a montante da barragem, e realizada a sua classificação quanto ao uso e tipo do solo. O parâmetro curva-número médio calculado para a bacia de montante foi de 73,59. Os hidrogramas de entrada para os dois cenários de rompimento foram definidos através do Método SCS. A partir de simulações hidrodinâmicas 2D no HEC-RAS 6.1 utilizando os parâmetros de formação de brecha adotados para cada cenário de rompimento verificou-se a propagação da onda de cheia e os impactos causados a jusante. A inundação máxima gerada para o rompimento no cenário 01 atingiu cerca 4,65 km² e um total de 1.519 edificações, e para o cenário 02, cerca de 15,46 km² e um total de 6.804 edificações. A partir da comparação do hidrograma de rompimento com os hidrogramas de passagem da onda de cheia, verificou-se para os dois cenários, que o pico associado ao rompimento da barragem se tornou irrelevante ainda dentro da Zona de Auto Salvamento e antes de atingir as áreas urbanas a jusante. Avaliando os volumes propagados para os dois cenários de rompimento, de 4,07 hm³ para o cenário 01 e de 13,53 hm³ para o cenário 02, em relação ao volume do reservatório da Barragem das Laranjeiras de aproximadamente 0,18 hm³, pode-se concluir que o que foi analisado na realidade é a passagem de uma onda de cheia natural, e que os impactos avaliados tem influência mínima associada ao volume de água armazenado pela barragem.

Palavras-chave: rompimento de barragens; inundação; simulação hidrodinâmica; HEC-RAS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Regime de fluxo e zonas de erosão do rompimento por galgamento	38
Figura 2: Sequência erosiva do rompimento de uma barragem por galgamento	39
Figura 3: Processo de formação de brecha de <i>piping</i> através de erosão regressiva	40
Figura 4: Processo de formação de brecha de <i>piping</i> pelo alargamento de trincas ..	41
Figura 5: Processo de formação de brecha por <i>piping</i> pelo carregamento de finos..	41
Figura 6: Área de Inundação gerada pelo rompimento hipotético da PCH Peti	43
Figura 7: Mapa de inundação do rompimento da barragem Salto Moraes.....	45
Figura 8: Solos brasileiros que se enquadram no Grupo Hidrológico A	47
Figura 9: Solos brasileiros que se enquadram no Grupo Hidrológico B	48
Figura 10: Solos brasileiros que se enquadram no Grupo Hidrológico C	48
Figura 11: Solos brasileiros que se enquadram no Grupo Hidrológico D	49
Figura 12: Características da brecha de rompimento de uma barragem	66
Figura 13: Hidrograma de ruptura simplificado.....	69
Figura 14: Hidrograma de ruptura gradual linear.....	70
Figura 15: Hidrograma com decaimento parabólico	70
Figura 16: Localização da Barragem das Laranjeiras	74
Figura 17: Vista superior do reservatório da Barragem das Laranjeiras	75
Figura 18: Perfil longitudinal da Barragem das Laranjeiras – Vista da montante	78
Figura 19: Perfil longitudinal da Barragem das Laranjeiras – Vista de jusante	78
Figura 20: Planta baixa da Barragem das Laranjeiras	79
Figura 21: Perfil transversal da Barragem das Laranjeiras	80
Figura 22: Área de estudo rompimento da Barragem das Laranjeiras	81
Figura 23: Áreas a jusante possivelmente atingidas pelo rompimento da barragem	82
Figura 24: Localização da UHE Canastra em relação a Barragem das Laranjeiras..	83
Figura 25: MDT e MDS da Bacia Hidrográfica da Rio Paranhana.....	85
Figura 26: Comparação do MDT e do MDS da área de estudo	85
Figura 27: Curva Cota-Área-Volume da Barragem das Laranjeiras	88
Figura 28: Bacia de contribuição a montante da Barragem das Laranjeiras	91
Figura 29: Uso do solo da bacia de contribuição a montante da barragem	92
Figura 30: Solos da bacia de contribuição a montante da Bacia das Laranjeiras	93
Figura 31: Uso e tipo do solo da bacia de contribuição a montante da barragem.....	94
Figura 32: Condição de contorno de jusante do tipo Normal Depth	104

Figura 33: Geometria da simulação de rompimento no HEC-RAS.....	105
Figura 34: Geometria do barramento da Barragem das Laranjeiras	106
Figura 35: Definições, tipo da estrutura e representação da SA/2D Connection.....	107
Figura 36: Curva Cota-Volume gerado no Storage Area Editor do HEC-RAS	108
Figura 37: Parâmetros de análise hidrodinâmica adotados para as simulações.....	109
Figura 38: Parâmetros de Fluxo 2D adotados para as simulações de rompimento	110
Figura 39: Definições do hidrograma de CCM para o cenário de rompimento 01...	111
Figura 40: Hidrograma da condição de contorno de montante para o cenário 01...	112
Figura 41: Plano de rompimento hipotético para o cenário 01	113
Figura 42: Inundação máxima gerada pelo rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras para o cenário 01	114
Figura 43: Inundação máxima para o cenário 01 nas áreas urbanas a jusante	115
Figura 44: Definições do hidrograma da CCM para o cenário de rompimento 02...	116
Figura 45: Hidrograma da condição de contorno de montante para o cenário 02...	117
Figura 46: Plano de rompimento hipotético para o cenário 02	118
Figura 47: Inundação máxima gerada pelo rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras para o cenário 02.....	119
Figura 48: Inundação máxima para o cenário 02 nas áreas urbanas a jusante	120
Figura 49: Hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no cenário 01	121
Figura 50: Hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no cenário 02	122
Figura 51: Localização das seções de extração de resultados	123
Figura 52: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 1....	124
Figura 53: Inundação máxima na Profile Line 1 para o cenário 01	125
Figura 54: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 1 no cenário 01	125
Figura 55: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 2....	126
Figura 56: Inundação máxima na Profile Line 2 para o cenário 01	127
Figura 57: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 2 no cenário 01	127
Figura 58: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 3....	128
Figura 59: Inundação máxima na Profile Line 3 para o cenário 01	129
Figura 60: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 3 no cenário 01	129
Figura 61: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 4....	130
Figura 62: Inundação máxima na Profile Line 4 para o cenário 01	131
Figura 63: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 4 no cenário 01	131
Figura 64: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 5....	132

Figura 65: Inundação máxima na Profile Line 5 para o cenário 01	133
Figura 66: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 5 no cenário 01	133
Figura 67: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 6....	134
Figura 68: Inundação máxima na Profile Line 6 para o cenário 01	135
Figura 69: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 6 no Cenário 01	135
Figura 70: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 7....	136
Figura 71: Inundação máxima na Profile Line 7 para o cenário 01	137
Figura 72: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 7 no cenário 01	137
Figura 73: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 8....	138
Figura 74: Inundação máxima na Profile Line 8 para o cenário 01	139
Figura 75: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 8 no Cenário 01	139
Figura 76: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 9....	140
Figura 77: Inundação máxima na Profile Line 9 para o cenário 01	141
Figura 78: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 9 no Cenário 01	141
Figura 79: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 10..	142
Figura 80: Inundação máxima na Profile Line 10 para o cenário 01	143
Figura 81: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 10 no cenário 01	143
Figura 82: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 11..	144
Figura 83: Inundação máxima na Profile Line 11 para o cenário 01	145
Figura 84: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 11 no cenário 01	145
Figura 85: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 12..	146
Figura 86: Inundação máxima na Profile Line 12 para o cenário 01	147
Figura 87: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 12 no cenário 01	147
Figura 88: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 13..	148
Figura 89: Inundação máxima na Profile Line 13 para o cenário 01	149
Figura 90: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 13 no cenário 01	149
Figura 91: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 14..	150
Figura 92: Inundação máxima na Profile Line 14 para o cenário 01	151
Figura 93: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 14 no cenário 01	151
Figura 94: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 15..	152
Figura 95: Inundação máxima na Profile Line 15 para o cenário 01	153
Figura 96: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 15 no cenário 01	153
Figura 97: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 1....	154
Figura 98: Inundação máxima na Profile Line 1 para o cenário 02	155

Figura 99: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 1 no cenário 02	155
Figura 100: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 2..	156
Figura 101: Inundação máxima na Profile Line 2 para o cenário 02	157
Figura 102: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 2 no cenário 02	157
Figura 103: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 3..	158
Figura 104: Inundação máxima na Profile Line 3 para o cenário 02	159
Figura 105: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 3 no cenário 02	159
Figura 106: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 4..	160
Figura 107: Inundação máxima na Profile Line 4 para o cenário 02	161
Figura 108: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 4 no cenário 02	161
Figura 109: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 5..	162
Figura 110: Inundação máxima na Profile Line 5 para o cenário 02	163
Figura 111: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 5 no cenário 02	163
Figura 112: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 6..	164
Figura 113: Inundação máxima na Profile Line 6 para o cenário 02	165
Figura 114: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 6 no cenário 02	165
Figura 115: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 7..	166
Figura 116: Inundação máxima na Profile Line 7 para o cenário 02	167
Figura 117: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 7 no cenário 02	167
Figura 118: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 8..	168
Figura 119: Inundação máxima na Profile Line 8 para o cenário 02	169
Figura 120: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 8 no cenário 02	169
Figura 121: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 9..	170
Figura 122: Inundação máxima na Profile Line 9 para o cenário 02	171
Figura 123: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 9 no cenário 02	171
Figura 124: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 10	172
Figura 125: Inundação máxima na Profile Line 10 para o cenário 02	173
Figura 126: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 10 no cenário 02	173
Figura 127: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 11	174
Figura 128: Inundação máxima na Profile Line 11 para o cenário 02	175
Figura 129: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 11 no cenário 02	175
Figura 130: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 12	176
Figura 131: Inundação máxima na Profile Line 12 para o cenário 02	177
Figura 132: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 12 no cenário 02	177

Figura 133: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 13	178
Figura 134: Inundação máxima na Profile Line 13 para o cenário 02	179
Figura 135: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 13 no cenário 02	179
Figura 136: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 14	180
Figura 137: Inundação máxima na Profile Line 14 para o cenário 02	181
Figura 138: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 14 no cenário 02	181
Figura 139: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 15	182
Figura 140: Inundação máxima na Profile Line 15 para o cenário 02	183
Figura 141: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 15 no cenário 02	183
Figura 142: Pontes existentes a jusante da Barragem das Laranjeiras	185
Figura 143: Área inundada para o rompimento no cenário 01	186
Figura 144: Edificações atingidas pela inundação máxima do cenário 01	187
Figura 145: Área inundada para o rompimento no cenário 02	188
Figura 146: Edificações atingidas pela inundação máxima do cenário 02	189

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografia 1: Vista superior da Barragem das Laranjeiras de comportas abertas.....	75
Fotografia 2: Vista frontal da Barragem das Laranjeiras	76
Fotografia 3: Tomada fotográfica do barramento da Barragem das Laranjeiras	76
Fotografia 4: Vista superior da Barragem das Laranjeiras	77

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Número de barragens cadastradas no SNISB por classe de risco	25
Gráfico 2: Número de barragens cadastradas no SNISB por potencial associado ...	26
Gráfico 3: Número de barragens de rejeitos de mineração e/ou de resíduos industriais no Brasil de acordo com a classificação quanto ao volume	27
Gráfico 4: Número de barragens de armazenamento de água no Brasil de acordo com a classificação quanto ao volume	28
Gráfico 5: Número de barragens no Brasil quanto ao tipo de material utilizado na construção do barramento.....	29
Gráfico 6: Número de acidentes e incidentes anuais registrados desde 2011 no relatório anual de segurança de barragens de 2020	31
Gráfico 7: Hidrograma unitário triangular associado a uma chuva efetiva de 1mm...	96
Gráfico 8: Precipitação desacumulada ordenada e efetiva desacumulada para um tempo de recorrência de 100 anos	98
Gráfico 9: Hidrograma de cheia associado a um TR de 100 anos	99
Gráfico 10: Precipitação desacumulada ordenada e efetiva desacumulada para um tempo de recorrência de 10.000 anos.....	100
Gráfico 11: Hidrograma de cheia associado a um TR de 10.000 anos	102

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Número de barragens quanto ao seu uso principal no Brasil	23
Quadro 2: Classificação dos solos quanto as suas características.....	47
Quadro 3: MDEs disponíveis para utilização em simulações hidrodinâmicas	62
Quadro 4: Intervalos de possíveis valores para as características das brechas	66
Quadro 5: Comparação entre as formas de obtenção de dados de topografia.....	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Lista de barragens rompidas cadastradas na ANA entre 2011 e 2020	32
Tabela 2: Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas	49
Tabela 3: Modelos de simulação para rompimento de barragens.....	55
Tabela 4: Estimativa dos coeficientes de Manning.....	64
Tabela 5: Formulações matemáticas para a determinação da vazão de pico.....	68
Tabela 6: Valores dos parâmetros de formação de brecha para o Cenário 1	89
Tabela 7: Valores dos parâmetros de formação de brecha para o Cenário 2	89
Tabela 8: Classificação do uso do solo na bacia de contribuição da barragem	92
Tabela 9: Tipos de solos na bacia de contribuição a montante da barragem	93
Tabela 10: Áreas do uso e tipo de solo da bacia de contribuição da barragem	94
Tabela 11: CN médio da bacia de contribuição da Barragem das Laranjeiras.....	95
Tabela 12: Parâmetros usados para o Hidrograma Unitário Triangular	96
Tabela 13: Precipitação efetiva associada a uma chuva de TR de 100 anos	97
Tabela 14: Vazões do hidrograma de cheia associado a um TR de 100 anos	98
Tabela 15: Precipitação efetiva associada a uma chuva de TR de 10.000 anos	100
Tabela 16: Vazões do hidrograma de cheia associado a um TR de 10.000 anos ..	101

LISTA DE SIGLAS

ANA	Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico
CCJ	Condição de Contorno de Jusante
CCM	Condição de Contorno de Montante
CEEE-GT	Companhia Estadual de Geração e Transmissão de Energia Elétrica
CN	Curva-número
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
CORSAN	Companhia Riograndense de Saneamento
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center's River Analysis System
HEC-HMS	Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System
IBGE	Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LASER	Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation
LiDAR	Light Detection and Ranging
MDE	Modelo Digital de Elevação
MDT	Modelo Digital do Terreno
MDS	Modelo Digital de Superfície
PAE	Plano de Ação Emergencial
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
SEMA	Secretaria Estadual do Meio Ambiente
SNISB	Sistema Nacional de Informação sobre Segurança de Barragens
VANT	Veículo Aéreo Não Tripulado

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
1.1 TEMA.....	20
1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	20
1.3 PROBLEMA	20
1.4 OBJETIVOS	21
1.4.1 Objetivo geral	21
1.4.2 Objetivos específicos	21
1.5 JUSTIFICATIVA	21
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	23
2.1 BARRAGENS NO CONTEXTO NACIONAL	23
2.2 PROBABILIDADES DE ROMPIMENTO.....	30
2.3 CENÁRIOS DE ROMPIMENTO PARA ELABORAÇÃO DO PAE	35
2.3.1 Cenário de ruptura mais provável	36
2.3.2 Cenário de ruptura extremo	37
2.4 GATILHOS DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS	37
2.4.1 Galgamento ou <i>overtopping</i>	38
2.4.2 Infiltração ou <i>piping</i>	40
2.5 SIMULAÇÃO DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS	41
2.5.1 Trabalhos anteriores	41
2.5.2 Modelagem Hidrológica	45
2.5.2.1 Método SCS-CN.....	46
2.5.2.1.1 Parâmetro CN	46
2.5.2.1.2 Tempo de Concentração	50
2.5.2.1.3 Intensidade-Duração-Frequência (IDF)	50
2.5.2.1.4 Precipitação de Projeto	51
2.5.2.1.5 Hidrograma Unitário Sintético.....	53
2.5.3 Simulação Hidrodinâmica	54
2.5.3.1 Modelos Unidimensionais (1D).....	56
2.5.3.2 Modelos Bidimensionais (2D).....	58
2.5.4 Dados de entrada em estudos de ruptura	60
2.5.4.1 Modelos digitais de elevação	60
2.5.4.2 Coeficiente de Manning.....	63

2.5.4.3	Formação da brecha de ruptura	65
2.5.4.4	Hidrogramas de ruptura.....	67
2.5.4.5	Condições de contorno e singularidades de projeto.....	70
2.5.4.6	Curva cota-área-volume	72
2.5.4.7	Propriedades topológicas	72
3	MATERIAIS E MÉTODOS	74
3.1	ÁREA DE ESTUDO.....	74
3.2	METODOLOGIA.....	83
3.2.1	Modelo digital de elevação utilizado.....	84
3.2.2	Cenários adotados	86
3.2.3	Dados de entrada	86
3.2.4	Hidrograma de entrada	88
3.2.5	Parâmetros formadores de brecha adotados	89
3.2.6	Avaliação do rompimento.....	89
4	RESULTADOS OBTIDOS	90
4.1	MODELAGEM HIDROLÓGICA	90
4.1.1	Hidrograma de Cheia TR 100 anos	97
4.1.2	Hidrograma de Cheia TR 10.000 anos	100
4.2	SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA	102
4.2.1	Simulação hidrodinâmica para o cenário de rompimento 01	110
4.2.2	Simulação hidrodinâmica para o cenário de rompimento 02.....	115
4.3	HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO DA BARRAGEM DAS LARANJEIRAS	120
4.3.1	Hidrograma de rompimento para o Cenário 01	121
4.3.2	Hidrograma de rompimento para o Cenário 02	121
4.4	PASSAGEM DA ONDA DE CHEIA.....	122
4.4.1	Resultados das Profile Lines para o Cenário 01	124
4.4.1.1	Seção 1 – Cenário 01.....	124
4.4.1.2	Seção 2 – Cenário 01.....	126
4.4.1.3	Seção 3 – Cenário 01.....	128
4.4.1.4	Seção 4 – Cenário 01.....	130
4.4.1.5	Seção 5 – Cenário 01.....	132
4.4.1.6	Seção 6 – Cenário 01.....	134
4.4.1.7	Seção 7 – Cenário 01.....	136
4.4.1.8	Seção 8 – Cenário 01.....	138

4.4.1.9 Seção 9 – Cenário 01	140
4.4.1.10 Seção 10 – Cenário 01	142
4.4.1.11 Seção 11 – Cenário 01	144
4.4.1.12 Seção 12 – Cenário 01	146
4.4.1.13 Seção 13 – Cenário 01	148
4.4.1.14 Seção 14 – Cenário 01	150
4.4.1.15 Seção 15 – Cenário 01	152
4.4.2 Resultados das Profile Lines para o Cenário 02	154
4.4.2.1 Seção 1 – Cenário 02.....	154
4.4.2.2 Seção 2 – Cenário 02.....	156
4.4.2.3 Seção 3 – Cenário 02.....	158
4.4.2.4 Seção 4 – Cenário 02.....	160
4.4.2.5 Seção 5 – Cenário 02.....	162
4.4.2.6 Seção 6 – Cenário 02.....	164
4.4.2.7 Seção 7 – Cenário 02.....	166
4.4.2.8 Seção 8 – Cenário 02.....	168
4.4.2.9 Seção 9 – Cenário 02.....	170
4.4.2.10 Seção 10 – Cenário 02.....	172
4.4.2.11 Seção 11 – Cenário 02.....	174
4.4.2.12 Seção 12 – Cenário 02.....	176
4.4.2.13 Seção 13 – Cenário 02.....	178
4.4.2.14 Seção 14 – Cenário 02.....	180
4.4.2.15 Seção 15 – Cenário 02.....	182
4.5 ERROS E INCERTEZAS DE PROJETO.....	184
4.5.1 Erro de Volume	184
4.5.1.1 Erro de volume para o Cenário 01	184
4.5.1.2 Erro de volume para o Cenário 02	184
4.5.2 Curva Cota-Volume do Reservatório da Barragem das Laranjeiras	184
4.5.3 Pontes	184
4.6 IMPACTOS DA INUNDAÇÃO	185
4.6.1 Impactos da inundação para o Cenário 01.....	185
4.6.1 Impactos da inundação para o Cenário 02.....	188
5 DISCUSSÃO	190
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	194

REFERÊNCIAS..... 196

1 INTRODUÇÃO

Historicamente as primeiras civilizações se desenvolveram às margens dos rios e de lagos devido a importância da água para o desenvolvimento da humanidade (PAZ, 2004). A abundância de água foi fundamental como condição de vida e escolha para a ocupação de territórios, de forma que civilizações como as do vale do Nilo no Egito e do vale do Eufrates na Mesopotâmia prosperaram a partir da construção de sistemas de irrigação que tornaram o solo produtivo (BRUNI, 1993). Os engenheiros primitivos que viveram há cerca de 5.000 anos, construíram as primeiras barragens, diques, canais, condutos e poços como forma de gerenciar os recursos hídricos em função da necessidade vital por água (COLLISCHONN e TASSI, 2008).

A água doce é recurso limitado com os mais diversificados usos. A água pode ser utilizada para o abastecimento humano, para irrigação das lavouras na agricultura, como matéria-prima ou insumo nos processos produtivos das atividades industriais, como corpo receptor no tratamento de efluentes urbanos e industriais gerados pelas civilizações, como fonte essencial para a produção de energia hidrelétrica e como meio de acesso e de navegação até os lugares mais remotos. (GARRIDO, 2000, *apud* GOMES e BARBIERI, 2004).

De acordo com o Relatório de Conjuntura de Recursos Hídricos da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA, 2020a) a demanda do consumo de água no Brasil no ano de 2019 foi de: 743,5 m³/s para irrigação, 130,90 m³/s para uso animal, 108,70 m³/s para indústrias, 101,10 m³/s para abastecimento urbano, 26,90 m³/s abastecimento rural, 10,50 m³/s para mineração e 3,10 m³/s para usinas termelétricas.

Conforme ANA (2020a, p. 35) “*O crescimento das demandas hídricas no Brasil, a partir do aumento da população e das atividades econômicas intensivas em uso de água, contribui para aumento do stress hídrico.*” Diante dessa necessidade de gerenciar os recursos hídricos a partir do aumento da demanda de água, uma das soluções é a construção de barragens (TSCHIEDEL, 2017). As barragens são capazes de estocar os mais diversos volumes de água e atender as mais diversas demandas de recursos hídricos.

As barragens são estruturas construídas para o armazenamento de líquidos ou de sólidos de forma segura (PERINI, 2009). Estas estruturas podem apresentar as mais diversas finalidades, sendo utilizadas para armazenamento de água para o

abastecimento humano ou de atividades industriais, irrigação das lavouras na agricultura, combate de incêndios, controle de cheias, navegação, geração de energia nas hidrelétricas, ou como reserva de água (CARMO, 2014).

Contudo, assim como em qualquer obra de engenharia, a construção de barragens apresenta certos riscos, não estando livre de ocorrência de falhas (PERINI, 2009). Ao longo da história diversos eventos catastróficos ocorreram de forma a exemplificar o risco potencial do rompimento de barragens. Um dos mais recentes desastres, foi rompimento da Barragem do Fundão, no distrito de Bento Mariana, MG, no ano de 2015 (KUHLKAMP, 2016), e o maior desastre ambiental de rompimento de barragens em termos de perdas humanas, foi o desastre de Mariana, MG, com o rompimento da Barragem do Córrego Feijão (LASCHEFSKI, 2020). Apesar de não serem frequentes estes tipos de eventos catastróficos onde há a perdas de muitas vidas, fica associado à construção de barragens orisco para as comunidades a jusante em caso de rompimento.

De forma a controlar e gerenciar as barragens no Brasil, em 20 de setembro de 2010, foi sancionada a Lei nº 12.334, de forma a estabelecer as diretrizes técnicas da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Conforme a PNSB fica prevista a classificação das barragens por classe de risco e por categoria de dano potencial associado, onde são avaliados as características, conservação, atendimento ao plano de segurança, potencial de perdas de vida, impactos socioeconômicos e ambientais de um possível rompimento da barragem. Sendo obrigatório a execução de Plano de Ação Emergencial (PAE) para barragens com dano alto de potencial associado (BRASIL, 2010). Para a execução do PAE de barragens, tornou-se obrigatória a delimitação da Zona de Auto Salvamento (ZAS) e da Zona de Segurança Secundária (ZSS), além do levantamento e mapeamento da população na ZAS (BRASIL, 2020).

Em 30 de setembro de 2020 foi criada a Lei nº 14.066, que alterou a Lei nº 12.334. Conforme a Lei nº 14.066 se tornou obrigatório para barragens de médio e alto potencial associado, ou definidas como sendo de alto risco a critério do órgão fiscalizador, a elaboração de Plano de Ação Emergencial (PAE) para barragens com finalidade de armazenamento de rejeitos de mineração.

Sendo assim, estimar os impactos associados à propagação da onda de cheia proveniente do rompimento hipotético de barragens por meio de modelos hidrodinâmicos se torna indispensável, permitindo determinar as zonas a jusante atingidas, estimar possíveis danos socioeconômicos e ambientais, quantificar o

número de pessoas atingidas direta e indiretamente e principalmente fornecer informações para a elaboração do Plano de Ação Emergencial.

1.1 TEMA

O presente trabalho apresenta estudo referente ao rompimento de barragens, e os impactos causados a jusante pela onda de cheia.

1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA

O estudo apresentado tem a finalidade de estimar zonas inundáveis associadas à propagação da onda de cheia ocasionada pelo rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras, localizada na divisa dos municípios de Três Coroas e Canela, para os cenários de rompimento adotados no trabalho.

1.3 PROBLEMA

Com o aumento da população, desenvolvimento das cidades e das atividades econômicas, ocorre também o aumento da demanda de recursos hídricos. De forma a gerenciar os recursos hídricos existentes, a construção de barragens surge como uma alternativa viável, podendo servir para os mais diversos fins, como abastecimento humano, aquicultura, combate à secas, contenção de rejeitos de mineração, contenção de resíduos industriais e de sedimentos, defesa contra inundações, dessedentação animal, hidroelétrica, industrial, irrigação, navegação, paisagismo, proteção ao meio ambiente, recreação e regularização de vazão. As barragens são capazes de atender as mais diversas demandas e estocar grandes quantidade de água. Entretanto a construção de barragens traz riscos para a populações a jusante do barramento. Apesar de não ser frequente eventos de rompimento de barragens, as consequências destes eventos podem ser catastróficas. Apenas pela existência de uma barragem fica associado a ela uma probabilidade de rompimento, e conseqüentemente um risco para as comunidades a jusante em caso de rompimento. Dessa forma, existe a necessidade de estudar o comportamento da onda de cheia, de forma a estimar as áreas e as cotas de inundação, além do tempo de propagação da onda de cheia até atingir a população a jusante.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho consiste na identificação de áreas potencialmente inundáveis devido ao rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras, a partir do emprego de técnicas de simulação hidrodinâmica para os cenários de estudo adotados, utilizando um Modelo Digital de Elevação de alta resolução.

1.4.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos desenvolvidos neste trabalho consistem em etapas necessárias para a realização da simulação hidrodinâmica e para a avaliação dos impactos da onda de cheia. Os objetivos específicos são definidos a seguir:

- a) obter dados de elevação de alta precisão que apresentem relevância para a utilização na simulação hidrodinâmica;
- b) determinar formas de ocorrência de brechas em barragens;
- c) realizar a modelagem hidrológica da bacia de contribuição a montante da Barragem das Laranjeiras, obtendo os hidrogramas de entrada para os dois cenários de rompimento;
- d) realizar a simulação hidrodinâmica dos dois cenários de rompimento através do modelo HEC-RAS 6.1 propagando a onda de cheia gerada pelo rompimento da barragem;
- e) identificar áreas inundadas e avaliar os impactos da onda de cheia nas comunidades a jusante, identificando as áreas atingidas, tempo de chegada de onda de cheia, vazão máxima e tempo de pico.

1.5 JUSTIFICATIVA

O risco potencial associado ao rompimento de uma barragem está diretamente ligado com o volume do reservatório, o material armazenado e a ocupação do solo a jusante. O rompimento de uma barragem pode ocasionar a perda de vidas humanas, danos ao meio ambiente e danos socioeconômicos.

Nesse âmbito a análise hipotética do rompimento de uma barragem para a determinação de potenciais áreas inundadas e a velocidade com que as áreas serão atingidas pela onda de cheia é fundamental para estimar prejuízos, elaborar planos de evacuação e planos de ação emergencial.

A barragem das Laranjeiras, registrada sob o código 23891 do SNISB, foi citada no Relatório Anual de Barragens de 2019 com uma das 112 barragens mais preocupantes no Brasil. Segundo (ANA, 2020) a barragem das Laranjeiras está em desuso e sem manutenção adequada, apresentando danos na estrutura de concreto a jusante da barragem na ombreira direita, onde houve um movimento de massa da encosta da área da barragem, não sendo possível identificar se houve comprometimento da estrutura.

No dia 17 de outubro de 2020, foi iniciado o esvaziamento da Barragem das Laranjeiras, para a realização da avaliação das condições estruturais do barramento pela Companhia Estadual de Geração e Transmissão de Energia Elétrica (CEEE-GT). A Companhia Riograndense de Saneamento (CORSAN) constatou que o leito do Rio Paranhana carregou grande quantidade de lodo devido ao esvaziamento do reservatório da barragem, e como consequência disso foi necessária a paralisação da captação de água para o abastecimento público a jusante da barragem (SEMA, 2020).

Conforme o SNISB a barragem das Laranjeiras não possui Plano da Ação Emergencial (PAE) e Plano de Segurança, além de não estar sendo realizada uma revisão periódica da estrutura. Devido aos problemas recentemente apresentados pela barragem o estudo do rompimento hipotético é extremamente importante como medida de prevenção e segurança às áreas a jusante da barragem.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 BARRAGENS NO CONTEXTO NACIONAL

O Brasil possui atualmente mais de 23 mil barragens registradas e cadastradas no Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). Porém, se considerarmos as barragens registradas e as não registradas, o número total de barragens no Brasil pode ser bem superior. Alguns autores apresentam estimativas mais realistas, como Molle que estima um total de aproximadamente 70.000 barragens no Nordeste do Brasil (MOLLE, 1991 *apud* Menescal, 2005), e como Menescal que acredita na existência de cerca de 30.000 barragens só no estado do Ceará, sendo provavelmente o estado brasileiro com o maior de número de barragens (MENESCAL, 2005).

As barragens que estão registradas no Sistema Nacional de Informações sobre Barragens (SNISB) possuem os mais diversos usos, sendo classificadas conforme seu uso principal: abastecimento humano, combate à secas, aquicultura, contenção de rejeitos de mineração, contenção de resíduos industriais, contenção de sedimentos, defesa contra inundações, dessedentação animal, hidroelétrica, industrial, navegação, irrigação, paisagismo, proteção ao meio ambiente, recreação e regularização de vazão (SNISB, 2021). A seguir é apresentado o Quadro 1 com a quantidade e porcentagem de barragens quanto ao seu uso principal registradas no sistema da SNISB até 19 de setembro de 2021.

Quadro 1: Número de barragens quanto ao seu uso principal no Brasil

Uso Principal	Quantidade	Porcentagem
Irrigação	9.404	40,827 %
Dessedentação Animal	4752	20,630 %
Regularização de Vazão	2.231	9,686 %
Abastecimento Humano	1.729	7,506 %
Aquicultura	1.379	5,987 %
Hidroelétrica	1.305	5,666 %
Contenção de Rejeitos de Mineração	856	3,716 %
Industrial	534	2,318 %
Recreação	465	2,019 %

Uso Principal	Quantidade	Porcentagem
Paisagismo	188	0,816 %
Navegação	2	0,009 %
Proteção ao Meio Ambiente	64	0,278 %
Combate à Secas	45	0,195 %
Contenção de Resíduos Industriais	44	0,191 %
Defesa contra Inundações	30	0,130 %
Contenção de Sedimentos	6	0,026 %
TOTAL	23.034	100,000 %

Fonte: Adaptado do SNISB (2021).

A Lei nº 12.334, que foi sancionada em 20 de setembro de 2010, estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), com isso as barragens começaram a ser classificadas quanto ao risco e ao dano potencial associado. Posteriormente, em 30 de setembro de 2020, foi sancionada a Lei nº 14.066, que alterou a Lei nº 12.334, e estabeleceu as novas diretrizes de segurança de barragens.

A classificação de barragens estabelecida pela Resolução 143, do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), apresenta os critérios de classificação das barragens quanto a categoria de risco, ao dano potencial associado e ao volume do reservatório. Os critérios de classificação atendem ao art. 7º da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010 (CNRH, 2012).

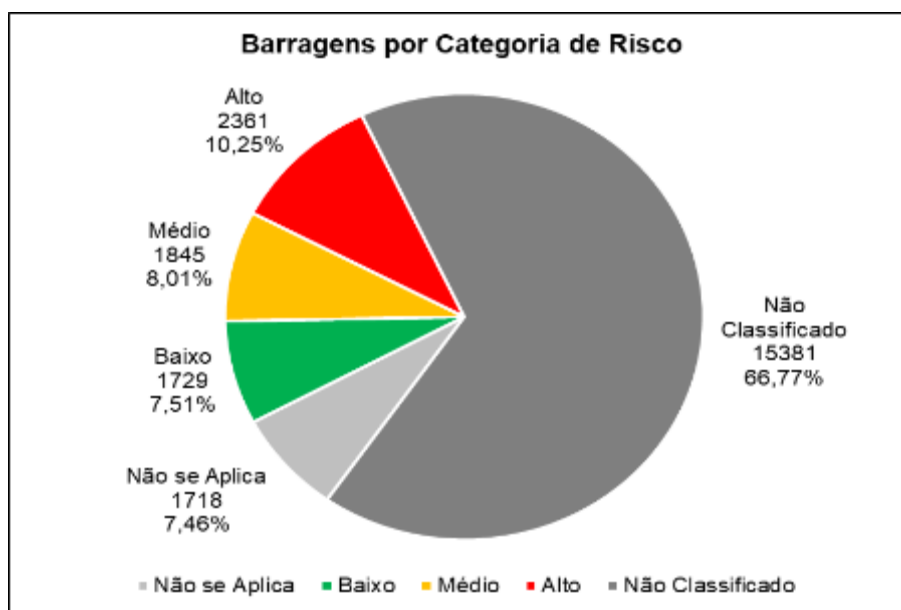
Quanto à categoria de risco, de acordo com CNRH (2012), as barragens podem apresentar risco: baixo, médio e alto. Segundo CNRH (2012) para a classificação quanto a categoria de risco é avaliada os seguintes itens:

1. características técnicas: altura e comprimento do barramento, material construtivo e tipo de fundação da barragem, idade e o tempo de recorrência da vazão de projeto utilizada;
2. estado de conservação da barragem: confiabilidade da estrutura extravasora e da estrutura de captação do barramento, eclusa, existência de sinais de percolação, deformação, recalques e deterioração dos taludes;
3. plano de segurança da barragem: existência de plano de segurança, estrutura e qualificação dos profissionais responsáveis pela segurança da barragem, procedimentos de inspeção e monitoramento, funcionamento operacional dos

dispositivos de descarga, relatórios de inspeção e análise da segurança da barragem com interpretação dos resultados.

Segundo SNISB (2021), das 23.034 barragens cadastradas até 19 de setembro de 2021, 15.381 barragens não possuem dados quanto a sua categoria de risco, representando 66,77% do total de barragens cadastradas, 1.729 barragens são de categoria de risco baixo, representando cerca de 7,51% do total de barragens cadastradas, 1.845 barragens são de categoria de risco médio, representando cerca de 8,01% do total de barragens cadastradas, 2.361 barragens são de categoria de risco alto, representando 10,25% do total de barragens cadastradas e 1.718 barragens não se aplicam à classificação quanto a categoria, representando 7,46% do total de barragens, conforme apresentado no Gráfico 1.

Gráfico 1: Número de barragens cadastradas no SNISB por classe de risco



Fonte: Adaptado de SNISB (2021).

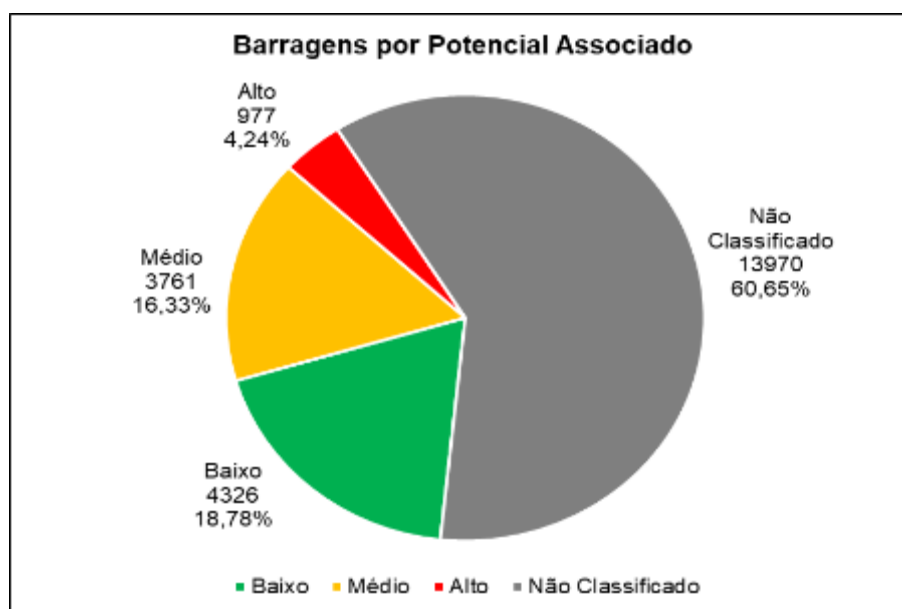
Quanto ao potencial associado das barragens, estas podem apresentar potencial: baixo, médio e alto (CNRH, 2012). De acordo com CNRH (2012) para a classificação das barragens quanto ao seu potencial associado são avaliados:

- presença de população a jusante com potencial de morte;
- presença de residências, equipamentos urbanos e comunitários;
- presença de infraestrutura ou serviços;
- presença de serviços públicos e equipamentos essenciais para a população;
- presença de áreas protegidas por legislação;

- f) natureza dos resíduos ou dos rejeitos armazenados pelo barramento;
- g) volume da barragem.

De acordo com os dados do SNISB (2021), das 23.034 barragens cadastradas até 19 de setembro de 2021, 13.970 barragens não possuem dados quanto ao seu potencial associado, representando 60,65% do total de barragens cadastradas, 4.326 barragens são de potencial associado baixo, representando cerca de 18,78% do total de barragens cadastradas, 3.761 barragens são de potencial associado médio, representando cerca de 16,33% do total de barragens cadastradas e 977 barragens são de potencial associado alto, representando 4,24% do total de barragens cadastradas, conforme apresentado no Gráfico 2.

Gráfico 2: Número de barragens cadastradas no SNISB por potencial associado



Fonte: Adaptado de SNISB (2021).

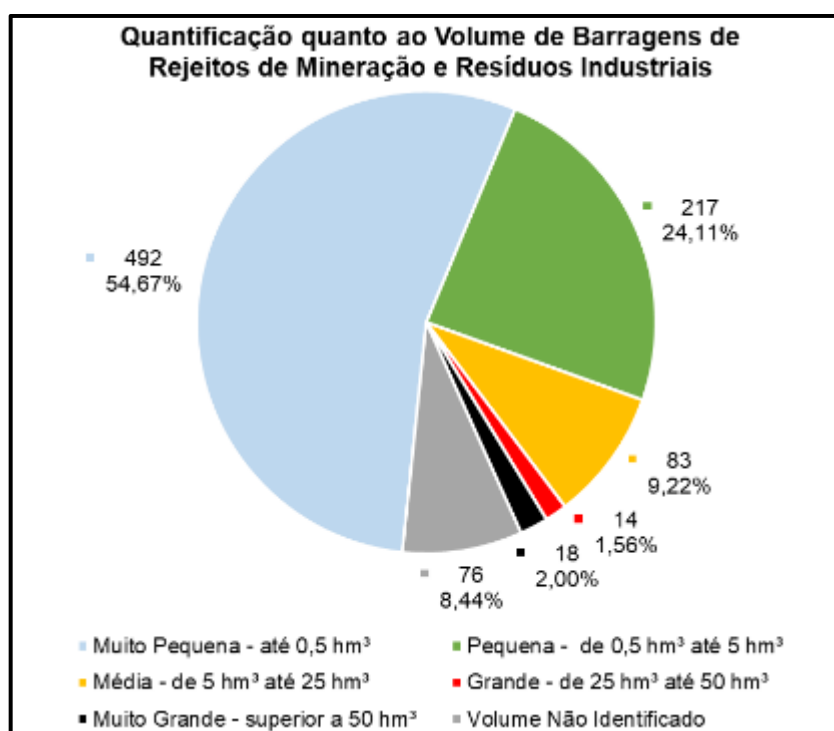
Segundo o CNRH (2012), a classificação quanto ao volume das barragens é dividida entre barragens de disposição de rejeito mineral e/ou resíduo industrial e barragens para acumulação de água. De acordo com CNRH (2012) para barragens de disposição de resíduos ou rejeitos industrial, o volume é classificado em:

- a) muito pequena – volume total inferior ou igual a 500.000m³;
- b) pequena – volume total superior a 500.000m³ e inferior ou igual a 5.000.000m³;
- c) média – volume total superior a 5.000.000m³ e inferior ou igual a 25.000.000m³;
- d) grande – volume total superior a 25.000.000m³ e inferior ou igual a 50.000.000m³;

e) muito grande – volume total superior a 50.000.000m³.

De acordo com os dados do SNISB (2021), das 23.034 barragens cadastradas até 19 de setembro de 2021, 900 barragens são de disposição de rejeito mineral e/ou de resíduos industrial. Destas 900 barragens, 76 não possuem dados quanto à sua capacidade de volume, representando 8,44% do total destas barragens, 492 barragens são classificadas como de volume muito pequeno, representando 54,67% do total destas barragens, 217 barragens são classificadas como de volume pequeno, representando cerca de 24,11% do total destas barragens, 83 barragens são classificadas como de volume médio, representando 9,22% do total destas barragens, 14 barragens são classificadas como de volume grandes, representando 1,56% destas barragens e 18 barragens são classificadas como de volume muito grande, representando 2,00% do total destas barragens, conforme apresentado no Gráfico 3.

Gráfico 3: Número de barragens de rejeitos de mineração e/ou de resíduos industriais no Brasil de acordo com a classificação quanto ao volume



Fonte: Adaptado de SNISB (2021).

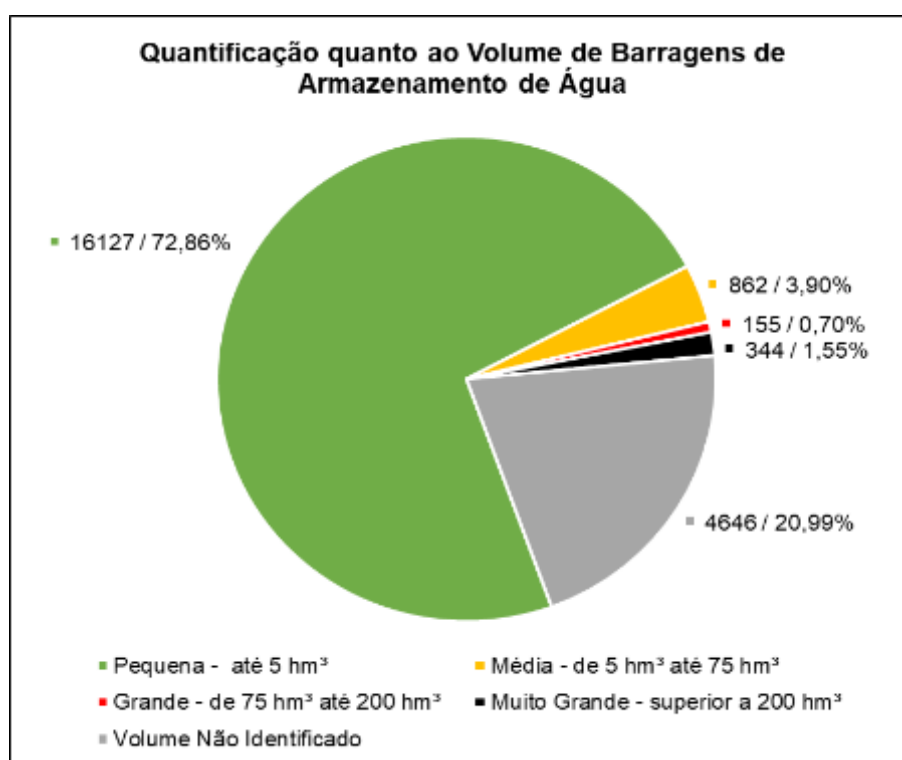
Para as barragens de acumulação de água, conforme CNRH (2012), a classificação quanto ao volume acontece seguindo os seguintes parâmetros:

a) pequena: volume total $\leq 5.000.000$ m³;

- b) média: volume total $> 5.000.000\text{m}^3$ e $\leq 75.000.000\text{m}^3$;
- c) grande: volume total $> 75.000.000\text{m}^3$ e $\leq 200.000.000\text{m}^3$;
- d) muito grande: volume total $> 200.000.000\text{m}^3$.

Conforme os dados do SNISB (2021), das 23.034 barragens cadastradas até 19 de setembro de 2021, 22.134 barragens são de armazenamento de água. Destas 22.134 barragens, 4.646 não possuem dados cadastrados quanto à sua capacidade de volume, representando 20,99% do total destas barragens, 16.127 barragens são classificadas como de volume pequeno, representando 72,86% do total destas barragens, 862 barragens são classificadas como de volume médio, representando cerca de 3,90% do total destas barragens, 155 barragens são classificadas como de volume grande, representando 0,70% do total destas barragens, e 344 barragens são classificadas como de volume muito grande, representando 1,55% do total destas barragens, conforme apresentado no Gráfico 4.

Gráfico 4: Número de barragens de armazenamento de água no Brasil de acordo com a classificação quanto ao volume

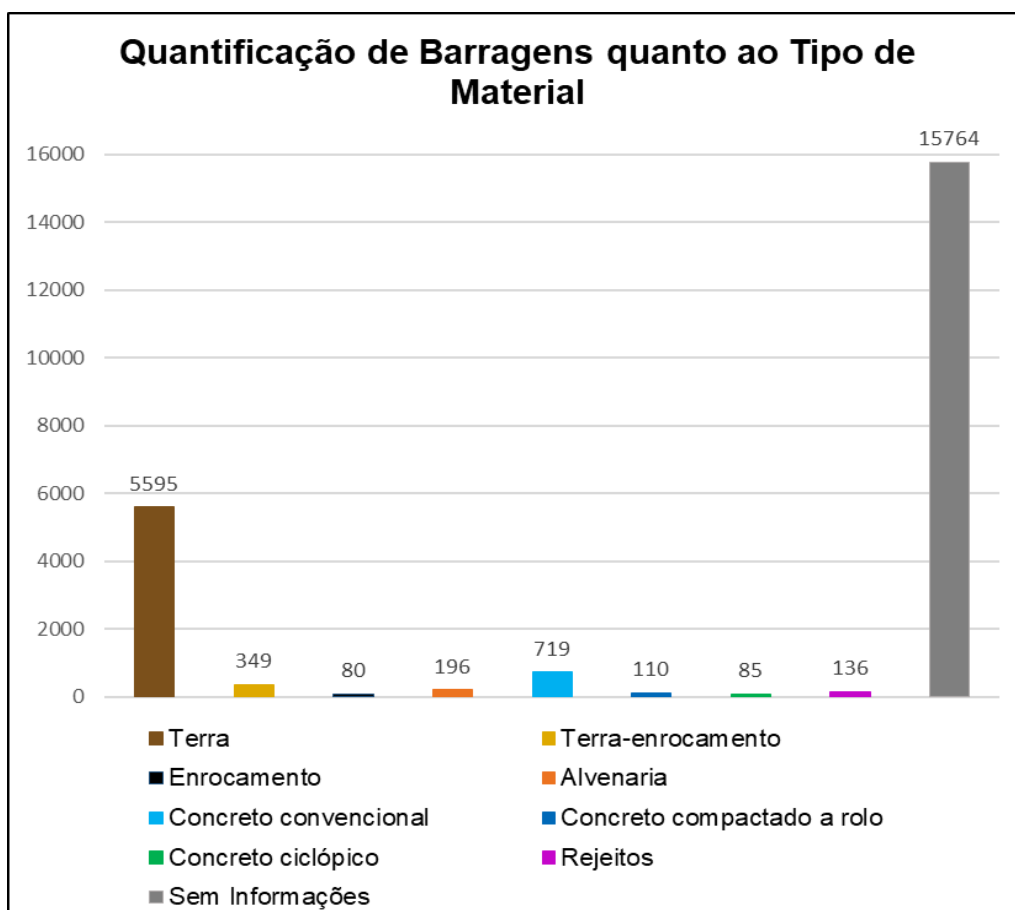


Fonte: Adaptado de SNISB (2021).

Conforme os dados do SNISB (2021), relativos ao tipo do material empregado para a construção das barragens no Brasil, das 23.034 barragens cadastradas, 5.595

(24,29%) barragens foram construídas com barramento de terra, 349 (1,52%) barragens foram construídas com barramento de terra e enrocamento, 80 (0,35%) barragens foram construídas com barramento de enrocamento, 196 (0,85%) barragens foram construídas com barramento de alvenaria, 719 (3,11%) barragens foram construídas com barramento de concreto convencional, 110 (0,48%) barragens foram construídas com barramento de concreto compactado a rolo, 85 (0,37%) barragens foram construídas com barramento de concreto ciclópico, 136 (0,59%) barragens foram construídas com barramento de rejeitos e 15.764 (68,44%) das barragens cadastradas não possuem informações quanto ao tipo de material, conforme apresentado no Gráfico 5.

Gráfico 5: Número de barragens no Brasil quanto ao tipo de material utilizado na construção do barramento



Fonte: Adaptado de SNISB (2021).

2.2 PROBABILIDADES DE ROMPIMENTO

Da mesma forma que qualquer obra de engenharia, a construção de barragens apresenta riscos, não estando livre da ocorrência de falhas (PERINI, 2009). Recentemente no Brasil, o rompimento da barragem do Fundão, em Mariana/MG e da barragem de rejeitos do Córrego Feijão, em Brumadinho/MG, resultaram em desastres com danos graves a biodiversidade e as populações a jusante.

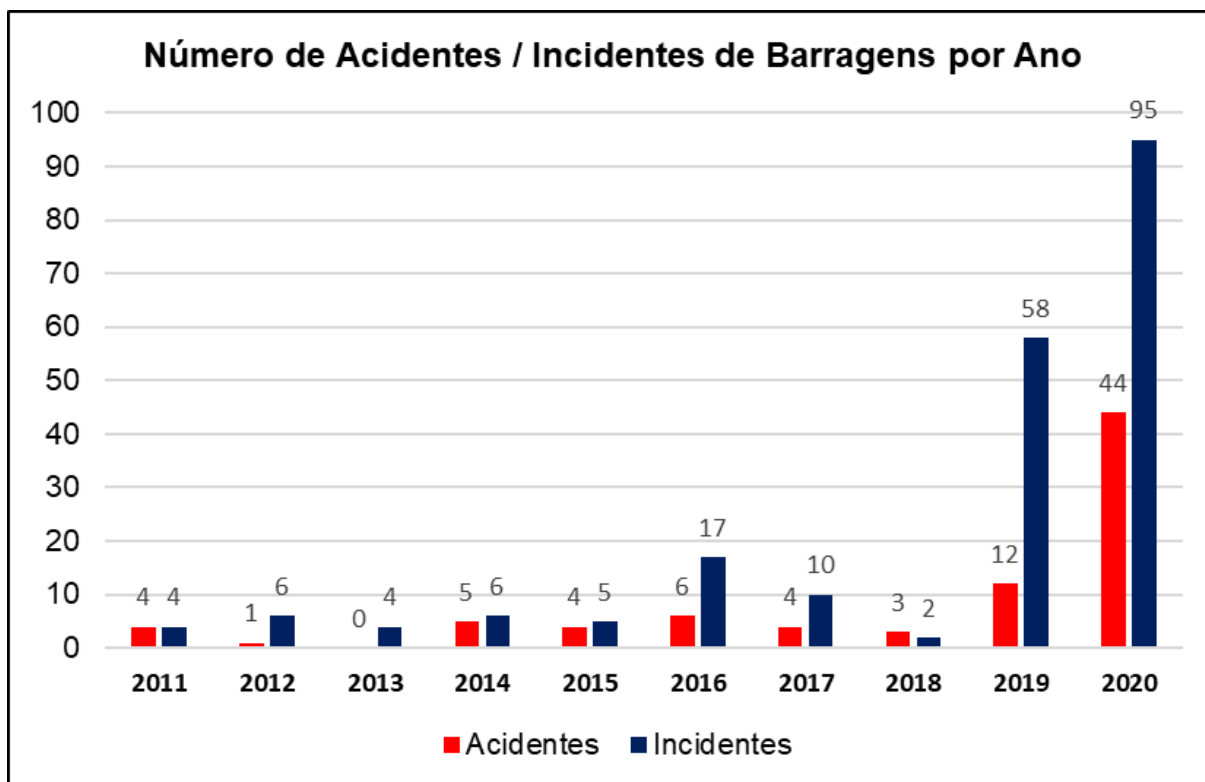
No ano de 2015, ocorreu o rompimento da barragem do Fundão, em Mariana/MG, que possuía 50 milhões de metros cúbicos de rejeitos de mineração armazenados, e resultou no lançamento de 34 milhões de metros cúbicos destes rejeitos de mineração ao meio ambiente (IBAMA, 2015), sendo considerado o maior desastre ambiental do país (SILVA *et al.*, 2015.). Como consequência do rompimento da barragem 19 pessoas morreram (G1, 2020), e a onda de lama dos rejeitos percorreu os rios Gualaxo do Norte, do Carmo e Doce até atingirem a foz do Rio Doce junto ao Oceano Atlântico, totalizando 663,20 km de corpos hídricos diretamente impactados (IBAMA, 2015).

No ano de 2019, ocorreu o rompimento da barragem da Mina Córrego do Feijão, de propriedade da mineradora Vale S.A, e que teve como consequência 270 mortes e o desaparecimento de 7 pessoas (G1, 2021). Os rejeitos da barragem se espalharam por diversas áreas, e estimou-se com auxílio de ferramentas de geoprocessamento que uma área de cerca de 297,28 ha foram soterradas pelos rejeitos, sendo 51% destas terras ocupadas por vegetação nativa, 19% áreas antropizadas e 13% áreas de atividades agrícolas, e 193 estruturas foram comprometidas pela onda de rejeitos, sendo destas 41% edificações empresariais e 59% edificações familiares (PEREIRA *et al.*, 2019).

Na escala histórica de rompimentos de barragens no Brasil, há dificuldades na obtenção de informações sobre os dados de rompimentos de barragens ocorridos nas últimas décadas. Com a implantação da Política Nacional de Segurança de Barragens e o relatório anual de segurança de barragens apresentado pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Essencial (ANA) desde 2011, os dados e informações sobre falhas de barragens no Brasil tornaram-se mais gerenciáveis e mais fáceis de obter. Conforme apresentado no Relatório de Segurança de Barragens do ano de 2020, desde a implementação da PNSB em 2011, ocorreram um total de 83 acidentes e 207

incidentes com barragens registrados no Brasil (ANA, 2020b). O Gráfico 6 apresenta o número de acidentes e incidentes ocorridos por ano desde 2011 até 2020:

Gráfico 6: Número de acidentes e incidentes anuais registrados desde 2011 no relatório anual de segurança de barragens de 2020



Fonte: Adaptado de ANA (2020).

De acordo com a Resolução CNRH 144, um acidente é um evento gerado pelo comprometimento estrutural da barragem, caso em que ocorre a liberação descontrolada de material retido devido ao colapso parcial ou total do barramento. Um incidente é qualquer evento que afeta o comportamento de uma barragem e, se não for controlado, pode levar a um acidente.

Na Tabela 1 é possível verificar os rompimentos de barragens ocorridos de 2011 até 2020, documentados por ANA (2013), ANA (2015a), ANA (2015b), ANA (2016b), ANA (2017), ANA (2018), ANA (2019), ANA (2020b), ANA (2021).

Tabela 1: Lista de barragens rompidas cadastradas na ANA entre 2011 e 2020

(continua)

Data Rompimento	Descrição	Empreendedor	Município	Estado
18/01/2011	Barragem de Contenção de Areia	CRS Mineradora	Analândia	SP
2011	Barragem da COPESA	COPESA	Camocim	PE
2011	Pequena Barragem a jusante da Barragem da COPESA	Sem informação	Camocim	PE
2011	Pequena Barragem a jusante da Barragem da COPESA	Sem informação	Camocim	PE
05/11/2012	PCH Pedra Furada	Grupo Cornélio Brennand	Pedra Furada	PE
22/02/2014	Barragem da Agropecuária Buritis	Agropecuária Buritis	Sem informação	MT
05/03/2014	Barragem Fazenda Boa Vista do Uru	Sr. Roserval Alves Moreira	Sem informação	GO
29/03/2014	UHE Santo Antônio do Jari	Energia do Brasil AS	Laranjal do Jari	AP
27/06/2014	Barragem da Vacaro	Indústria de Maçãs Vacaro	Sem informação	SC
10/09/2014	B1 e B2	Mineradora Herculano	Itabirito	MG
12/12/2014	Barragem do Pesque-Pague	Sem informação	Sem informação	MS
07/05/2015	UHE Cachoeira Caldeirão	EDP - Energias do Brasil AS	Ferreira Gomes	AP
06/06/2015	PCH Inxu	Inxu Geradora e Comercializadora de Energia Elétrica S/A	Nova Maringá	MT
15/07/2015	Barragem na propriedade de Nei Zampieri	Nei Carlos Pedro Zampieri	Sem informação	SC
05/11/2015	Barragem do Fundão	Samarco AS	Mariana	MG
04/01/2016	Barragem Alto Grande	Prefeitura Municipal de Araci	Araci	GO
20/02/2016	Barragem Felícia 1	Alcides Basílio de Oliveira	Sem informação	PR
20/02/2016	Barragem Felícia 2	Alcides Basílio de Oliveira	Sem informação	PR
24/08/2016	Barragem Fazenda Guavirova	Ivo Polinário	União da Vitória	MS
2016	Barragem Balneário Ayrton Senna	Sem informação	Caarapó	MT
06/01/2017	Barragem Rincão dos Kroeff	Não informado	São Francisco de Paula	RS
16/02/2017	Barragem Cacimba Nova	Ministério da Integração Nacional	Sertânia	PE
03/03/2017	Barragem Barreiros	Ministério da Integração Nacional	Sertânia	PE

(continuação)

Data Rompimento	Descrição	Empreendedor	Município	Estado
01/12/2017	Barragem Lageado	Luciano Loureiro	Campo grande	MS
04/02/2018	Barragem CGH Agromar	Grupo Bom Futuro	São José do Rio Claro	MT
12/04/2018	Barragem Fazenda Boa Sorte (3 barragens efeito cascata)	Daniel Anversa - Fazenda Boa Sorte	Paragominas	PA
23/04/2018	Barragem Fazenda Bom Jardim (2 barragens)	Vinícius Romano Cândido	Piracanjuba	GO
25/01/2019	Barragem BI	Vale S A Filial	Brumadinho	MG
17/03/2019	Barragem Mimosos	Instituto de Pesquisas Agronômicas de Pernambuco	Capoeiras	PE
25/03/2019	Barragem Malhada	Agência Tocantinense de Saneamento - ATS	Santa Rosa do Tocantins	TO
27/03/2019	Barragem Salgadinho	Não informado	Sobral	CE
27/03/2019	Barragem Balneário Iracema de Mito	Prefeitura Municipal de Bandeirantes do Tocantins	Bandeirantes do Tocantins	TO
29/03/2019	Barragem sem nome	Não informado	Machadinho D'Oeste	RO
29/03/2019	Barragem Passagem da Onça	Não informado	Viçosa do Ceará	CE
11/07/2019	Barragem Quati	Prefeitura Municipal de Pedro Alexandre	Pedro Alexandre	BA
01/10/2019	Barragem TB01	VM Mineração e Construção Eireli EPP	Nossa Senhora do Livramento	MT
01/11/2019	Açude Alto Amorim	Não informado	Cachoeira do Sul	RS
18/11/2019	Barragem sem nome	Camila Marília Marques Carvalho	Moeda	MG
22/11/2019	Barragem de João Falqueto	João Falqueto	Serra	ES
04/01/2020	Barragem Fazenda São Lourenço	Edson Guimarães de Faria	Pontalina	GO
20/01/2020	Barragem sem nome	Gisto Pontini	Rio Novo do Sul	ES
20/01/2020	Barragem sem nome	Gisto Pontini	Rio Novo do Sul	ES
20/01/2020	Barragem sem nome	Gisto Pontini	Rio Novo do Sul	ES
21/01/2020	Barragem sem nome	Vagner Luis Moser Vique	Rio Novo do Sul	ES
23/01/2020	Barragem sem nome	Não informado	Medina	MG
23/01/2020	Barragem de Água em Aricanduva	Não informado	Aricanduva	MG
24/01/2020	Represa da Comunidade Rural de Fumaça	Não informado	Orizânia	MG
25/01/2020	PCH Serra das Agulhas	Sigma Energia AS	Monjolos	MG
28/01/2020	Barragem de Água Refúgio Vida Silvestre Macaúbas	Não informado	Santa Luzia	MG

(conclusão)

Data Rompimento	Descrição	Empreendedor	Município	Estado
29/01/2020	Barragem do Condomínio Paquetá	Associação do Condomínio Paquetá	Catalão	GO
29/01/2020	Barragem da Fazenda Santa Cruz	Leandro Alcântara Ferreira	Catalão	GO
29/01/2020	Barragem 2 da Fazenda Santa Cruz	Leandro Alcântara Ferreira	Catalão	GO
30/01/2020	Barragem Particular	Não informado	Iconha	ES
30/01/2020	Barragem Particular	Não informado	Orizânia	MG
13/02/2020	Barragem Fazenda Nossa Senhora de Lourdes	Jurandir Garcia Tristão	Ituitaba	MG
27/02/2020	Barragem de Água Fazenda do Córrego do Retiro	Walter Teria Rompido	Araxá	MG
28/28/2020	Barragem Particular	Não informado	Buriti Alegre	GO
29/02/2020	Barragem da Fazenda Beira Lago	Beatriz Rocha Gonçalves Prado Pratus	Água Limpa	GO
05/03/2020	Barragem em Arinos	Não informado	Arinos	MG
15/03/2020	Barragem Sítio Caldeirão	Prefeitura Municipal de Brejo da Madre de Deus	Brejo da Madre de Deus	PE
16/03/2020	Barragem Particular	Não informado	Quiterianópolis	CE
16/03/2020	Barragem Pontal	Prefeitura Municipal de Quiterianópolis	Quiterianópolis	CE
25/03/2020	Barragem sem nome	Sem informação	Hidrolândia	CE
25/03/2020	Barragem Bom Jesus	Engequipo Engenharia Ltda	Mata de São João	BA
27/03/2020	Barragem Zumbi	Não identificado	Arcoverde	PE
30/03/2020	Barragem de Água Fazenda Gravatá	Fazenda gravata minas Brasil Eireli	Novo Cruzeiro	MG
18/04/2020	Barragem sem nome	Luís Antônio do Nascimento LAN Negócios Imobiliários Eireli	Caturai	GO
04/05/2020	Barragem Salu	Superintendência de Desenvolvimento Industrial e Comercial – SUDIC	Simões Filho	BA
26/05/2020	Barragem de Água do Córrego do Açude	Sancho José Matias	Patos de Minas	MG
14/06/2020	Barragem das Antas	Companhia Agropecuária do Arame	Sairé	PE
24/09/2020	Barragem Barranco da Mina	Não informado	Calçoene	AP
07/11/2020	Barragem da Fazenda Estiva	Ronaldo José Brandão	Hidrolina	GO
07/11/2020	Barragem Hidrolina 1	Adauto Vilela Brandão	Hidrolina	GO
07/11/2020	Barragem Hidrolina 2	Jairo Alves Miranda	Hidrolina	GO

Fonte: Adaptado de ANA (2013, 2014, 2015a, 2015b, 2017, 2018, 2019, 2020b e 2021).

Nota-se que a partir de uma análise do Gráfico 6 e da Tabela 1, ocorreu um total de 83 rompimentos de barragens que estão registrados na ANA no período entre os anos de 2011 a 2020, ou seja em uma média cerca de 8 rompimentos anuais de barragens no Brasil. Analisando apenas os anos de 2019 e 2020, ocorreram 57 de rompimentos de barragens, que representa 68,67% dos rompimentos registrados entre 2011 e 2020. Entretanto, estas informações não apresentam relevância quanto à altura do barramento, volume armazenado e potencial associado destas barragens, contabilizando o rompimento de diversas pequenas barragens que não apresentam risco às comunidades e a biodiversidade a jusante.

Conforme Silveira (2005 *apud* TSCHIEDEL, 2017) a estrutura de uma barragem, em geral, é dimensionada de maneira que a probabilidade anual de rompimento desta barragem seja equivalente a 0,1%. Essa probabilidade de rompimento de 0,1 % é equivalente a dizermos que 1 a cada 100 barragens romperá com um tempo de vida útil de 100 anos (MEDEIROS, 1999, *apud* TSCHIEDEL, 2017). Tomando como base as 23.034 barragens cadastradas no SNISB (2021), pode-se prever a probabilidade de ocorrência de ao menos dois rompimentos de barragens por ano no Brasil.

2.3 CENÁRIOS DE ROMPIMENTO PARA ELABORAÇÃO DO PAE

Conforme proposto pela ANA (2016a) no Manual do Empreendedor de Segurança de Barragens - Guia de Orientação e Formulários do Plano de Ação de Emergência (PAE), para garantir a segurança adequada de diferentes tipos de barragens, dois cenários de simulação devem ser definidos no PAE:

- a) cenário de operação hidráulica extrema;
- b) cenário de ruptura propriamente dito.

O cenário de operação hidráulica extrema é um cenário em que não ocorre a ruptura do barramento, mas gera descargas hidráulicas importantes, e que de alguma forma podem colocar em risco pessoas e o vale a jusante da barragem. Esse cenário permite definir as zonas a jusante do barramento que em função do funcionamento do vertedouro da barragem, se encontram em situação de risco (ANA, 2016a).

O cenário de ruptura da barragem segundo ANA (2016a) deve contemplar:

1. cenário de ruptura mais provável;
2. cenário de ruptura mais desfavorável ou extremo.

2.3.1 Cenário de ruptura mais provável

O cenário de ruptura mais provável é determinado em consequência das características e tipo da barragem, das causas de ruptura e do modo de operação da barragem. Caso existam dúvidas sobre o cenário mais provável de ruptura deve ser adotada uma abordagem mais cautelosa e de maior prudência, recorrendo a um outro cenário mais pessimista associado a uma causa de rompimento com baixa probabilidade de ocorrência, como por exemplo uma ruptura completa e com tempo de formação da brecha extremamente rápida. Devido a imprecisões dos resultados dos modelos de simulações, e devido à necessidade de uma maior segurança para a ruptura da barragem, as autoridades responsáveis pela proteção civil podem aplicar critérios mais conservadores e prudentes para desenvolver o PAE (ANA, 2016a).

Quanto ao cenário de ruptura mais provável, conforme ANA (2016a), os critérios podem estabelecidos em função da causa da ruptura, dessa forma pode-se admitir:

- a) ruptura por mecanismos estruturais ou por percolação (erosão interna da barragem) que dá origem ao cenário de rompimento denominado de ruptura em dia de sol, onde não há a influência da precipitação;
- b) ruptura por mecanismo hidráulico que gera o cenário de rompimento chamado de cenário de ruptura por galgamento.

Para o cenário de ruptura em dia de sol deve ser considerado que o nível do reservatório no instante inicial de ruptura esteja no nível máximo normal da barragem. Já para o cenário de ruptura por galgamento deve ser considerado que o nível da barragem no instante inicial de rompimento esteja pelo menos no nível máximo do barramento. Para este cenário, como uma hipótese mais viável, pode-se considerar que o nível do reservatório no instante inicial de rompimento corresponda à cota da crista da barragem (ANA, 2016a).

Conforme ANA (2016a) para a determinação dos valores das vazões afluentes no instante inicial de ruptura da barragem deve-se considerar a contribuição de um hidrograma de vazão afluente podendo optar-se por:

- a) vazão média anual (vazão média do semestre seco ou do semestre úmido), ou então por uma vazão de cheia associada a um menor tempo de recorrência. Por exemplo uma cheia associada a um tempo de recorrência menor que 100 anos em um cenário de ruptura em dia de sol;

- b) vazão de uma cheia conhecida num cenário de ruptura por galgamento. Por exemplo, a cheia de projeto, ou uma cheia associada a um elevado tempo de recorrência, TR = 1.000 anos ou TR = 5.000 anos.

2.3.2 Cenário de ruptura extremo

O cenário de ruptura extremo pressupõe ruptura rápidas e totais, de forma a agravar não só todos os valores dos parâmetros formadores da brecha, mas também de maximizar as vazões afluentes ao reservatório. O tempo de ruptura deve ser baixo para elevar ao máximo o efeito do escoamento efluente da ruptura (ANA, 2016a).

De acordo com ANA (2016a) quanto ao nível do reservatório a ser considerado no início da ruptura, independentemente do tipo de barragem, podem ser adotados os valores propostos por Hartford e Kartha (1995) conforme o cenário de ruptura adotado:

- a) para o cenário de ruptura em dia de sol, a formação da brecha inicia quando o nível de água do reservatório está a 0,15 metros abaixo da crista da barragem;
- b) para o cenário de ruptura por galgamento, a formação da inicia quando o nível de água do reservatório está 0,15 metros acima da crista da barragem.

Conforme ANA (2016a), para a atribuição dos valores das vazões afluentes ao reservatório no instante inicial de ruptura deve-se adotar hidrogramas de vazão afluente mais gravosos que os utilizados em um cenário de ruptura mais provável podendo-se adotar:

- a) onda de cheia conhecida, como por exemplo a vazão de cheia adotada para a verificação do vertedouro, ou por uma vazão de cheia associada a um tempo de recorrência muito elevado, com TR de 5.000 a 10.000 anos, para um cenário de ruptura por galgamento;
- b) onda de cheia associada a um menor tempo de recorrência, com TR de 100 a 500 anos, num cenário de rompimento em dia de sol.

2.4 GATILHOS DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS

Analisando a relação histórica de rompimentos de barragens ocorridos é possível verificar diversas causas que podem resultar no rompimento de barragens (COLLISCHONN, 1997). Segundo Lauriano (2009), a formação de brechas em barragens podem ser causadas por diversos fatores, destacando-se: galgamento,

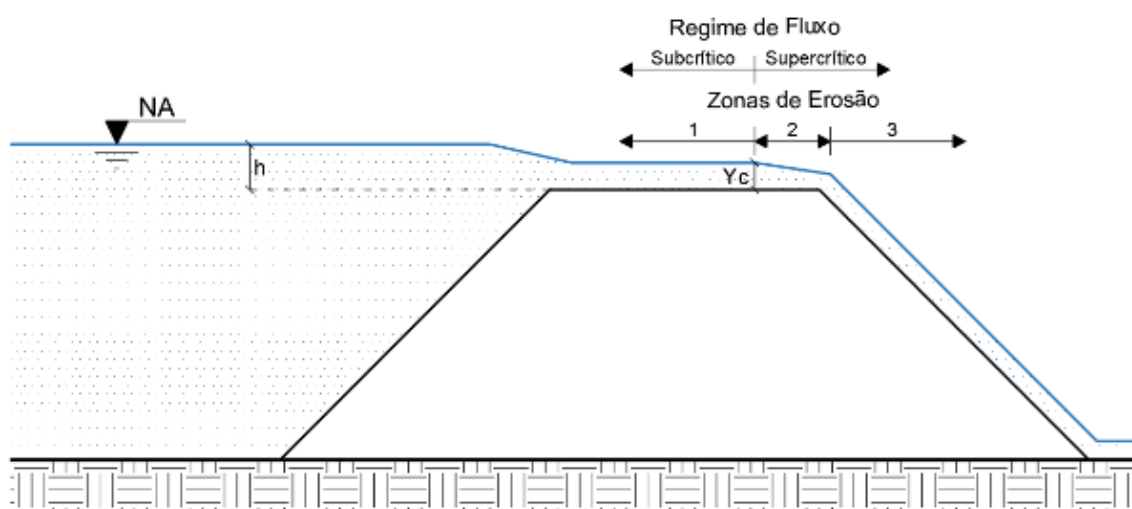
erosão interna, falha nas fundações, falhas de projeto, efeitos sísmicos e ações de guerra. No presente estudo serão abordados os dois principais gatilhos de rompimento de barragens: galgamento ou *overtopping* e erosão interna ou *piping*.

2.4.1 Galgamento ou *overtopping*

O galgamento, ou *overtopping*, em inglês, é um evento em que ocorre com a elevação do nível da água do reservatório até ocorrer a passagem da água sobre a barragem em locais não previstos em projeto. O galgamento normalmente é ocasionado pela ação de chuvas extraordinárias, onde a operação do vertedouro é incapaz de realizar o controle do nível do reservatório, mas pode também ser causado por má operação do reservatório e dispositivos de controle de vazão, ou então provocado pela formação de uma onda dentro do reservatório, que poder ter como origem de um deslizamento terra, vibrações ou terremotos. (COLLISCHONN, 1997).

À medida que o fluxo de água passa por cima da crista da barragem, ocorrem mudanças do regime de escoamento do fluxo de água, e com isso alterações ao potencial erosivo proveniente do galgamento (PERINI, 2009). Powledge *et al.* (1998 *apud* PERINI, 2009), propuseram a divisão da superfície do barramento em três zonas associadas aos diferentes regimes de escoamento de fluxo e potenciais erosivos, conforme apresentado na Figura 1.

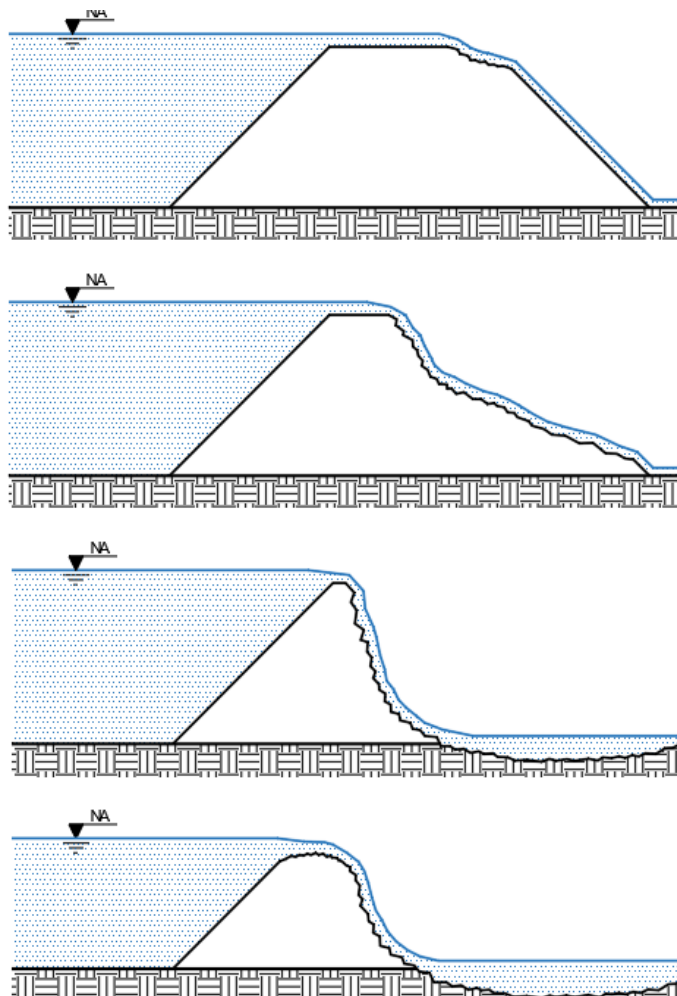
Figura 1: Regime de fluxo e zonas de erosão do rompimento por galgamento



Fonte: Adaptado de Powledge *et al.* (1998).

A primeira zona de erosão é referente a região sobre a crista da barragem, onde a velocidade de escoamento é baixa, e um processo erosivo ocorre somente se o material for altamente erodível. Na segunda zona de erosão, o fluxo de escoamento passa do regime subcrítico para o supercrítico, e com isso há um aumento das forças de cisalhamento que pode ocasionar a erosão no final de crista da barragem. Na terceira zona de erosão, à medida que o fluxo de escoamento de água avança sobre a parede do talude, a velocidade de escoamento aumenta progressivamente, resultando em um potencial erosivo elevado. Com o surgimento das primeiras discontinuidades e aberturas da superfície do talude, o fluxo do escoamento passa a ser em cascata (PERINI, 2009). O começo da erosão pode acontecer em qualquer lugar do talude de jusante, mas normalmente se inicia no pé da barragem (POWLEDGE *et al.*, 1998 *apud* PERINI, 2009). A Figura 2 apresenta a sequência erosiva do rompimento de uma barragem devido ao galgamento.

Figura 2: Sequência erosiva do rompimento de uma barragem por galgamento



Fonte: Elaborada pelo Autor (2021).

De acordo com Collischonn (1997) se a intensidade e o tempo de ação do galgamento sobre a barragem forem suficientes é iniciada uma brecha no ponto mais fraco da barragem, e com o passar de tempo a brecha vai crescendo pelo carreamento de materiais do talude, se propagando lateralmente, até ocasionar o rompimento da barragem.

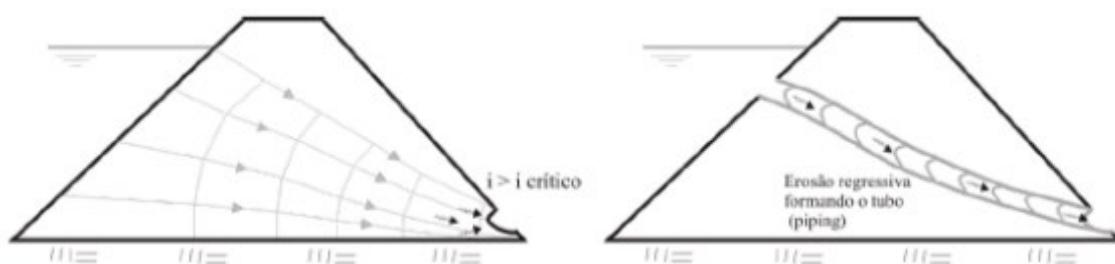
2.4.2 Infiltração ou *piping*

O processo de formação de brechas em barragens por infiltração, ou *piping* em inglês, é um evento ocasionado pela passagem de água pelas paredes do barramento. A infiltração da água na parede da barragem inicia através de um poro em ponto qualquer, e esse poro cresce em todas as direções com a ação da erosão ocasionada pela passagem de água ao longo do tempo, este poro vai crescendo até a ocorrência do rompimento da barragem (COLLISCHONN, 1997).

Segundo Foster *et al.* (2000 *apud* PERINI, 2009) a formação de brechas em barragens de terra por infiltração ou *piping* pode ser gerada pelos seguintes fatores:

- erosão regressiva, onde o fluxo de água que infiltra sobre a parede da barragem inicia a erosão do talude de jusante do barramento, com a progressão do fluxo percolado ao longo do tempo um brecha em formato de tubo é formada ligando a erosão iniciada no talude de jusante até o reservatório, conforme exemplificado pela Figura 3 (PERINI, 2009).

Figura 3: Processo de formação de brecha de *piping* através de erosão regressiva

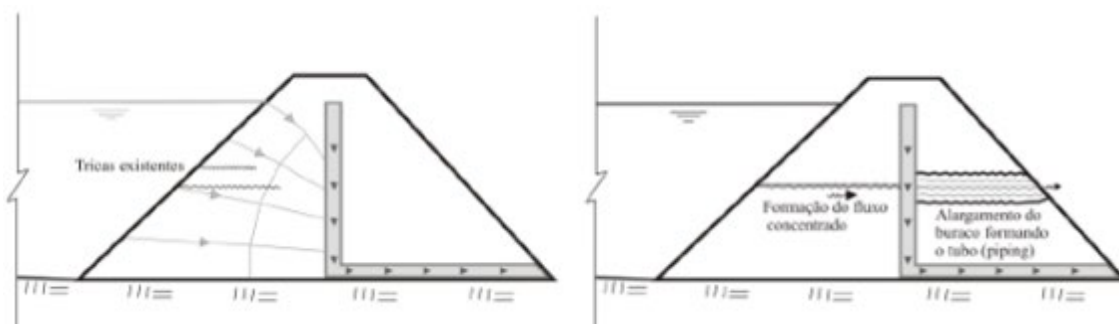


Fonte: PERINI (2009).

- erosão em torno de trincas existentes, onde a existência de fissuras no barramento permite a formação de um fluxo de água contínuo entre o reservatório e o ponto de saída da água, esse fluxo passa a erodir a parede do

talude de jusante, causando um alargamento da fissura conforme apresentado na Figura 4 (PERINI, 2009).

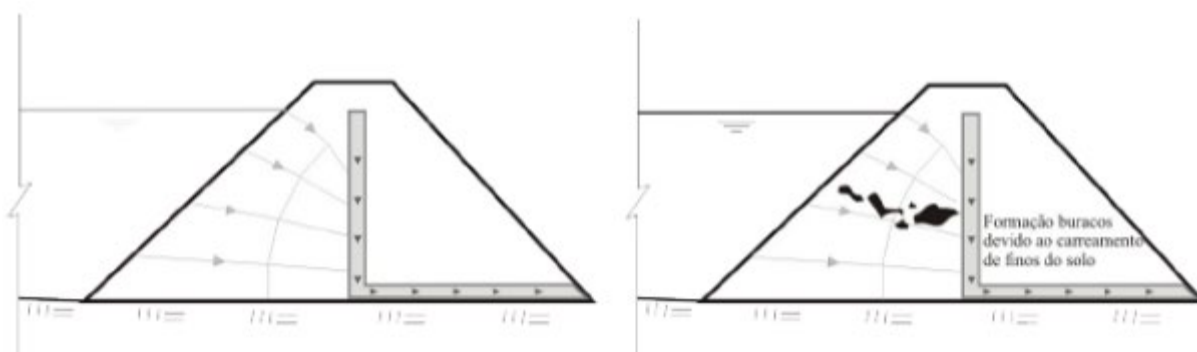
Figura 4: Processo de formação de brecha de *piping* pelo alargamento de trincas



Fonte: PERINI (2009).

- c) erosão ocasionada pelo carregamento de finos, que geralmente ocorre quando os materiais utilizados na formação do talude de barramento são mal graduados, permitindo que as partículas finas escapem entre as partículas de maior granulometria, conforme Figura 5. O resultado da erosão e desta lavagem das partículas finas pode desestabilizar internamente o solo e ocasionar a formação da brecha (PERINI, 2009).

Figura 5: Processo de formação de brecha por *piping* pelo carregamento de finos



Fonte: PERINI (2009).

2.5 SIMULAÇÃO DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS

2.5.1 Trabalhos anteriores

Diversos pesquisadores dedicaram-se para estudar o rompimento hipotético de barragens e como consequência analisar onda de cheia e as áreas de inundação

provocados pelo colapso destas estruturas. Collischonn (1997) realizou estudo para avaliar as incertezas envolvidas na utilização de modelos matemáticos como ferramenta básica de análise, procurando estimar o número de pessoas e residências ameaçadas pela onda cheia e os impactos do rompimento hipotético da barragem de Ernestina, no rio Jacuí, no estado do Rio Grande do Sul. Através dos resultados do estudo, o autor verificou que a população a jusante da barragem poderia ser atingida pela onda de cheia caso o rompimento ocorresse de forma rápida e a brecha de rompimento fosse suficientemente grande. Na pior das condições analisadas, ao longo de 100 km a jusante da barragem no Rio Jacuí, ocorreria a inundação de cerca de 600 hectares de lavouras, cinco pontes seriam destruídas, aproximadamente 97 casas da área rural e 130 casas da área urbana seriam atingidas e cerca de 880 pessoas seriam atingidas pela onda do rompimento da barragem. Ele constatou também que as barragens a jusante da barragem de Ernestina, reservatório de Passo Real e reservatório Maia Filho, não deveriam sofrer prejuízos com o rompimento, ficando descartado o rompimento em cascata destes outros barramentos, já a Usina do Jacuí, localizada a jusante do reservatório Maia Filho, só seria atingida em caso da ocorrência simultânea do rompimento da barragem de Ernestina com uma cheia natural de ordem excepcional.

Amaral (2018) realizou estudo sobre o rompimento hipotético da barragem Peti, localizada no município de São Gonçalo do Rio Abaixo, MG. A barragem Peti foi executada em concreto armado em arco, com 46 metros de altura e a crista da barragem com 85 metros de comprimento, possui seis comportas verticais, e o reservatório apresenta uma área de superficial de 6,78 km² e volume de 43,578 hm³. Conforme a metodologia de estudo adotada, Amaral (2018) delimitou a bacia hidrográfica a montante, classificou com auxílio de ferramentas de geoprocessamento de imagens (QGIS) e ferramenta de classificação de imagens por cores (MultiSpec), os usos, ocupações e os tipos de solos de cada microbacia, utilizou também o modelo HEC-HMS para determinar o hidrograma de vazões de entrada da barragem. Para a simulação de rompimento da barragem, Amaral (2018) optou por variar a largura, altura, inclinação e o tempo de formação da brecha, comparando os resultados, de forma a encontrar determinada vazão e estabelecer o mapa de inundação do rompimento da barragem. Amaral (2018) verificou a onda de cheia ocasionada pelo rompimento hipotético da barragem Peti utilizando o modelo HEC-RAS, e definiu às áreas atingidas a jusante da barragem. Através do estudo realizado, ficou constatado

que variações das dimensões e parâmetros da formação da brecha impactam na vazão de saída e conseqüentemente nas pessoas e áreas atingidas a jusante, e que o amortecimento da onda de cheia ocorre 10 horas após o rompimento da barragem e alcança 5% da vazão de pico inicial. Quanto aos impactos socioeconômicos, verificou-se que o rompimento da barragem atingiria aproximadamente 30 mil pessoas, conforme área de inundação apresentada na Figura 6, e afetaria diversas áreas rurais e lavouras, afetando também a economia da região.

Figura 6: Área de Inundação gerada pelo rompimento hipotético da PCH Peti



Fonte: Amaral (2018).

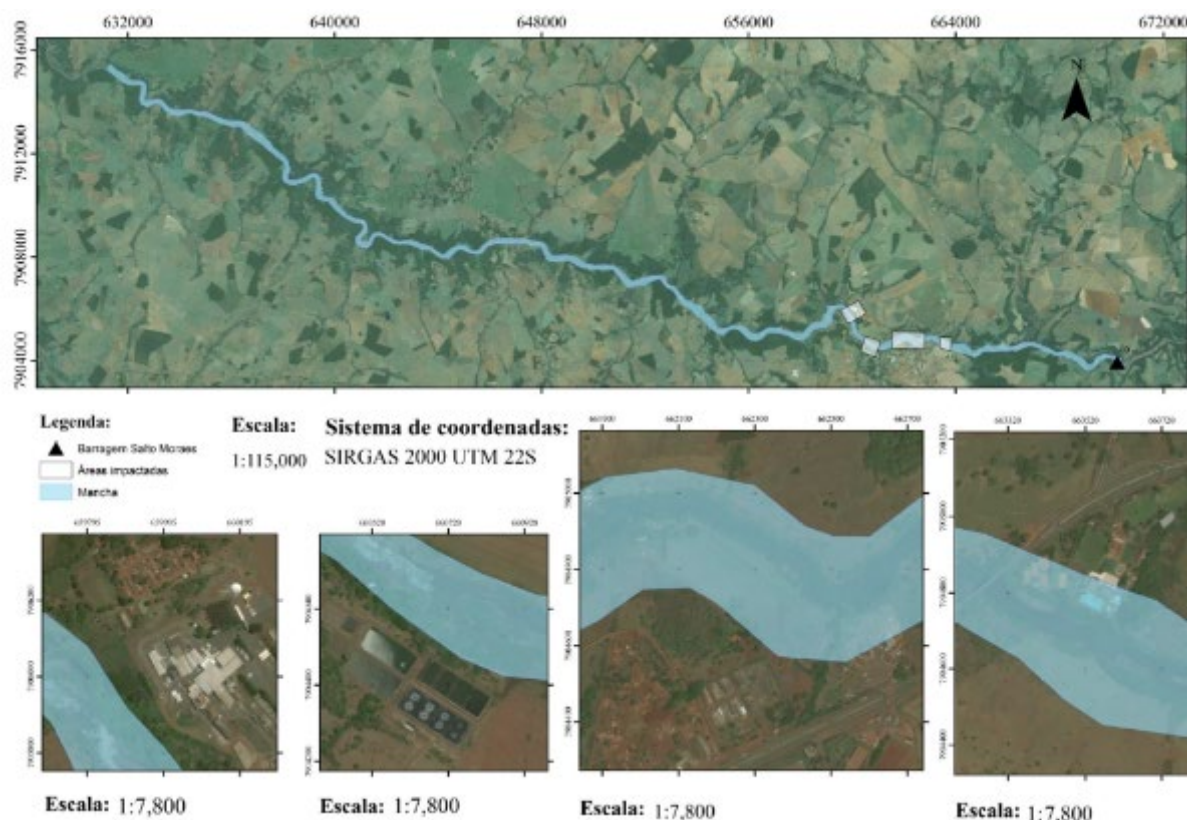
Maragoni *et al.* (2017) realizaram um estudo utilizando o modelo hidrodinâmico HEC-RAS para determinar a cota de inundação na ruptura hipotética da barragem PCH Salto Buriti, localizada no município de Curuá, no estado do Pará. A PCH Salto Buriti possui altura máxima de 20 metros de altura e comprimento de 1.170 metros. No estudo realizado por Maragoni *et al.* (2017) criou-se o modelo digital de terreno (MDT), através de dados toboatimétricos fornecidos pela PCH Salto Buriti e com imagens de satélites, posteriormente foram inseridas no programa computacional HEC-RAS as seções toboatimétricas obtidas através de interpolação, com espaçamento de 20 metros entre as seções, além das estruturas hidráulicas, uma ponte e a PCH Salto do Curuá. Para a realização do estudo foram estabelecidos três cenários emergenciais: máxima vazão observada (cenário I), sendo de 110,05 m³/s e fornecida pela PCH Salto Buriti, vazão milenar (cenário II), de 570,00 m³/s que

consiste na vazão milenar utilizada no projeto e dimensionamento dos vertedores, e vazão *dam break* (cenário III), de 1.785,36 m³/s. Como resultado do estudo foi constatada a inundação da casa de força nos três cenários estudados, no cenário I o nível da água também atingiu o tabuleiro da ponte, e no cenário II e III o nível de água ultrapassou a cota da ponte. Através dos resultados, Maragoni *et al.* (2017) determinaram que a casa de máquinas deve ser evacuada com uma vazão de 50 m³/s, e vazão máxima de operação da ponte como sendo de 100 m³/s. Maragoni *et al.* (2017) alertaram para a possibilidade de ruptura em cascata da PCH Salto Curuá a jusante da PCH Salto Buriti, já que a PCH Salto Curuá tem vertedouro com capacidade para 573 m³/s e que seria insuficiente para atender a demanda de vazão de um rompimento da PCH Salto Buriti ocorrido pelo cenário III estudado.

Mota (2017) realizou estudo para o rompimento hipotético por galgamento da Barragem Salto Moraes, localizada no Rio Tijuco, no município de Ituiutaba, MG, para analisar o impacto a jusante através do resultado dos hidrogramas de vazão e da delimitação da área de inundação provocado pelo rompimento. Como justificativa do trabalho realizado, Mota (2017) escolheu da barragem do Salto Moraes devido a presença de edificações e uma estação de tratamento a jusante da barragem, sendo assim um rompimento da barragem poderia impactar o abastecimento da cidade, as edificações e principalmente impactar a vida de pessoas. A barragem de Salto Moraes é do tipo de concreto gravidade, possui altura de 8 metros e tem a cota de coroamento na cota de 511,04 metros. Conforme a metodologia de trabalho, Mota (2017) para determinar o hidrograma de vazão da barragem realizou estudo de todas as sub-bacias a montante da barragem, identificando o uso do solo nestas sub-bacias, calculou a precipitação média através do método de Thiessen, e através do modelo HEC-HMS calibrou o coeficiente CN das bacias de forma que a vazão máxima da barragem fosse equivalente com a vazão da maior precipitação nos últimos 50 anos registrada pela estação pluviométrica. Nas simulações realizadas no HEC-RAS, Mota (2017) investigou a influência de quatro equações empíricas para obtenção da vazão de pico do hidrograma e criou 14 cenários de análise das influências dos parâmetros de formação da brecha de rompimento da barragem, onde ele constatou que com o aumento da altura e do tempo de formação da brecha, a variação da vazão de pico não foi significativa, variando para a maior altura de 1033 m³/s até 1062m³/s para a menor altura, com alargamento da brecha a vazão de pico aumenta, com o aumento da declividade lateral da brecha a vazão de pico diminui e que com a progressão da

onda senoidal é gerada uma vazão de pico maior que com uma progressão linear. Dentre as quatro equações empíricas utilizadas ele constatou que a equação de *Xu and Chang* (2009) foi a que gerou uma maior vazão de pico. Através do mapa de inundação gerado pelo rompimento hipotético da barragem, apresentado na Figura 7, foi constatado que ocorreria a destruição de edifícios e perda de vidas humanas.

Figura 7: Mapa de inundação do rompimento da barragem Salto Moraes



Fonte: Mota (2017).

2.5.2 Modelagem Hidrológica

A hidrologia tenta descrever os fenômenos que ocorrem no ciclo hidrológico, e cada um dos processos hidrológicos depende de diversas variáveis, dificultando assim a realização de uma análise qualitativa dos ciclos hidrológicos. Devido à complexidade das metodologias de análise do escoamento e das variáveis que interferem no estudo, como profundidade, vazões, velocidades, é necessário o desenvolvimento de modelos hidrológicos que representem a realidade com acuracidade, rapidez e versatilidade (MENDES, 2008). Os modelos hidrológicos permitem equacionar os processos envolvidos em um processo natural, representar,

entender e simular o comportamento hidrológico e hidráulico em uma bacia hidrográfica (OLIVEIRA *et al.*, 2019).

Um método que é amplamente utilizado para a modelagem hidrológica de bacias hidrográficas devido a sua simplicidade é o Método SCS-CN. Nesse trabalho será abordado a simulação hidrológica através do Método SCS-CN por ser o método utilizado no estudo do rompimento da Barragem das Laranjeiras.

2.5.2.1 Método SCS-CN

O método SCS-CN foi desenvolvido pelo Serviço de Conservação de Solos (SCS). Este método é baseado no conceito de que a lâmina de escoamento superficial gerada por uma dada precipitação é função da altura total de lâmina precipitada e das perdas de escoamento superficial ocorridas principalmente por infiltração, interceptação da cobertura vegetal e por retenções em depressões existentes dentro da bacia hidrográfica (TYAGI, 2008). Este método é um dos métodos mais populares de transformação de chuva em vazão, muito utilizados por profissionais devido a sua simplicidade, facilidade e qualidade de resultados fornecidos. O método SCS é utilizado para calcular a vazão através de um hidrograma de escoamento superficial a partir da precipitação fornecida. Para determinar o hidrograma do escoamento superficial é necessário a obtenção de dados de precipitação que podem ser adquiridos utilizando uma equação intensidade-duração-frequência (IDF), entrando com dados como o tempo de duração da chuva e o tempo de retorno para determinar a intensidade da chuva (SIA e SILVA, 2021).

2.5.2.1.1 Parâmetro CN

O valor de CN depende da condição antecedente ao escoamento, do uso, do manejo e da cobertura do solo, além da classificação hidrológica do solo (MOTA, 2016). O parâmetro CN é chamado de curva-número e varia entre 0 a 100. (CUNHA *et al.*, 2015).

As definições dos grupos de solos e suas características apresentadas pelo SCS são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2: Classificação dos solos quanto as suas características.

Classificação	Características
Grupo A	Solos arenoso ou cascalhos, solos profundos e bem drenados, com baixo potencial de escoamento e alta taxa de infiltração quando completamente molhados, com taxa de infiltração > 7,62 mm/h.
Grupo B	Solos com moderada taxa de infiltração quando completamente molhados, consistindo em solos moderadamente profundos e moderadamente bem drenados, com textura moderadamente fina e moderadamente grossa, com taxa de infiltração entre 3,81 e 7,62 mm/h.
Grupo C	Solos com baixa infiltração quando completamente molhados, com textura moderadamente fina e baixa taxa de infiltração, entre 1,27 e 3,81 mm/h.
Grupo D	Solos argilosos, geralmente com alto potencial expansivo, que apresentam alto potencial de escoamento quando completamente molhados, com taxa de infiltração muito baixa, < 1,27 mm/h.

Fonte: Mockus (1972).

Sartori (2004) classificou os solos brasileiros quanto as suas características hidrológicas. A Figura 8 apresenta a classificação dos solos que se enquadram no Grupo A.

Figura 8: Solos brasileiros que se enquadram no Grupo Hidrológico A

Grupo Hidrológico A
<ul style="list-style-type: none"> ✓ Solos muito profundos (prof. > 200 cm) ou profundos (100 a 200 cm); ✓ Solos com alta taxa de infiltração e com alto grau de resistência e tolerância à erosão; ✓ Solos porosos com baixo gradiente textural (< 1,20); ✓ Solos de textura média; ✓ Solos de textura argilosa ou muito argilosa desde que a estrutura proporcione alta macroporosidade em todo o perfil; ✓ Solos bem drenados ou excessivamente drenados; ✓ Solos com argila de atividade baixa (Tb), minerais de argila 1:1; ✓ A textura dos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: média/média, argilosa/argilosa e muito argilosa/muito argilosa. <p><i>Enquadra-se neste grupo o:</i></p> <p>LATOSSOLO AMARELO, LATOSSOLO VERMELHO AMARELO, LATOSSOLO VERMELHO, ambos de textura argilosa ou muito argilosa e com alta macroporosidade; LATOSSOLO AMARELO E LATOSSOLO VERMELHO AMARELO, ambos de textura média, mas com horizonte superficial não arenoso.</p>

Fonte: Sartori (2004).

A Figura 9 apresenta a classificação dos solos enquadrados no Grupo B.

Figura 9: Solos brasileiros que se enquadram no Grupo Hidrológico B

Grupo Hidrológico B
<ul style="list-style-type: none"> ✓ Solos profundos (100 a 200 cm); ✓ Solos com moderada taxa de infiltração, mas com moderada resistência e tolerância a erosão; ✓ Solos porosos com gradiente textural variando entre 1,20 e 1,50; ✓ Solos de textura arenosa ao longo do perfil ou de textura média com horizonte superficial arenoso; ✓ Solos de textura argilosa ou muito argilosa desde que a estrutura proporcione boa macroporosidade em todo o perfil; ✓ Solos com argila de atividade baixa (Tb), minerais de argila 1:1; ✓ A textura dos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: arenosa/arenosa, arenosa/média, média/argilosa, argilosa/argilosa e argilosa/muito argilosa.
<p><i>Enquadra-se neste grupo o:</i></p>
<p>LATOSSOLO AMARELO e LATOSSOLO VERMELHO AMARELO, ambos de textura média, mas com horizonte superficial de textura arenosa; LATOSSOLO BRUNO; NITOSSOLO VERMELHO; NEOSSOLO QUARTZARÊNICO; ARGISSOLO VERMELHO ou VERMELHO AMA-RELO de textura arenosa/média, média/argilosa, argilosa/argilosa ou argilosa/muito argilosa que não apresentam mudança textural abrupta.</p>

Fonte: Sartori (2004).

A Figura 10 apresenta a classificação dos solos enquadrados no Grupo C.

Figura 10: Solos brasileiros que se enquadram no Grupo Hidrológico C

Grupo Hidrológico C
<ul style="list-style-type: none"> ✓ Solos profundos (100 a 200 cm) ou pouco profundos (50 a 100 cm); ✓ Solos com baixa taxa de infiltração e baixa resistência e tolerância à erosão; ✓ São solos com gradiente textural maior que 1,50 e comumente apresentam mudança textural abrupta; ✓ Solos associados a argila de atividade baixa (Tb); ✓ A textura nos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: arenosa/média e média/argilosa apresentando mudança textural abrupta; arenosa/argilosa e arenosa/muito argilosa.
<p><i>Enquadra-se neste grupo o:</i></p>
<p>ARGISSOLO pouco profundo, mas não apresentando mudança textural abrupta ou ARGISSOLO VERMELHO, ARGISSOLO VERMELHO AMARELO e ARGISSOLO AMARELO, ambos profundos e apresentando mudança textural abrupta; CAMBISSOLO de textura média e CAMBIS-SOLO HÁPLICO ou HÚMICO, mas com características físicas semelhantes aos LATOSSOLOS (latossólico); ESPODOSSOLO FERROCÁRBICO; NEOSSOLO FLÚVICO.</p>

Fonte: Sartori (2004).

A Figura 11 apresenta a classificação dos solos enquadrados no Grupo D.

Figura 11: Solos brasileiros que se enquadram no Grupo Hidrológico D

Grupo Hidrológico D
<ul style="list-style-type: none"> ✓ Solos com taxa de infiltração muito baixa oferecendo pouquíssima resistência e tolerância a erosão; ✓ Solos rasos (prof. < 50 cm); ✓ Solos pouco profundos associados à mudança textural abrupta ou solos profundos apresentando mudança textural abrupta aliada à argila de alta atividade (Ta), minerais de argila 2:1; ✓ Solos argilosos associados à argila de atividade alta (Ta); ✓ Solos orgânicos.
<i>Enquadra-se neste grupo o:</i>
NEOSSOLO LITÓLICO; ORGANOSSOLO; GLEISSOLO; CHERNOSSOLO; PLANOSSOLO; VERTISSOLO; ALISSOLO; LUVISSOLO; PLINTOSSOLO; SOLOS DE MANGUE; AFLORAMENTOS DE ROCHA; Demais CAMBISSOLOS que não se enquadram no Grupo C; ARGISSOLO VERMELHO AMARELO e ARGISSOLO AMARELO, ambos pouco profundos e associados à mudança textural abrupta.

Fonte: Sartori (2004).

A Tabela 2 apresenta valores do parâmetro CN, para bacias urbanas e suburbanas, relacionando o uso do solo com a classificação quanto à característica hidrológica do solo (COBALCHINI, 2019).

Tabela 2: Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

Uso do Solo	A	B	C	D
Floresta Densa	30	55	70	77
Floresta Aberta	45	66	77	83
Silvicultura	43	65	76	83
Formações Naturais Não Florestais	35	56	70	77
Vegetação Campestre (Campos)	30	58	71	78
Pastagem	49	69	79	84
Pastagem em Campos Naturais	39	61	74	80
Culturas Anuais	67	78	85	89
Culturas Semi-Perene (Cana-de-açúcar)	65	75	82	86
Agricultura ou Pastagem	51	67	76	80
Área Não Vegetada	77	86	91	94
Infraestrutura Urbana	98	98	98	98

Fonte: Adaptado de Cobalchini (2019).

2.5.2.1.2 Tempo de Concentração

O tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é definido como sendo o tempo necessário para que toda a sua área contribua para o escoamento superficial num determinado ponto. Características da bacia hidrográfica como a forma da bacia, a declividade média e a sinuosidade dos cursos d'água influenciam no tempo de concentração. Existem diversas fórmulas de se calcular o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica, mas a maioria destas fórmulas levam apenas em consideração a declividade do curso principal e a área da bacia (CUNHA *et al.*, 2015).

Um das fórmulas que é frequente utilizada em projetos de engenharia para determinar o tempo de concentração é Equação de Kirpich (CUNHA *et al.*, 2015). A equação de Kirpich é apresentada na Equação 1 (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

$$tc = 57 \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385} \quad (1)$$

Onde tc corresponde ao tempo de concentração, expresso em minutos, L é o comprimento do curso d'água principal da bacia hidrográfica estudada, em km , e Δh corresponde a diferença de altitude em metros ao longo do curso d'água principal.

2.5.2.1.3 Intensidade-Duração-Frequência (IDF)

A relação utilizada para a caracterização da precipitação a partir da duração, intensidade e frequência de ocorrência é comumente chamada de Curva Intensidade-Duração-Frequência (IDF), sendo uma ferramenta utilizada em processos de transformação de chuva em vazão (DAMÉ *et al.*, 2008).

Uma das ferramentas fundamentais para a obtenção da chuva de projeto são as equações intensidade-duração-frequência (IDF), que são obtidas por meio de uma análise estatística da série pluviométrica de uma região ou de uma bacia hidrográfica (BERTONI e TUCCI, 1993). A obtenção de dados de precipitação máxima apresenta relevância no meio técnico por ser frequentemente utilizada em projetos de obras hidráulicas, como por exemplo vertedores de barragens, dimensionamento de canais e obras de desvio de cursos d'água (OLIVEIRA *et al.*, 2014).

Em obras hidráulicas, o dimensionamento deve ser realizado levando em consideração a precipitação máxima esperada, de forma que a estrutura projetada resista adequadamente (MESQUITA *et al.*, 2009).

Em projetos de obras hidráulicas onde não estão disponíveis dados observados de vazão, pode se fazer necessário para algumas situações, explorar informações relativas a precipitação e às características físicas da bacia hidrográfica. Diante disso as curvas IDF surgem como uma metodologia para a estimativa da precipitação em regiões onde não possui dados pluviométricos disponíveis (DAMÉ *et al.*, 2008).

RHAMA (2018) no estudo do plano estratégico de manejo de águas pluviais e prevenção de inundações urbanas de Taquara/RS, apresentou a IDF da bacia do Rio Paranhana. A IDF do Rio Paranhana é apresentada pela Equação 2, onde TR é o tempo de retorno em anos, td é o tempo de duração da chuva em minutos e i é a intensidade de precipitação em mm/h.

$$i = \frac{1093,60 \times TR^{0,1604}}{(td+19,802)^{0,782}} \quad (2)$$

2.5.2.1.4 Precipitação de Projeto

A precipitação média em uma bacia hidrográfica pode ser obtida por diferentes métodos, como por exemplo por média aritmética, pelo método de Thiessen, ou através de isoietas. O total precipitado pode ser obtido de eventos extremos ocorridos, de uma análise de frequência de eventos através de uma equação de intensidade-duração-frequência (IDF) ou da precipitação máxima provável (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

A precipitação de projeto é a intensidade de chuva para um determinado tempo de recorrência (TR) e um determinado tempo de duração de chuva. Para a determinação da precipitação de projeto a duração do evento de chuva deve ser superior ou igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica estudada.

A distribuição temporal da chuva influencia no hidrograma de projeto gerado, podendo influenciar na posição e no pico do hidrograma. A precipitação de projeto pode ser estimada a partir de uma IDF utilizando o método dos blocos alternados (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013). O método dos blocos alternados transforma a intensidade de chuva calculada a partir de uma IDF em alturas de chuva que

representam o volume acumulado em cada intervalo parcial de chuva até se atingir o tempo total de duração. Os valores incrementais de precipitação para cada um dos valores parciais de duração de chuva são calculados e reordenados de forma que o maior valor fique ao centro e os demais valores reordenados de forma decrescente e dispostos alternadamente à direita e à esquerda do maior valor (SIA e SILVA, 2021).

O intervalo de tempo de simulação (Δt) é calculado em função do tempo de concentração (t_c) da bacia hidrográfica conforme apresentado pela Equação 3.

$$\Delta t \leq t_c/5 \quad (3)$$

A determinação do escoamento superficial de uma bacia hidrográfica, também chamada de Chuva Efetiva, é dada pela Equação 4 (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

$$Q = \frac{(P-I_a)^2}{(P-I_a+S)} \quad (4)$$

Onde Q corresponde ao escoamento superficial em mm, P é a precipitação em mm; S corresponde ao armazenamento potencial máximo do solo em mm e I_a é a perda inicial por armazenamento na superfície, interceptação, infiltração inicial e outros fatores.

A perdas iniciais (I_a) são bastantes variáveis, e normalmente estão relacionadas com a cobertura vegetal e o tipo de solo da bacia hidrográfica. A partir de estudo realizado em pequenas bacias hidrográficas na zona rural do Estados Unidos, a perda inicial foi determinada em função do armazenamento potencial máximo do solo (S) (TASSI *et al.*, 2006). A perda inicial (I_a) é determinada pela Equação 5 (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

$$I_a = 0,2 \cdot S \quad (5)$$

O valor do armazenamento potencial máximo do solo (S) é definido pela Equação 6 (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (6)$$

Onde CN corresponde ao valor da curva-número médio da bacia hidrográfica.

2.5.2.1.5 Hidrograma Unitário Sintético

O hidrograma resultante da precipitação de 1mm de chuva efetiva em uma bacia hidrográfica é chamado de Hidrograma Unitário Sintético (FERNANDES *et al.*, 2017).

Dessa forma, o hidrograma unitário representa o escoamento superficial que corresponde à precipitação de 1 mm de chuva efetiva, que ocorre uniformemente distribuída e constante sobre a área de drenagem da bacia hidrográfica. A partir de sua consolidação, em conjunto com a aplicação do método SCS-CN, é possível gerar cheias correspondentes a chuvas de projeto de qualquer magnitude e duração. (PINHEIRO, 2011).

O hidrograma unitário sintético do método SCS, considera que a área de um triângulo unitário representa numericamente o escoamento superficial de uma precipitação efetiva (CUNHA *et al.*, 2015), sendo o hidrograma formado a partir de uma chuva efetiva de 1 mm, em uma bacia hidrográfica (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013). Dessa forma conhecendo o tempo de base (t_b), que representa a base do triângulo do hidrograma e o tempo de pico (t_p) que representa a ascensão do hidrograma, pode-se determinar a cheia máxima a partir do hidrograma unitário triangular (CUNHA *et al.*, 2015).

O hidrograma unitário triangular para uma precipitação efetiva pode ser calculado a partir das equações apresentadas por Collischonn e Dornelles (2013). A Equação 7 determina o tempo de pico do hidrograma, a Equação 8 determina tempo de subida, a Equação 9 determina o tempo de recessão e a Equação 10 determina o tempo de base do hidrograma triangular.

$$t_p = 0,6 \cdot t_c \quad (7)$$

$$t_m = \frac{\Delta t}{2} + t_p \quad (8)$$

$$t_r = 1,67 \cdot t_p \quad (9)$$

$$t_b = t_m + t_r \quad (10)$$

Onde t_p é o tempo de pico do hidrograma em minutos, t_m é o tempo de ascensão do hidrograma em minutos, t_r é o tempo de recessão do hidrograma em minutos, t_b é

o tempo de base do hidrograma em minutos e Δt é o intervalo de tempo de simulação em minutos, obtido a partir da precipitação.

A vazão de pico do hidrograma unitário triangular é calculada a partir da Equação 11 (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

$$Q_p = \frac{0,208 \cdot A}{t_m} \quad (11)$$

Onde Q_p é a vazão de máxima, ou vazão de pico do hidrograma unitário triangular, dada em $m^3/s/mm$, resultante de um pulso efetivo de 1 mm de chuva efetiva, A é área da bacia em km e t_m é o tempo de subida do hidrograma, em horas.

Para eventos complexos, a determinação da vazão de pico e do hidrograma resultante é feita através da convolução, aplicando princípio de proporcionalidade e superposição (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013). A vazão do escoamento superficial é dada através da Equação 13, para $t < k$, e da Equação 14, para $t \geq k$. O número de ordenadas do hidrograma unitário (k) é dado pela Equação 12.

$$k = n - m + 1 \quad (12)$$

Onde m é o número de pulsos de precipitação e n é o número de valores de vazão do hidrograma.

$$Q_t = \sum_{i=1}^t Pef_i h_{t-i+1} \quad (13)$$

$$Q_t = \sum_{i=t-k+1}^t Pef_i h_{t-i+1} \quad (14)$$

Onde Q_t é a vazão do escoamento superficial no intervalo de tempo, h é a vazão por unidade de chuva efetiva, Pef é a precipitação efetiva do bloco i e k é o número de ordenadas do hidrograma unitário.

2.5.3 Simulação Hidrodinâmica

A propagação de hidrogramas de cheias naturais e de hidrogramas associados a ruptura de barragens envolve diversos fatores e fenômenos de difícil caracterização matemática, além disso envolve grande variações de grandezas hidráulicas ao longo do tempo e do espaço (SILVA JÚNIOR, 2013).

Atualmente existem vários modelos matemáticas criados para a realização de simulações de rompimento de barragens e da propagação da onda cheia a jusante. A

escolha do modelo matemático depende de vários fatores, entre estes fatores que apresentam relevância para a escolha do modelo matemático estão a precisão desejada para a simulação, a robustez de cálculo associada aos equipamentos utilizados e a complexidade do estudo. Os modelos utilizados em simulações de rompimento de barragens podem ser divididos em modelos simplificados, modelos hidrológicos, modelos hidrodinâmicos 1D, modelos hidrodinâmicos 2D e modelos hidrodinâmicos 3D (VERÓL *et al.*, 2012). A Tabela 3 apresenta um resumo dos principais modelos de simulação utilizados para estudos de ruptura de barragens.

Tabela 3: Modelos de simulação para rompimento de barragens

Dimensões	Modelo	Organização / Suporte
1D	HEC-RAS	USACE
	MIKE 11	DHI
	DAMBRK	NWS
	SMPDBK	NWS
	FLDWAV	NWS
	FLORIS	ETHZ
	Hydro 1D	Mott MacDonald
	InfoWorks RS	Wallingford Software
	BOSS DAMBRK	Boss International
	SOBEK	WL/Delft Hydraulics
	HAESTED DAMBRK	HAESTED METHODS
	LATIS	Tams
	TVDDAM	Royal Institute of Technology
	RUBAR 3	Cemagref
	CASTO	Cemagref
	STREAM	ENEL Centro di Ricerca Idraulica
RUPTURE	EDF – Laboratoire National Hydraulique	
DAMBREK-UK	Binnie & Partners	
2D	MIKE 21	DHI
	JFLOW	Jeremy Benn Associates
	Hydro 2D	Mott MacDonald
	HEC-RAS	USACE
	DIVAST	Cardiff University
	DelftFLS	Delft Hydraulics
	SMS	USACE, EMRL e FHWA
	DBK 2	IWHR, China
	FLOOD 2D	ENEL Centro di Ricerca Idraulica
	2D-MD	ETHZ
	LISFLOOD	Mott MacDonald
	RUBAR 20	Cemagref
	TELEMAC-2D	EDF – Laboratoire National Hydraulique
XP SWNM	XP SOLUTIONS	
3D	MIKE 3	DHI
	Hydro 3D	Mott MacDonald
	Delft 3D	Delft Hydraulics
	FLUENT	FLUENT
	TRIVAST	Cardiff University
	TELEMAC-3D	EDF – Laboratoire National Hydraulique

Fonte: Adaptado de Silva Júnior (2013) e Lauriano (2009).

2.5.3.1 Modelos Unidimensionais (1D)

Majoritariamente em simulações de escoamento unidimensionais (1D) as equações utilizadas são as equações de Saint-Venant e equações do escoamento unidimensional não permanente gradualmente variado (TSCHIEDEL, 2017). Conforme apresentado por Almeida e Franco (1994, *apud* COLLISCHONN, 1997), estas equações apresentam as seguintes simplificações:

1. funções contínuas: é admitido que as funções são contínuas em relação ao tempo e ao espaço longitudinal na definição das equações diferenciais, ignorando dessa forma a singularidade dos recursos hídricos;
2. fluido incompressível e homogêneo: as equações se aplicam apenas para fluidos onde a compressibilidade é desprezível, como por exemplo a água;
3. pressão hidrostática: para as equações de Saint-Venant as pressões consideradas são hidrostáticas, ou seja, a aceleração vertical do escoamento proveniente do rompimento da barragem é desconsiderada;
4. declividade do fundo: o gradiente de fundo é considerado como sendo igual à tangente do ângulo;
5. escoamento unidimensional: nestas equações são desprezadas as variações das velocidades transversais e verticais do escoamento. Desta forma, a velocidade média representa a variabilidade das velocidades na seção transversal;
6. atrito: a declividade da linha de atrito é obtida através das equações de movimento uniforme de Chézy e Manning.

De acordo com Tschiedel (2017), as equações de Saint-Venant são formadas pela equação da continuidade (Equação 15) e pela equação de movimento (Equação 16), conforme apresentado a seguir:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (15)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \quad (16)$$

Onde:

x = distância ao longo do rio;

Q = vazão de escoamento;

t = tempo;

A = área da Seção Transversal;

h = profundidade do escoamento;

S_0 = declividade do fundo no curso d'água;

S_f = declividade da linha de energia.

Na equação da quantidade de movimento pode-se observar da esquerda para direita a presença de termos relativos à: inércia local, inércia advectiva, força de pressão, força de gravidade e força de atrito. Fan *et al.* (2014) observaram que a supressão destes termos na equação da quantidade de movimento, seja de forma total ou de forma parcial, resultam em modelos unidimensionais simplificados. Dos modelos simplificados, os mais conhecidos são o modelo de Onda Cinemática, Não Inercial/Difuso, e Inercial originadas a partir da supressão de diferentes termos das equações de Saint-Venant (TSCHIEDEL, 2017).

O modelo da Onda Cinemática utiliza como base a equação da continuidade distribuída e a equação simplificada do momento. As principais simplificações utilizadas neste modelo é adotar a declividade da linha de energia como sendo igual à declividade do fundo do rio, além de suprimir os termos de pressão e aceleração. Este tipo de modelo é válido para casos em que a declividade é relevante e a projeção do peso na direção do escoamento é fundamental (SILVA JÚNIOR, 2013).

Os modelos Difusos são calculados com base na equação da continuidade e do momento, onde não são considerados os termos de inércia, possuindo assim mais aplicabilidade que o modelo de Onda Cinemática por levar em consideração fatores relativos a força de pressão, permitindo dessa forma considerar efeitos de jusante na equação dinâmica (SILVA JÚNIOR, 2013).

De acordo com Tschiedel (2017) a consideração de todos os termos nas equações de Saint-Venant apresenta o escoamento unidimensional mais completo, sendo chamado de modelo hidrodinâmico. Este tipo de modelo solicita a utilização de soluções numéricas mais complexas para as equações diferenciais. As vantagens da utilização de modelos hidrodinâmicos são uma maior precisão e uma melhor representação física do modelo, onde é possível simular modificações no sistema e variações na velocidade de escoamento (SILVA JÚNIOR, 2013).

2.5.3.2 Modelos Bidimensionais (2D)

Em locais com amplas planícies de inundação e áreas urbanizadas, o uso de simulações unidimensionais (1D) deixa de ser apropriada, fazendo-se necessária o emprego de modelos bidimensionais de escoamento (LAURIANO, 2009). De acordo com Morris e Galland (2000), apesar dos modelos bidimensionais apresentarem melhores resultados para planícies de inundação preponderantes, cursos de água com transições bruscas e locais com a presença de pontes e estruturas hidráulicas, esses modelos geralmente são aplicados em pequenas áreas de interesse pela necessidade de dados de topográficos de melhor qualidade e pela necessidade de uma capacidade computacional maior para realizar as simulações. Entretanto a evolução na área do sensoriamento remoto tem permitido a obtenção de dados topográficas de alta precisão para a utilização em modelagens hidrodinâmicas (SCHUMANN *et al.*, 2016), fazendo com que a utilização de modelos bidimensionais sejam mais recorrentes e aplicados em diversos estudos de simulações hidrodinâmicas, conforme os estudos apresentados por Brasil (2005), Costa (2017), Amaral (2018), Neto *et al.* (2020) e Fernandes (2020).

Os modelos bidimensionais de águas rasas trabalham resolvendo as equações de conservação de massa e de conservação de momento nos eixos x e y do curso hídrico modelado, integrando as equações de Navier-Stokes ao longo do eixo vertical z , dando origem às equações 2D de Saint-Venant (MARTIN e MCCUTCHIN, 1998). Conforme Zhen-Gang (2008) os modelos bidimensionais são aplicáveis a cursos hídricos que apresentam profundidades insignificantes em relação a extensão de lâmina d'água, como lagos bem misturados, não estratificados e planícies de inundação.

De acordo com Tschiedel (2017) o modelo dado pelas equações de Saint-Venant 2D é composto pela equação da conservação de massa (Equação 17) e das equações da conservação de momento no eixo x (Equação 18) e no eixo y (Equação 19).

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} + q = 0 \quad (17)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f v \quad (18)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + v_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f u \quad (19)$$

Onde:

u e v = velocidades nas direções cartesianas;

t = tempo;

q = contribuições ou abstrações de fluxo;

g = aceleração da gravidade;

H = elevação da superfície d'água;

h = profundidade;

v_t = coeficiente de viscosidade turbulenta;

c_f = coeficiente de fricção de fundo;

f = parâmetro de Coriolis.

Conforme apresentado por Tschiedel (2017) a Equação 18 e a Equação 19 podem ser reescritas em notação vetorial, conforme apresentado na Equação 20.

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \nabla V = -g \nabla H + v_t \nabla^2 V - c_f V + f k \times V \quad (20)$$

Onde:

∇ = operador diferencial, cujo vetor da derivada parcial é dado por:

$$\nabla = \left(\frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} \right)$$

k = vetor unitário na direção vertical.

Na Equação 20, os termos da equação representam da esquerda para a direita: aceleração local, aceleração convectiva, termo de gravidade, viscosidade turbulenta, fricção de fundo e termo de Coriolis.

O modelo de Onda Difusa 2D tem como base a Equação da Conservação de Massa 2D e da Equação da Conservação de Momento, sendo considerados apenas os termos relativos a gravidade e fricção de fundo (TSCHIEDEL, 2017). Dessa forma a Equação de Conservação de Momento no modelo de Onda Difusa 2D em sua notação vetorial pode ser representada na Equação 21.

$$g \nabla H + c_f V = 0 \quad (21)$$

Assim como nos modelos unidimensionais (FAN *et al.* 2014), o modelo difusivo 2D não inclui os termos relativos a aceleração local e a aceleração consecutiva, que se referem a mudanças de velocidade ao longo do tempo e em relação à distância, respectivamente. Estes termos podem apresentar relevância em relação a estabilidade do modelo a jusante do barramento em estudos de rompimento de barragens (USACE, 2016).

Tanto para o modelo de Onda Difusa 2D como para o Saint-Venant 2D, a solução dos modelos pode ser obtida a partir de um algoritmo implícito de volumes finitos ou de diferenças finitas. O método de volumes finitos dá ao modelo uma maior estabilidade e robustez em relação aos tradicionais métodos de diferenças finitas. O algoritmo de volumes finitos pode ainda resolver regimes subcríticos, supercríticos e mistos (TSCHIEDEL, 2017 e USACE, 2016).

2.5.4 Dados de entrada em estudos de ruptura

2.5.4.1 Modelos digitais de elevação

A obtenção dos Modelos Digitais de Elevação (MDE) é fundamental na delimitação das bacias hidrográficas e nas simulações hidrodinâmicas, entretanto as condições de topografia são uma fonte de variáveis e incertezas que devem ser avaliadas e analisadas.

Com a facilidade de acesso e dissiminação de bases topográficas digitais, aliado ao uso de programas computacionais de informação geográfica, a extração das variáveis topográficas tem sido estimulada (VALERIANO e CARVALHO JÚNIOR, 2003). A obtenção dos modelos digitais de elevação pode ser feita de formas convencionais através de um levantamento topográfico *in situ*, ou com a utilização de tecnologias mais avançadas, destacando-se os modelos digitais de elevação realizados via aerofotogrametria, LiDAR (Light Detection and Ranging) e sensoramento remoto.

Os levantamentos topográficos obtidos pela tecnologia LiDAR se baseiam em sistemas que usam a tecnologia LASER (Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation). A tecnologia LiDAR é baseada na emissão de pulsos eletromagnéticos na faixa do espectro infravermelho, com comprimento de onda de 1040 a 1060 mm (TSCHIEDEL, 2017). O levantamento topográfico é feito através da estimativa da

distância entre o solo e plataforma onde está instalado o sensor, e obtida conforme o tempo de retorno de um pulso eletromagnético emanado de um sensor instalado em uma plataforma, aviões de pequeno porte ou VANT (Veículo Aéreo Não Tripulado) (JENSEN, 2009).

A aerofotometria consiste basicamente no mapeamento aéreo através de fotos, a partir das quais são gerados as ortofotos ou ortomosaicos (mapas escalonáveis em visão ortogonal) e a representação tridimensional em escala do terreno, o Modelo Digital de Elevação (MDE) (GAPERINI *et al.*, 2014). Os levantamentos aerofotométricos utilizando VANT surge no ramo das geotecnologias como uma alternativa capaz de gerar resultados de alta precisão e resolução espacial, proporcionando ainda economia de recursos humanos e rapidez na geração de resultados. A principal vantagem da utilização de veículos não tripulados em relação aos sistemas tripulados, é que os VANT's podem sobrevoar lugares inacessíveis, além de que a maioria dos sistemas disponíveis no mercado podem operar autonomamente, além de possuir menor custo em relação às aeronaves tripuladas. Entretanto o uso de VANT's é limitado pela capacidade de carga, que não suporta grandes sensores, dessa forma os sensores e câmeras equipadas muitas vezes são de baixo custo o que implicam em uma qualidade reduzida nos dados de mapeamento (EISENBEISS, 2011).

A evolução na área do sensoriamento remoto permitiu a obtenção de dados altimétricos de modelos digitais de elevação de alta precisão que podem ser utilizados em modelagens hidrodinâmicas de locais de difícil acesso (SCHUMANN *et al.*, 2016). A evolução do sensoriamento remoto e dos sensores orbitais estão fornecendo dados altimétricos cada vez mais precisos, fazendo com que estes modelos digitais de elevação (MDEs) se tornem competitivos em relação aos levantamentos aerofotogramétricos usualmente utilizados em grandes bacias hidrográficas (TSCHIEDEL, 2017).

Os Modelos Digitais de Elevação(MDE) podem ser dividido em dois modelos: o Modelo Digital de Terreno (MDT) e o Modelo Digital de Superfície (MDS). O Modelo Digital do Terreno (MDT) carrega as informações altimétricas relativas ao solo, já o Modelo Digital de Superfície traz as informações altimétricas relativas às superfícies da ocupação do solo, como as cotas relativas a prédios, vegetações e pontes (JENSEN, 2009).

Normalmente os dados com as informações altimétricas utilizados para a realização de simulações hidrodinâmicas estão associados aos formatos *raster* e vetorial. O formato *raster* apresenta as informações altimétricas através de uma malha quadrangular, onde em cada *pixel* desta malha está associada uma resolução *x,y* e uma cota *z*. O formato *raster* é utilizado para disponibilizar as dados altimétricos a partir de dados orbitais conforme a resolução espacial para um pixel. As informações altimétricas apresentadas em formato vetorial estão associadas com a disponibilização de curvas de nível com resolução dada a partir de sua escala, obtidos através de métodos convencionais, LiDAR e Aerofotogrametria (TSCHIEDEL, 2017).

O Quadro 3, apresenta os principais produtos prontos para uso relativos a MDEs globais com fácil acesso, acurácia e relevância (TSCHIEDEL, 2017).

Quadro 3: MDEs disponíveis para utilização em simulações hidrodinâmicas

Produto	Resolução Espacial Aproximada (m)	Ano de Obtenção de Dados	Ano de Publicação	Satélite	Agência	Custo Mínimo para aquisição	Erro RMSE (m)
GTOPO30	900	-	1996	-	EROS (EUA)	Gratuito	9-30
SRTM 90	90	2000	2009	<i>Shuttle Radar Topography Mission (SRTM)</i>	NASA (EUA) / DLR (Alemanha)	Gratuito	6-10
SRTM 30	30		2014				
ASTER GDEM 30	30	1999 - 2008	2011	TERRA	METI (Japão) / NASA (EUA)	Gratuito	13
AW3D30	30	2006 - 2011	2015	<i>Advanced Land Observing Satellite (LAOS)</i>	JAXA (Japão)	Gratuito	6
AW3D	5		2016			100,00 R\$/km ²	5
TanDem-X	12	2010 - Presente	2014	TerraSAR-X / TamDEM-X	DLR (Alemanha)	55,00 R\$/km ²	2
DigitalGlobr DSM	0,5	2015 - Presente	On Demand	WorldView (1-4) / GeoEye-1	DIGITAL GLOBE COMPANY (EUA) Privada	80,00 R\$/km ²	3
DigitalGlobr DSM-10	10					6,30 R\$/km ²	

Fonte: Adaptado de TSCHIEDEL (2017).

2.5.4.2 Coeficiente de Manning

A disponibilidade de dados básicos é um fator limitante na utilização da modelagem hidrológica, isso porque, dificilmente se tem a disposição dados de seções transversais dos cursos d'água, dados de nível e de vazão e, principalmente, de estimativas de coeficientes de rugosidade (TUCCI, 1980). Atualmente a obtenção de dados ou a estimativa dos coeficientes de Manning encontra-se facilitada pela grande quantidade de estudos e tabelas relacionando valores médios para o coeficiente de rugosidade em função da superfície de escoamento. Alves *et al.* (2017) realizaram a comparação entre as vazões de escoamento obtidas através da utilização de um coeficiente de rugosidade constante e as vazões obtidas através de um coeficiente de rugosidade variável em função da nível d'água. Como resultado do estudo Alves *et al.* (2017) constataram que a aplicação da Equação de Manning acompanhada da utilização de um coeficiente de rugosidade variável pode melhorar os resultados do cálculo de vazão se comparado com a utilização de uma curva-chave. A utilização de um coeficiente médio superestimou as vazões máximas, sendo recomendado o uso da equação de Manning associada à estimativa de um coeficiente de rugosidade variável para estudos em que se objetiva a geração de série de dados de vazão em regime fluvial sob efeito de remanso hidráulico (Alves *et al.*, 2017).

O coeficiente de Manning, ou coeficiente de rugosidade é um parâmetro que estima a perda de carga do escoamento sobre determinada superfície. Segundo Collischonn (1997) a estimativa do coeficiente de Manning para rios e para zonas de cheia é uma estimativa delicada, devendo sintetizar as perdas de cargas por atrito com o fundo e margens do canal, vegetação, construções e perdas devido a forma do canal, além perdas localizadas como alargamentos e estreitamentos da calha.

USACE (2016), apresentou diversos valores relativos aos coeficientes de Manning, apresentando valores mínimos, normais e máximos para o coeficiente de rugosidade. As informações apresentadas por USACE (2016) foram adaptadas e são apresentadas na Tabela 4. Analizando os coeficientes para um mesmo tipo de local de escoamento é possível verificar a grande variação entre os coeficientes mínimo, normal e máximo.

Tabela 4: Estimativa dos coeficientes de Manning

Local de escoamento	Descrição	Mínimo	Normal	Máximo
Canais principais	a) Limpo, reto, cheio, sem fissuras ou piscinas profundas	0,025	0,030	0,033
	b) Igual ao anterior com mais pedras e ervas daninhas	0,030	0,035	0,040
	c) Limpo, sinuoso, algumas piscinas e bancos de areia	0,033	0,035	0,045
	d) Igual ao anterior com mais pedras e ervas daninhas	0,035	0,045	0,055
	e) Igual ao anterior com zonas inefetivas	0,040	0,048	0,055
	f) Igual ao d) com mais pedras	0,045	0,050	0,060
	g) Trechos sinuosos, vagarosos, zonas inefetivas	0,050	0,070	0,080
	h) Trechos muito sinuosos e vagaroso ou inundação com grandes extensões de árvores e arbustos	0,070	0,100	0,150
Planícies de Inundação	a) Zonas com gramíneas curtas, sem arbustos	0,025	0,030	0,035
	b) Zonas com gramíneas altas, sem arbustos	0,030	0,035	0,050
	c) Zona agrícola, sem plantação	0,020	0,030	0,040
	d) Zona agrícola, plantação em linha já desenvolvida	0,025	0,035	0,045
	e) Zona agrícola, plantação em campo já desenvolvida	0,030	0,040	0,050
	f) Arbustos espalhados com muitas ervas daninhas	0,035	0,050	0,070
	g) Poucos arbustos e árvores no inverno	0,035	0,050	0,060
	h) Poucos arbustos e árvores no verão	0,040	0,060	0,080
	i) Média a densa quantidade de arbustos no inverno	0,045	0,070	0,110
	j) Média a densa quantidade de arbustos no verão	0,070	0,100	0,160
	k) Terreno limpo com toco de árvores sem brotos	0,030	0,040	0,050
m) Vegetação média, poucas árvores derrubadas, pouca vegetação rasteira, e obstáculos consideráveis para o escoamento	0,080	0,100	0,120	
n) Igual ao anterior, mas com mais obstáculos para o escoamento	0,100	0,120	0,160	
o) Vegetação densa, mata fechada	0,110	0,150	0,200	

Fonte: Adaptado de USACE (2016).

2.5.4.3 Formação da brecha de ruptura

A formação da brecha de ruptura de uma barragem pode ser definida por três parâmetros básicos: tamanho, geometria e o tempo de formação da brecha. Através de uma análise histórica de rompimentos de barragens é possível verificar que estes três parâmetros estão diretamente relacionados com a causa de rompimento e o tipo de barragem. Barragens de terra possuem tempo de rompimento mais lento e a ruptura pode não ser total, barragens de concreto de gravidade, possuem pequenos tamanhos de brechas e tempo de rompimento geralmente curto, barragens de concreto em arco costumam romper totalmente e menos tempo (COLLISCHONN 1997).

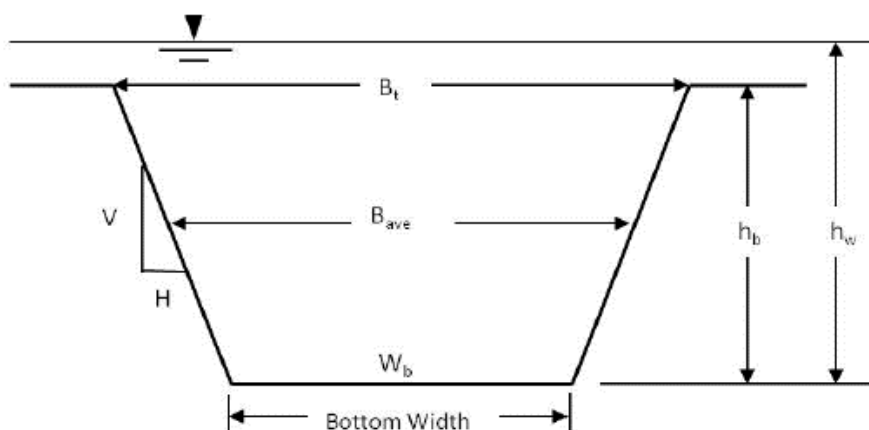
O tempo de formação da brecha do rompimento de uma barragem diz respeito a interação entre a formação da brecha e o esvaziamento do reservatório. Uma brecha com baixo tempo de formação, ou uma brecha que se forma rapidamente, apresenta uma vazão máxima muito elevada, já que há uma sobreposição dos efeitos da grande altura de água e do tamanho máximo de passagem. Já uma brecha que se forma lentamente, haverá uma redução significativa do nível do reservatório, o nível da água estará muito baixo quando a brecha atingir seu tamanho máximo (COLLISCHONN 1997).

O tempo de formação da brecha apresenta maior relevância à medida que o volume do reservatório diminui, isto porque nos reservatórios muito grandes não ocorre uma diminuição significativa do nível de água, tendo como resultado um hidrograma de rompimento largo e com escoamento quase permanente (COLLISCHONN 1997).

Quanto às características físicas da brecha de ruptura, a Figura 12 apresenta uma representação dos parâmetros utilizados nas equações e na modelagem hidrodinâmica no HEC-RAS. Onde:

1. B_{ave} é a largura média da brecha;
2. h_b é a altura da brecha de ruptura;
3. W_b (*bottom width*) é a largura do fundo da brecha de rompimento;
4. h_w é a altura da água, que é a extensão vertical da superfície máxima da água até o fundo da brecha;
5. os declives laterais são expressos em H: V.

Figura 12: Características da brecha de rompimento de uma barragem



Fonte: USACE (2014).

É comum a utilização de fórmulas e relações entre as características da barragem para a determinação dos parâmetros formadores da brecha. USACE (2014) apresentou diretrizes para estimar os limites máximos e mínimos dos parâmetros da brecha de rompimento de acordo com o tipo de barragem conforme apresentado no Quadro 4.

Quadro 4: Intervalos de possíveis valores para as características das brechas

Tipo de Barragem	Largura média da brecha (B_{ave})	Componente horizontal da abertura lateral da brecha, H (H:V)	Tempo de ruptura, t_r (h)	Agência
Terra / enrocamento	$(0,5 \text{ a } 3,0) \times H_d$	0 a 1,0	0,5 a 40	USACE 1980
	$(1,0 \text{ a } 5,0) \times H_d$	0 a 1,0	0,1 a 1,0	FERC
	$(2,0 \text{ a } 5,0) \times H_d$	0 a 1,0 (levemente mais largo)	0,1 a 1,0	NWS
	$(0,5 \text{ a } 5,0) \times H_d$	0 a 1,0	0,1 a 4,0	USACE 2007
Concreto de gravidade	Múltiplos monólitos	Vertical	0,1 a 0,5	USACE 1980
	Usualmente $\leq 0,5 \times L$	Vertical	0,1 a 0,3	FERC
	Usualmente $\leq 0,5 \times L$	Vertical	0,1 a 0,2	NWS
	Múltiplos monólitos	Vertical	0,1 a 0,5	USACE 2007
Concreto em arco	Toda barragem	Declive da parede do vale	$\leq 0,1$	USACE 1980
	Toda barragem	0 a declive da parede do vale	$\leq 0,1$	FERC
	$(0,8 \times L) \text{ a } L$	0 a declive da parede do vale	$\leq 0,1$	NWS
	$(0,8 \times L) \text{ a } L$	0 a declive da parede do vale	$\leq 0,1$	USACE 2007
Barragem de escória / rejeitos	$(0,8 \times L) \text{ a } L$	1,0 a 2,0	0,1 a 0,3	FERC
	$(0,8 \times L) \text{ a } L$		$\leq 0,1$	NWS

Fonte: Adaptado de USACE (2014).

2.5.4.4 Hidrogramas de ruptura

De acordo com Collischonn (1997) os processos físicos de ruptura de barragens e evolução da formação da brecha de ruptura podem ser simulados matematicamente através dos seguintes métodos:

1. hidrograma de ruptura estimado: é o método utilizado em simulações mais simples, e que gera como resultado um hidrograma a partir das estimativas da vazão de pico, tempo de esvaziamento e volume do reservatório;
2. evolução pré-determinada de uma brecha: é um método popular e com aplicação em diversos tipos de barragens, que consiste na evolução do crescimento da brecha de ruptura conforme parâmetros de formação e dimensão máximas adotadas;
3. evolução por erosão simplificada: é um método especialmente utilizado para barragens de terra ou barragens de enrocamento, que leva em consideração a erosão do material da barragem de forma simplificada através de expressões de descarga sólida e aspectos hidráulicos, geralmente utilizando a equação do vertedor de soleira espessa;
4. evolução por erosão completa: é o método mais completo, incorporando as equações hidrodinâmicas aliadas a equações de descarga sólida.

USACE (2016) propôs inicialmente a elaboração do hidrograma da vazão efluente no momento de ruptura da barragem para a realização de simulações de rompimento de barragem. Os parâmetros de formação da brecha e do comportamento do reservatório ao longo do tempo são os principais parâmetros a serem determinados para a obtenção do hidrograma de ruptura. O hidrograma de ruptura representa graficamente a variação da vazão efluente da barragem ao longo do tempo, fornecendo informações como a vazão de pico (Q_p) dada em um determinado instante de tempo, chamado de tempo de pico (T_p) (FARIA *et al.*, 2019).

Para a obtenção da vazão de pico efluente do rompimento de uma barragem, diversos autores estabeleceram expressões matemáticas levando em considerações de parâmetros como volume do reservatório, altura do barramento, comprimento de crista, tamanho e tempo de formação da brecha (FARIA *et al.*, 2019). A Tabela 5 apresenta algumas das equações utilizadas para estimar a vazão de pico do rompimento de uma barragem que foram desenvolvidas a partir de rompimentos históricos de barragens.

Tabela 5: Formulações matemáticas para a determinação da vazão de pico

Nome /Ano	Equação
Kirkpatrick (1977)	$Q_p = 1,268 (h_w + 0,3)^{1,24}$
SCS (1981)	$Q_p = 16,6 h_w^{1,85}$
Bureau of Reclamation (1982)	$*Q_p = 19,1 (h_w)^{1,85}$
Hagen (1982)	$Q_p = 0,54(S h_d)^{0,5}$
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	$Q_p = 1,154 (V_w h_w)^{0,412}$ $*Q_p = 3,85 (V_w h_w)^{0,411}$
Singh and Snorrason (1984)	$Q_p = 13,4(h_d)^{1,89}$ $Q_p = 1,776(S)^{0,47}$
Costa (1985)	$Q_p = 1,122(S)^{0,57}$ $Q_p = 0,981(S h_d)^{0,42}$ $*Q_p = 2,634(S h_d)^{0,44}$
Evans (1986)	$Q_p = 0,72V_w^{0,53}$
Froehlich (1995)	$Q_p = 0,607 V_w^{0,295} h_w^{1,24}$
Xu e Zhang (2009)	$\frac{Q_p}{\sqrt{gV_w^{5/3}}} = 0,175 \left(\frac{h_d}{h_r}\right)^{0,199} \left(\frac{V_w^{1/3}}{h_w}\right)^{-1,274} e^{B_4}$

*Equações envelope.

Fonte: Adaptado de USACE (2016).

Onde:

Q_p = vazão de pico de rompimento (m^3/s);

H_w = altura de água acima da brecha no momento de rompimento (m);

V_w = volume de água acima da brecha no momento de ruptura (m^3);

S = volume de água armazenado no momento de ruptura (m^3);

h_d = altura da barragem (m);

h_r = 15 metros, que é considerada altura de referência para distinguir grandes barragens de pequenas barragens;

$B_4 = b_3 + b_4 + b_5$, coeficientes que são dados em função das propriedades da barragem;

$b_3 = -0,503$, $-0,591$ ou $-0,649$ para barragens de parede central, concreto e homogêneas/zonadas, respectivamente;

$b_4 = -0,705$ ou $-1,039$ para galgamento/overtopping e infiltração/piping, respectivamente;

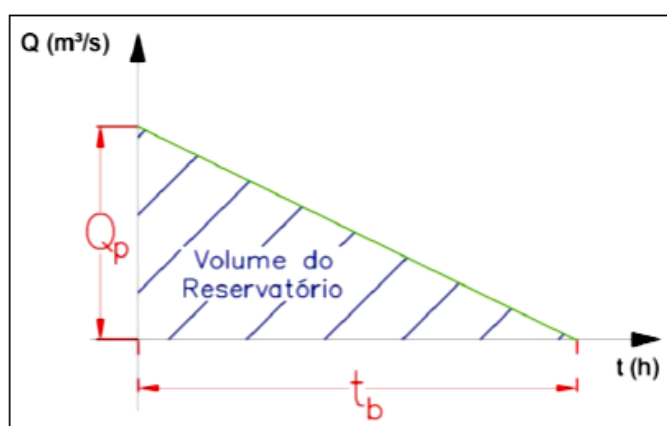
$b_5 = -0,007$, $-0,375$ ou $-1,362$ para alta, média e baixa erodibilidade da barragem, respectivamente.

O tempo de pico normalmente é definido através de valores de tabelas criadas da análise de rompimento históricos de barragens, onde são relacionadas as características da brecha com as características da barragem. Através da vazão de pico, tempo de pico e tempo de formação da brecha é possível determinar o hidrograma de simulação da onda de cheia da barragem (FARIA *et al.*, 2019).

Conforme apresentado por Silva Júnior (2013), os hidrogramas utilizados para a simulação de propagação de onda ocasionada pelo rompimento de barragens é apresentado a seguir:

- a) hidrograma de ruptura simplificado: é o hidrograma mais simples, obtido através de parâmetros como vazão de pico (Q_p), tempo de base (t_b) e volume do reservatório, conforme apresentado na Figura 13. O hidrograma é de formato triangular, se adequando melhor a rupturas instantâneas. A área do hidrograma deve ser igual ao volume total do reservatório;

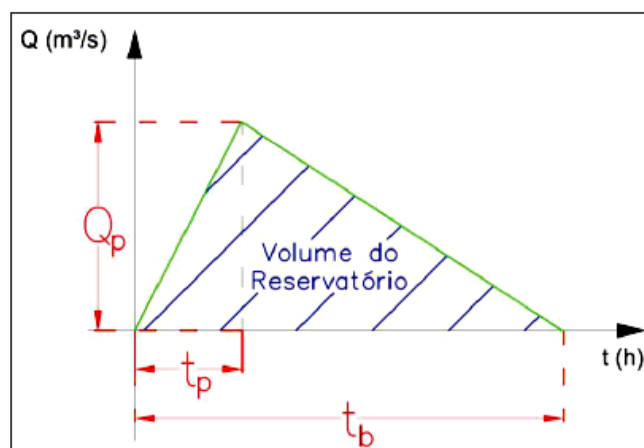
Figura 13: Hidrograma de ruptura simplificado



Fonte: SILVA JUNIOR (2013).

- b) hidrograma para ruptura gradual linear: é o hidrograma onde ocorre a representação do tempo de formação da brecha, caracterizado como tempo de pico (t_p). É caracterizado por duas equações de reta, uma equação até o tempo de pico, com reta ascendente, e outra equação de reta após o tempo de pico, com reta descendente, conforme apresentado na Figura 14. Este tipo de hidrograma se adequa melhor a rupturas não instantâneas.

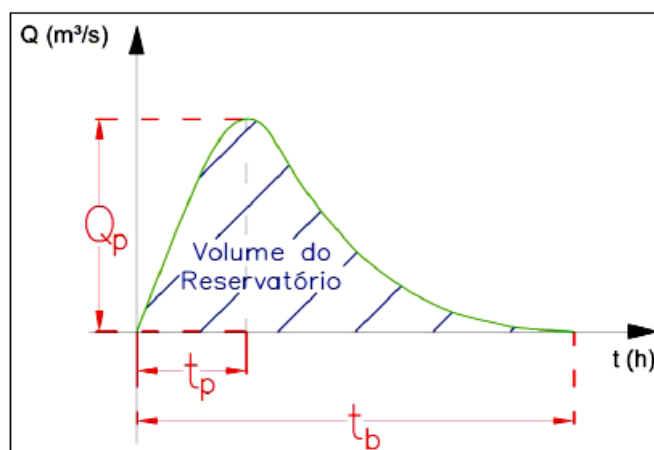
Figura 14: Hidrograma de ruptura gradual linear



Fonte: SILVA JUNIOR (2013).

- c) hidrograma com decaimento parabólico: O hidrograma com decaimento parabólico está representado na Figura 15, este tipo de hidrograma, segundo Lauriano (2009) possui uma melhor caracterização do esvaziamento do reservatório, apresentando o tempo de esvaziamento de forma mais gradual que o hidrograma triangular simplificado. Este tipo de hidrograma é calibrado de forma que o hidrograma de ruptura seja igual ao volume do reservatório.

Figura 15: Hidrograma com decaimento parabólico



Fonte: SILVA JUNIOR (2013).

2.5.4.5 Condições de contorno e singularidades de projeto

Segundo Collischonn (1997) nas simulações hidrodinâmicas de rompimento de barragens se faz necessário a definição de condições de contorno e singularidades de projeto, dentre as singularidades adotadas na simulação podemos citar:

1. Escoamento: pode ser supercrítico, subcrítico ou uma combinação dos dois escoamentos variando ao longo do espaço e tempo;
2. Propriedades do fluido: o fluido pode apresentar propriedades Newtonianas, onde o fluido de escoamento é a água, ou Não-Newtonianas, onde o fluido é água com grande presença de sedimentos;
3. Presença de estruturas com capacidade de armazenamento ou barramento da água: a presença de estruturas como pontes, diques, barragens, cascatas, depressões de topografia apresentam relevância no estudo de simulação hidrodinâmica. A desconsideração da presença destas estruturas podem impactar o estudo e gerar resultados inexistentes em comparação com um rompimento real da barragem;

Como condições de contorno de montante (CCM), de acordo com Collischonn (1997) o hidrograma adotado na simulação hidrodinâmica pode ser especificado com uma CCM ou calculado em função de algum modelo a partir dos parâmetros de formação da brecha adotados e das características do reservatório.

Como condições de contorno a jusante podemos citar a caracterização topográfica do vale a jusante da barragem envolvendo a obtenção de dados batimétricos e topográficos. Os dados de batimetria consistem na caracterização da área molhada, ou seja, a obtenção de informações abaixo da linha d'água, caracterizando a calha do curso hídrico. E o levantamento topográfico caracteriza a planície de inundação (COLFERAI, 2018).

Os dados topobatimétricos gerados pela integração da batimetria e da topografia da área de estudo são necessários para a caracterização do vale de jusante e são utilizados como dados de entrada nos modelos hidrodinâmicos (COLFERAI, 2018).

Outra condição de contorno de jusante que pode ser adotada é a utilização de uma curva-chave para a estimativa da vazão de saída do modelo a partir da cota do nível de água. A curva-chave, é um termo utilizado na hidrologia para designar a relação entre a cota ou nível d'água e a vazão em uma dada seção transversal de um curso d'água. A utilização de uma curva-chave permite o cálculo indireto da vazão na seção estudada a partir da cota do nível d'água num determinado momento (SEFIONE, 2002).

2.5.4.6 Curva cota-área-volume

O esvaziamento de um reservatório influencia no hidrograma de entrada utilizado no estudo de rompimento de barragens, podendo ocorrer de forma simultânea e progressiva conforme parâmetros de formação da brecha adotados, ou pode ocorrer de forma ainda mais realista, havendo uma resposta dinâmica do reservatório em função do rompimento da barragem. A vazão de esvaziamento é dada em função da curva cota-área-volume do reservatório, obtida a partir de informações com a área e o volume do reservatório e parâmetros de formação da brecha (AMARAL, 2018).

Para uma simulação hidrodinâmica é necessário inserir uma curva cota-área-volume a partir dos dados da barragem e dos parâmetros de formação da brecha de forma a descrever o comportamento das vazões de descarga do reservatório antes e durante o rompimento (USACE, 2016).

A partir da definição da curva cota-área-volume é possível determinar, sem grandes erros agregados, a cota inicial da lâmina de água do reservatório antes da ocorrência da brecha de rompimento, apesar de não ser uma verdade absoluta para todas barragens existentes. Através da curva cota-área-volume não está representada apenas informações do volume máximo e das vazões do reservatório, mas está também a geometria do reservatório (TSCHIEDEL, 2017).

2.5.4.7 Propriedades topológicas

As maiores limitações no estudo de rompimentos hipotéticos de barragens residem na pobreza de dados disponíveis, já que alguns modelos matemáticos apresentam limitações quando o escoamento proveniente do rompimento ocorre em áreas amplas. Para uma análise aprofundada das áreas de inundação e dos danos causados pelo rompimento é necessário dados de topografia confiáveis, além de dados complementares, como as seções do rio e dados batimétricos do reservatório (COLLISCHONN, 1997).

Conforme Amaral (2018), o não detalhamento de fatores associados à topografia do local de estudo e do caminho percorrido pelo escoamento de rompimento trazem diversas incertezas quantitativas numa simulação hidrodinâmica. Fatores como a mudança de declividade, alteração da forma da seção transversal do

curso d'água e ocorrência de áreas de armazenamento em áreas a jusante do rompimento podem gerar superestimação dos resultados das áreas atingidas e do tempo de disseminação da onda de cheia, principalmente quando utilizado volume e nível de água máximos do reservatório.

A topografia do vale a jusante pode ser obtida de diversas formas, abrangendo desde medições *in situ* até medições com sensoriamento remoto. Os levantamentos topográficos *in situ* realizados com a utilização de instrumentos como estação total e GPS fornecem levantamento com dados extremamente precisos, mas que em contrapartida demandam muitas horas de trabalho de campo (TSCHIEDEL, 2017). Já os levantamentos realizados através de Aerofotogrametria e por LiDAR são alternativas interessantes para áreas de grandes extensões e com bom nível de precisão (JENSEN, 2009). O avanço tecnológico na área de sensoriamento remoto vem permitindo que modelos digitais de elevação obtidos via satélite surjam como alternativas competitivas em relação aos levantamentos realizados por aerofotogrametria e LiDAR (TSCHIEDEL, 2017).

O Quadro 5 apresenta uma comparação entre os métodos de levantamento fotográficos, relacionando custo, abrangência da área de levantamento, precisão e tempo de obtenção.

Quadro 5: Comparação entre as formas de obtenção de dados de topografia

Escopo		Levantamento Topográfico			
		<i>in situ</i>	LiDAR	Aerofotogrametria	Satélites
CUSTO	Baixo				X
	Médio			X	X
	Alto	X	X	X	X
MAPEAMENTO	Áreas Pequenas	X	X	X	X
	Áreas Médias		X	X	X
	Áreas Grandes			X	X
EXATIDÃO	Pequena			X	X
	Média		X	X	X
	Alta	X	X		
TEMPO DE OBTENÇÃO	Rápido				X
	Médio		X	X	
	Demorado	X	X	X	

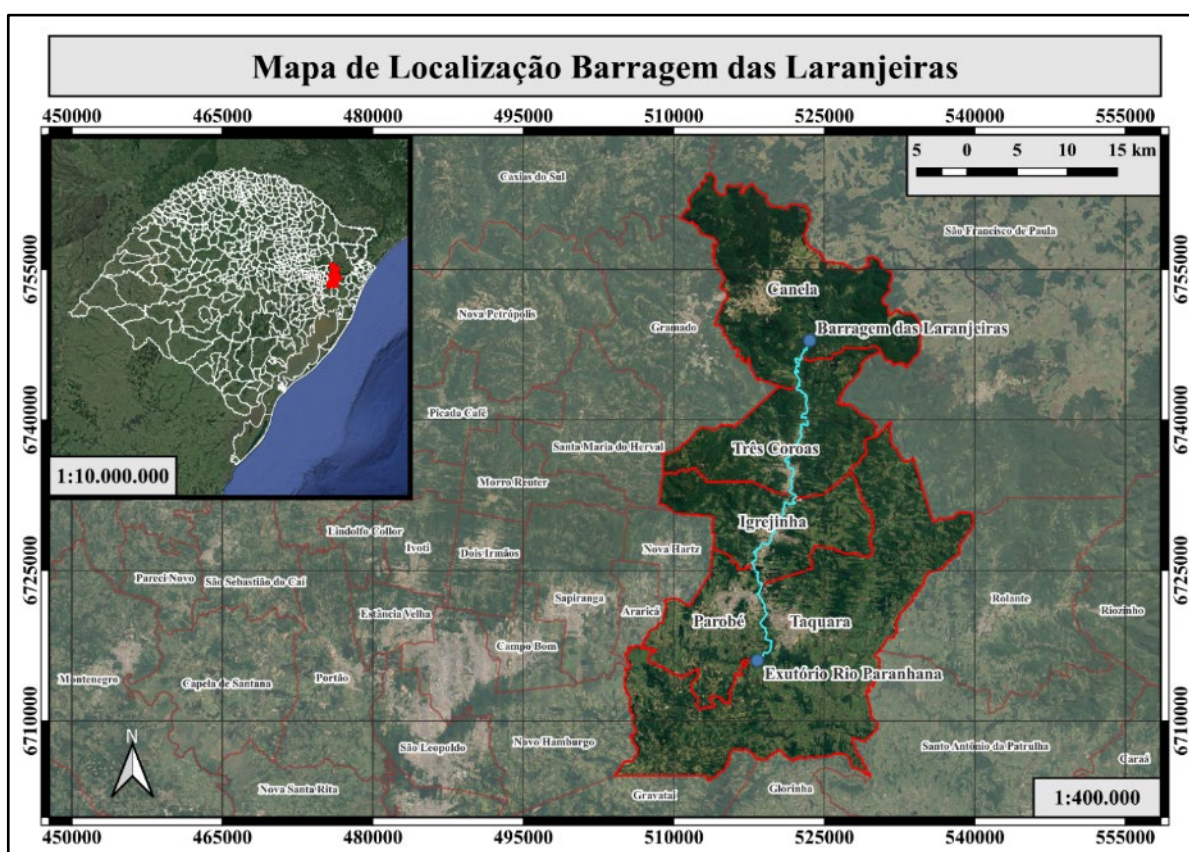
Fonte: TSCHIEDEL (2017).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 ÁREA DE ESTUDO

A Barragem das Laranjeiras está localizada no município de Canela, município brasileiro do estado do Rio Grande do Sul, na Mesorregião Metropolitana de Porto Alegre e na Microrregião de Gramado, sob as coordenadas UTM, Zona 22S, Latitude 6747923.68 e Longitude 523429.87, DATUM SIRGAS 2000, conforme Figura 16.

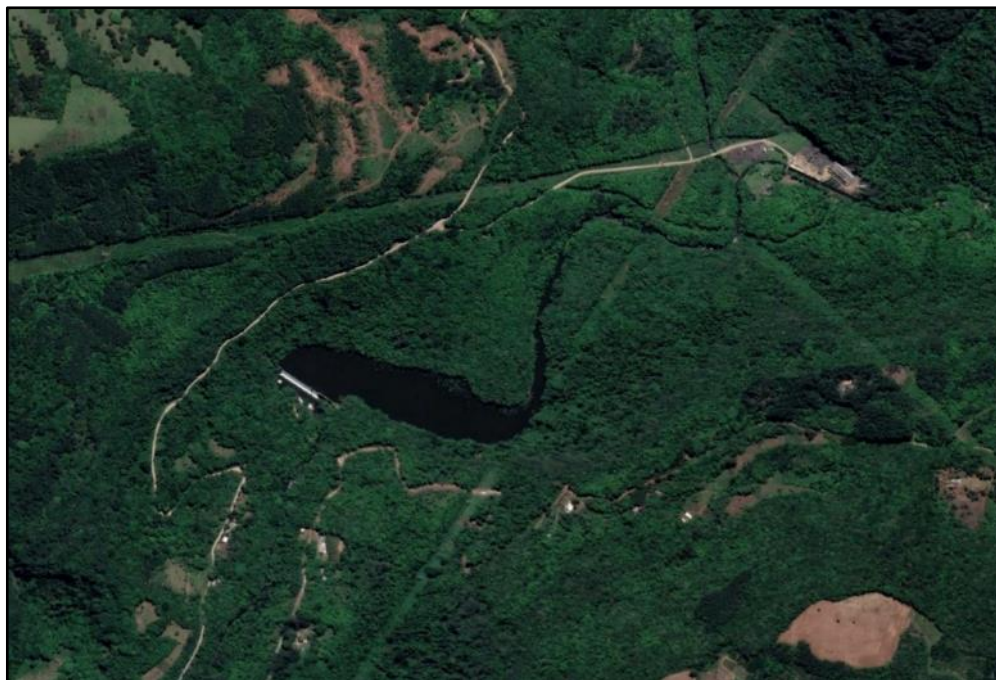
Figura 16: Localização da Barragem das Laranjeiras



Fonte: Elaborado pelo Autor (2021).

A Figura 17 apresenta uma vista superior da Barragem das Laranjeiras, obtida a partir da imagem de satélite do Google Earth, onde o reservatório da barragem se encontra ainda cheio, dando uma perspectiva do tamanho e da área ocupada pelo reservatório da barragem.

Figura 17: Vista superior do reservatório da Barragem das Laranjeiras



Fonte: Adaptado de Google Earth (2020).

A Barragem das Laranjeiras foi construída na década de 60, inicialmente para o uso na produção de energia elétrica, mas o projeto não foi finalizado, dessa forma a barragem se tornou uma atração turística para a prática de *rafting* (VASCO, 2017). A Fotografia 1 apresenta a barragem atualmente, que se encontra com as comportas abertas desde que foram identificados problemas na fundação em novembro de 2020.

Fotografia 1: Vista superior da Barragem das Laranjeiras de comportas abertas



Fonte: CEEE (2020).

As Fotografia 2, Fotografia 3 e Fotografia 4 apresentam a vista frontal e superior do reservatório da Barragem das Laranjeiras, dando a dimensão do tamanho da estrutura de barramento em relação ao local onde a barragem está instalada.

Fotografia 2: Vista frontal da Barragem das Laranjeiras



Fonte: CEEE (2020).

Fotografia 3: Tomada fotográfica do barramento da Barragem das Laranjeiras



Fonte: CEEE (2020).

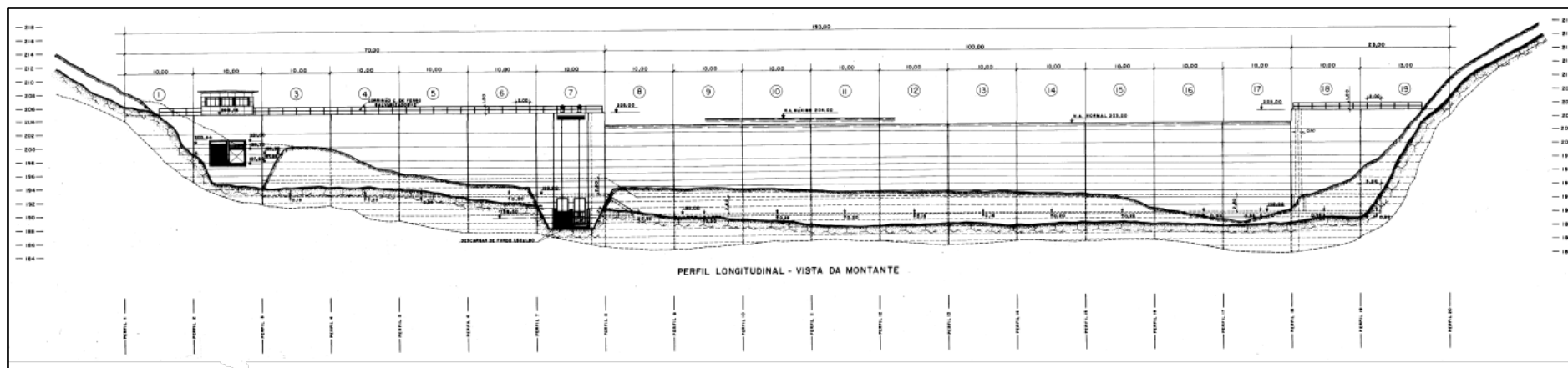
Fotografia 4: Vista superior da Barragem das Laranjeiras



Fonte: CEEE (2020).

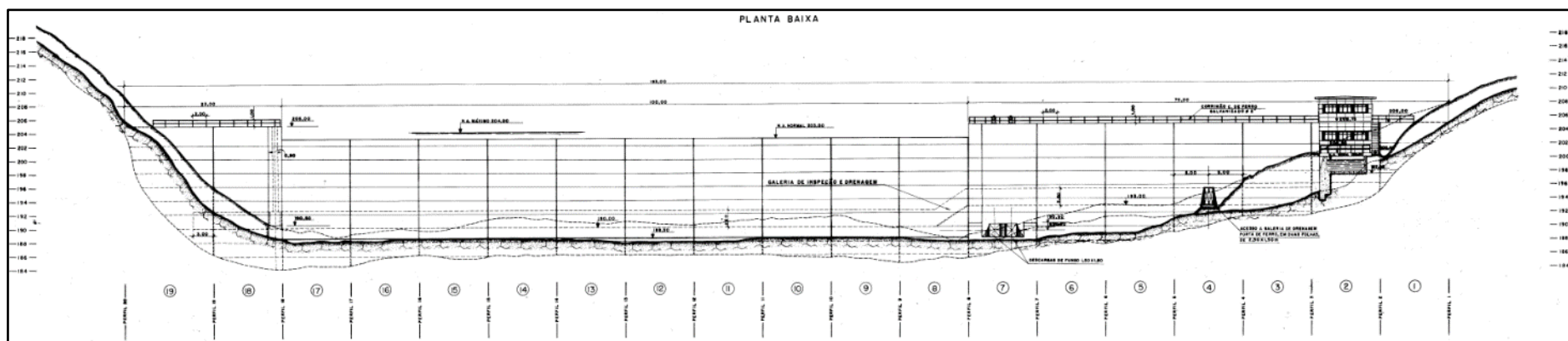
A Barragem das Laranjeiras é do tipo de concreto convencional, com altura do barramento de 14,50 metros, comprimento de crista de 193 metros, vertedouro da barragem com 100,00 metros de comprimento, e o volume do reservatório é de 0,18 hm³ ou 180.000 m³, a cota de fundo do reservatório está localizada na cota de 188,50 metros, a cota do nível de água normal do reservatório na cota 203,00 metros e a cota do nível máximo na cota de 204,00 metros, valores estes obtidos através do perfil tipo da barragem fornecido pela CEEE. A Figura 18, Figura 19, Figura 20 e Figura 21 apresentam as características físicas da Barragem das Laranjeiras, onde são apresentados perfis longitudinais e o perfil transversal do barramento obtidos através das plantas fornecidas pela CEEE.

Figura 18: Perfil longitudinal da Barragem das Laranjeiras – Vista da montante



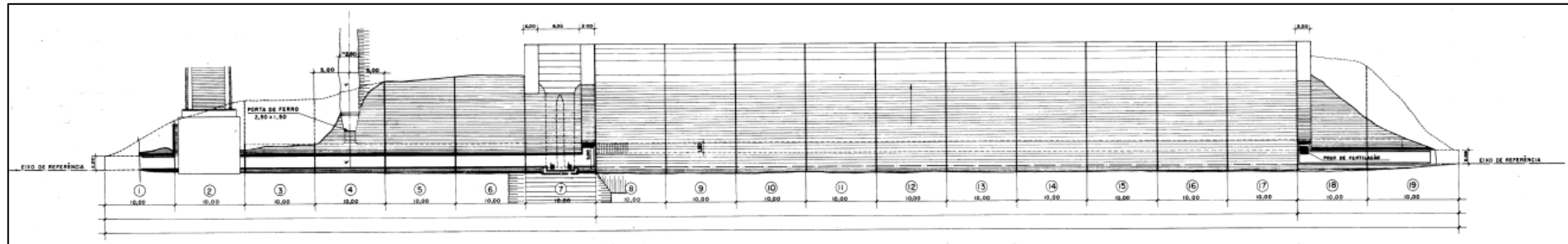
Fonte: CEEE (2021).

Figura 19: Perfil longitudinal da Barragem das Laranjeiras – Vista de jusante



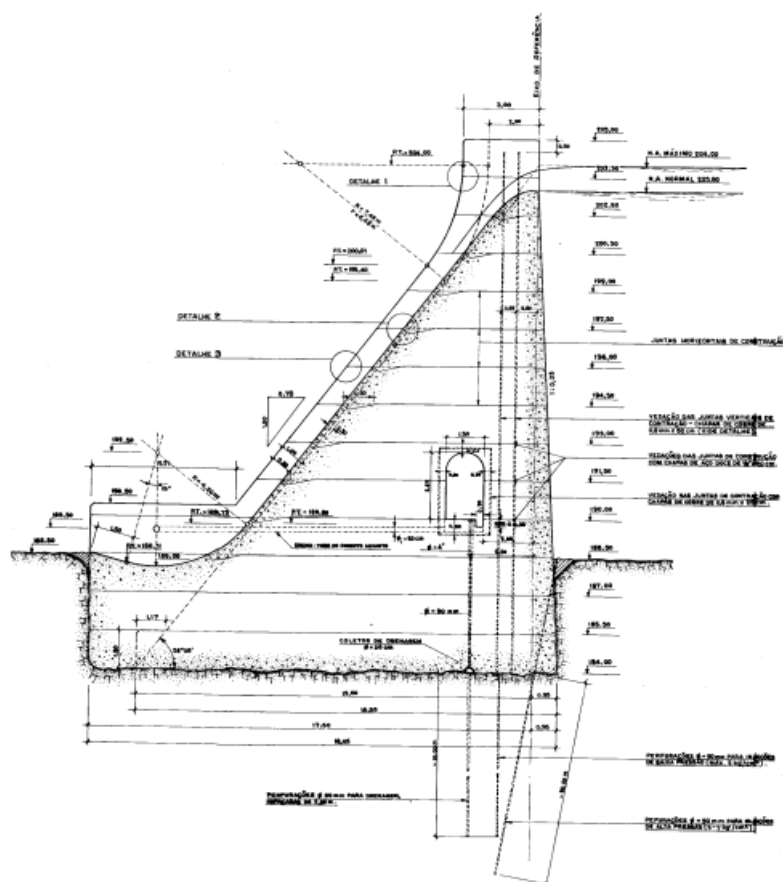
Fonte: CEEE (2021).

Figura 20: Planta baixa da Barragem das Laranjeiras



Fonte: CEEE (2021).

Figura 21: Perfil transversal da Barragem das Laranjeiras



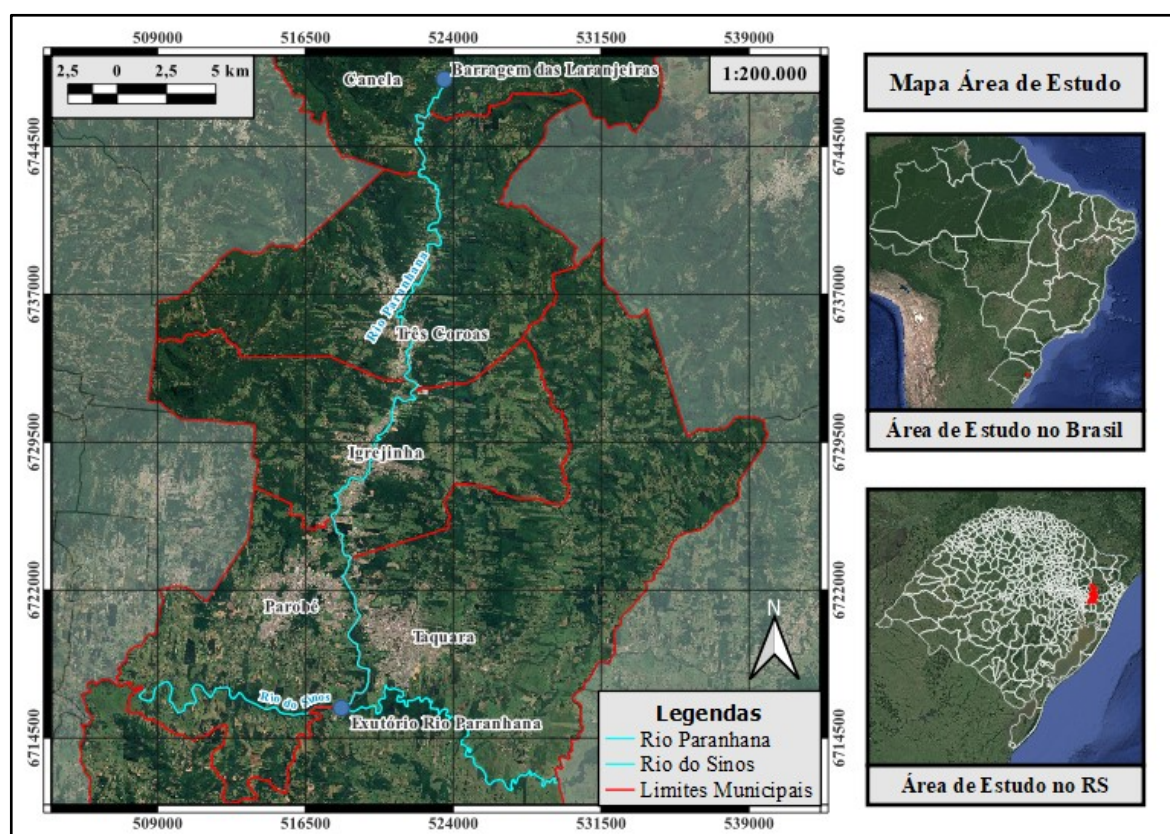
Fonte: CEEE (2021).

O município a jusante a Barragem das Laranjeiras é o município de Três Coroas/RS, situado no Vale do Rio Paranhana, uma microrregião do estado do Rio Grande do Sul, formado pelas cidades das proximidades do Rio Paranhana e do Rio Rolante, afluentes do Rio do Sinos. O vale do Paranhana abrange as cidades de Igrejinha, Parobé, Riozinho, Rolante, Taquara e Três Coroas, e no caso do rompimento da Barragem das Laranjeiras as cidades atingidas potencialmente atingidas pela onda de cheia seriam as cidades de Três Coroas, cidade imediatamente a jusante da barragem, e as cidades de Igrejinha, Taquara e Parobé. Segundo dados do IBGE (2021), Três Coroas possui uma área territorial de 165,285 km² e uma população estimada de 28.948 habitantes, Igrejinha possui uma área territorial de 138,303 km² e uma população estimada de 37.754 habitantes, Taquara possui uma área territorial de 452,572 km² e uma população estimada de 57.740 habitantes e Parobé possui uma área territorial de 108,707 km² e uma população estimada de 59.419 habitantes.

A Bacia Hidrográfica do Rio Paranhana está localizada em uma região de relevo fortemente ondulado e escarpado situada na encosta da serra do estado do Rio Grande do Sul, e tem uma área de aproximadamente 572,22 km², estando inserida na Bacia Hidrográfica do Rio do Sinos (RHAMA, 2018). A rede hídrica do Rio Paranhana se forma a partir das águas despejadas pelas barragens do Salto, da Divisa e Blang. As nascentes da hidrografia da bacia estão localizadas nos municípios de Canela, Gramado e São Francisco de Paula, com uma altitude de cerca de 900 metros de altitude. A foz do Rio Paranhana localiza-se no município de Taquara com o encontro do Rio do Sinos a uma cota de 20 metros (RIFFEL, 2012).

A área de estudo se estende desde a Barragem das Laranjeiras, localizada na divisa do município de Canela e de Três Coroas, até a foz do Rio Paranhana junto ao Rio do Sinos, localizado no município de Taquara. O Rio Paranhana percorre uma extensão de aproximadamente 47,30 km dentro da área de estudo, passando por cinco municípios, Canela, Três Coroas, Igrejinha, Taquara e Parobé. A Figura 22 apresenta a área de estudo, demarcando os municípios que seriam atingidos pela onda de cheia causada pelo rompimento da Barragem das Laranjeiras.

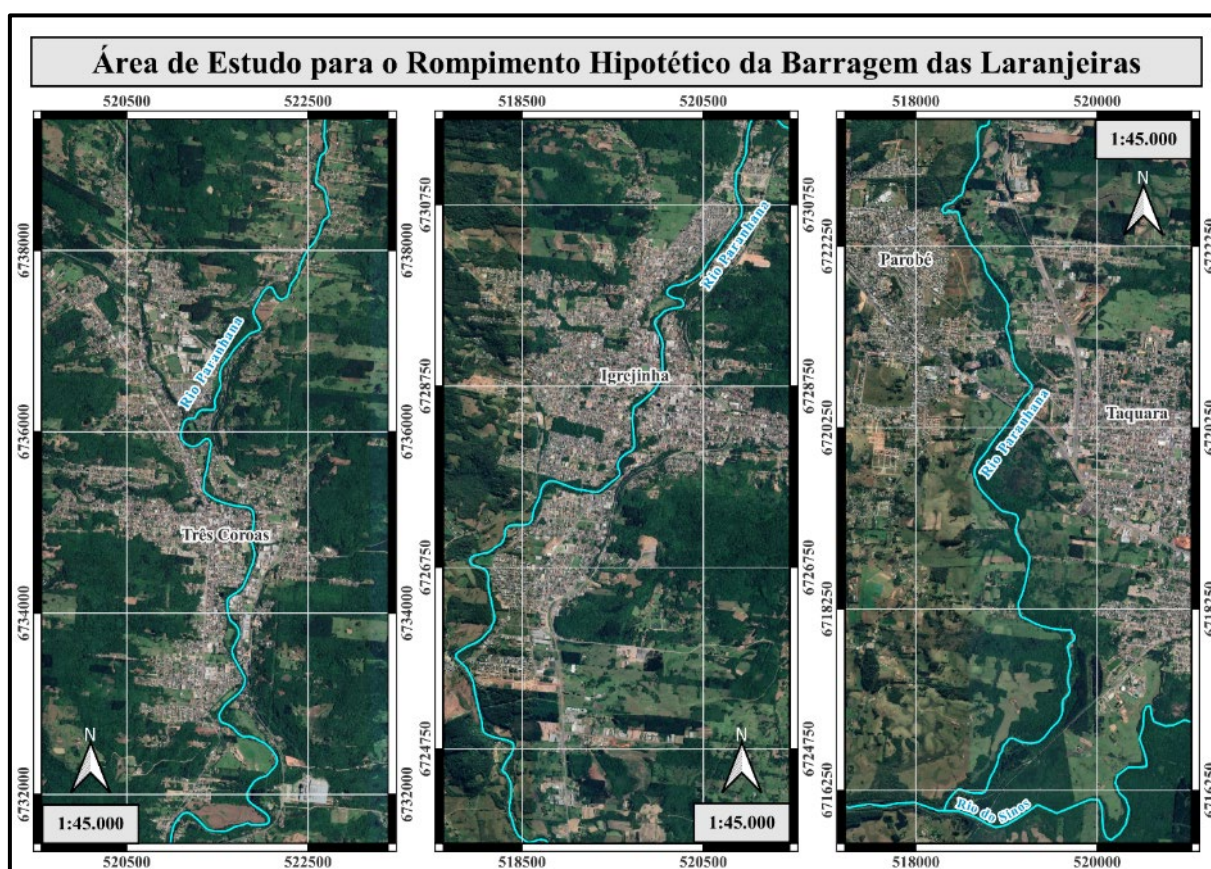
Figura 22: Área de estudo rompimento da Barragem das Laranjeiras



Fonte: Elaborado pelo Autor (2021).

A Figura 23 apresenta os municípios a jusante da barragem que poderiam ser atingidos pela onda de cheia no caso do rompimento da Barragem das Laranjeiras. Salienta-se os possíveis danos que uma inundação ocasionada pelo rompimento da barragem pode gerar à comunidade de jusante, uma vez que o Rio Paranhana passa por dentro da área urbana das cidades de Três Coroas e Igrejinha, e na divisa dos municípios Taquara e Parobé.

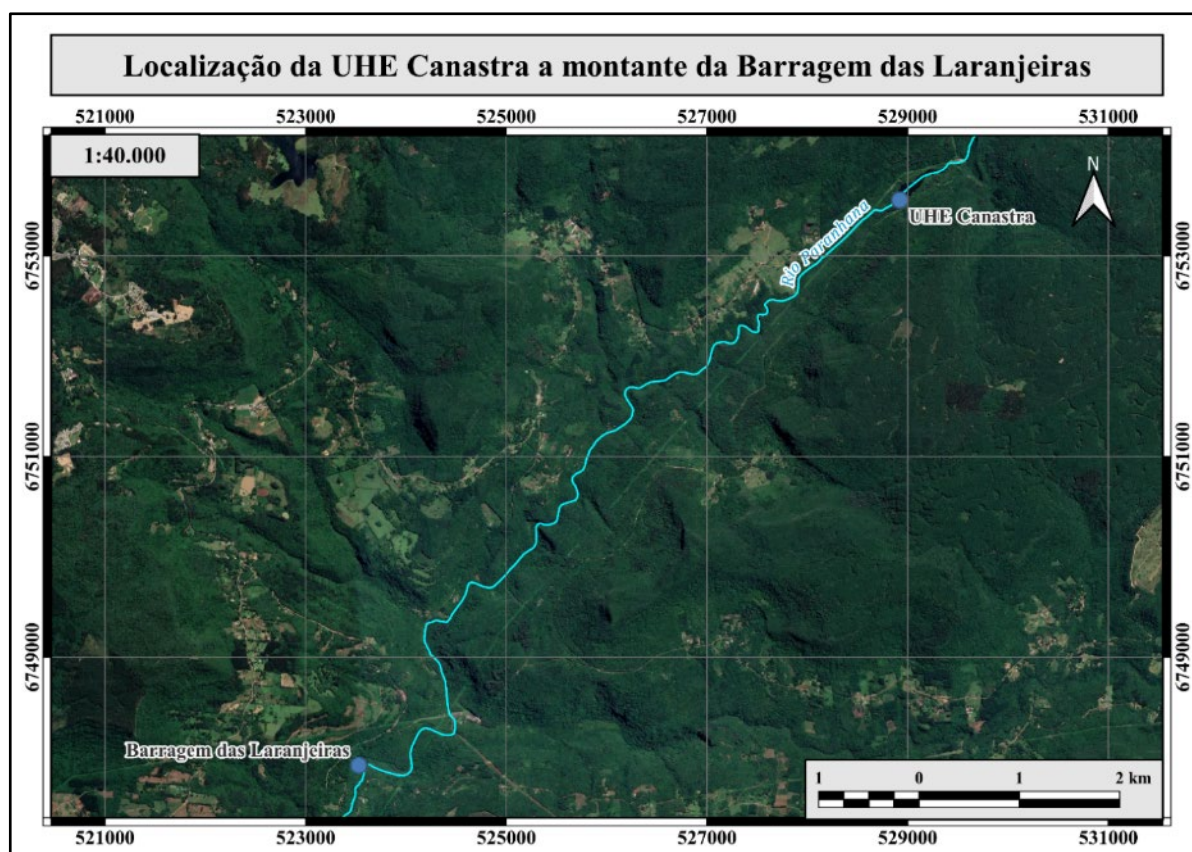
Figura 23: Áreas a jusante possivelmente atingidas pelo rompimento da barragem



Fonte: Elaborado pelo Autor (2021).

A cerca de 9,5 km a montante da Barragem das Laranjeiras, encontra-se a Usina Hidrelétrica de Canastra (UHE Canastra), conforme apresentado na Figura 24. A UHE Canastra que possui reservatório com área superficial de 0,05 km² e com volume útil na ordem de 0,37 hm³ (CBDB, 2011), o barramento é do tipo Ambursen em concreto armado, com altura máxima de 26 metros e comprimento de 179 metros (CEEE, 2011).

Figura 24: Localização da UHE Canastra em relação a Barragem das Laranjeiras



Fonte: Elaborado pelo Autor (2021).

3.2 METODOLOGIA

A metodologia geral deste trabalho consistiu na realização de simulações do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras seguindo os cenários de rompimento estipulados no Volume IV – Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens, avaliando a extensão da mancha de inundação, tempo de chegada da onda de cheia, e a quantificação do número de pessoas atingidas a partir da modelagem hidrodinâmica 2D no HEC-RAS 6.1.

A seguir é apresentada a metodologia dos seguintes itens:

1. modelo digital de elevação utilizado, que corresponde a um dos dados de entrada e apresenta a caracterização topográfica da área de estudo;
2. cenários adotados, que apresenta os cenários de ruptura necessários para a realização do PAE estipulados no Volume IV - Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens da ANA;

3. dados de entrada, que corresponde a definição dos parâmetros de entrada para o estudo, como o coeficiente de Manning, declividade, curva cota-volume;
4. hidrograma de entrada, que apresenta a metodologia aplicada para a determinação do hidrograma de cheia e a vazão de pico para os dois cenários simulados;
5. parâmetros formadores da brecha adotados, que apresenta a largura, componente horizontal e tempo de formação de brecha para os cenários adotados;
6. avaliação do rompimento, que apresenta os aspectos avaliados a partir dos resultados do rompimento dos cenários de ruptura adotados.

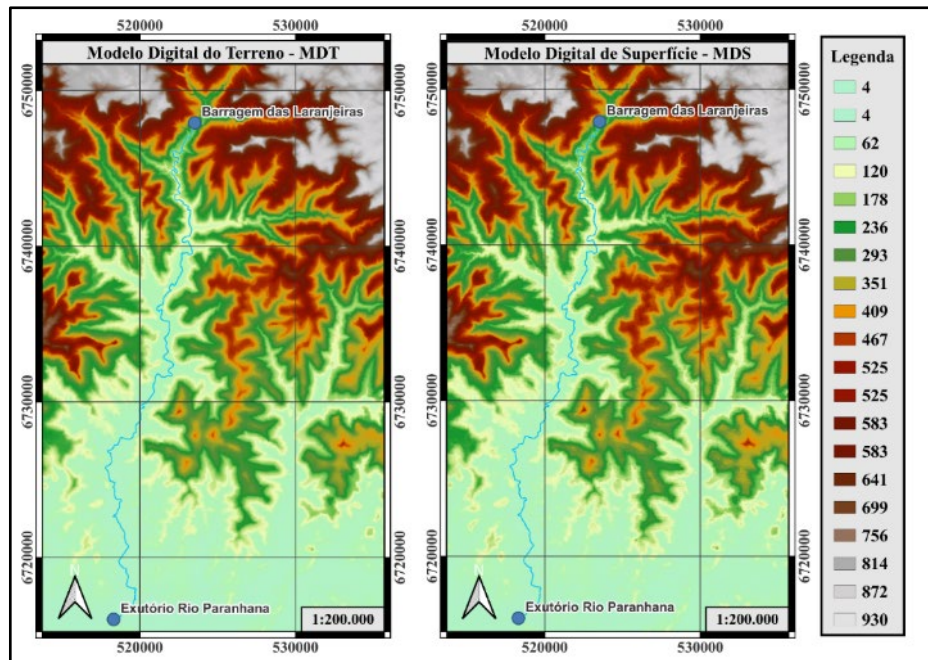
3.2.1 Modelo digital de elevação utilizado

O modelo digital de elevação utilizado para o trabalho foi o MDT e MDS da Região Funcional 01 da Cartografia Digital do Estado do Rio Grande do Sul, e disponibilizado no ano de 2021 pela Infraestrutura Estadual de Dados Espaciais (IEDE-RS), realizado em parceria do governo do estado do Rio Grande do Sul com o Exército Brasileiro.

A Base Cartográfica Digital da Região Funcional 1 atualizou as geoinformações para a escala de 1:25.000, com Padrão de Exatidão Cartográfica (PEC) Classe A, a partir de ortoimagens digitais com resolução espacial de 35 cm, datadas do ano de 2019. A partir da Cartografia da Região Funcional 01 foram geradas 174 cartas topográficas, 174 conjunto de dados geoespaciais vetoriais (CDGV), 174 MDE, 174 MDS e uma base contínua vetorial. Os modelos digitais de elevação foram gerados com resolução de 2,5 metros, onde o modelo digital do terreno foi gerado em conformidade com a hidrografia.

A Figura 25 apresenta o Modelo Digital do Terreno e o e Modelo Digital de Superfície obtido da Cartografia Digital do Estado do Rio Grande do Sul da Região Funcional 01 na área de estudo do trabalho.

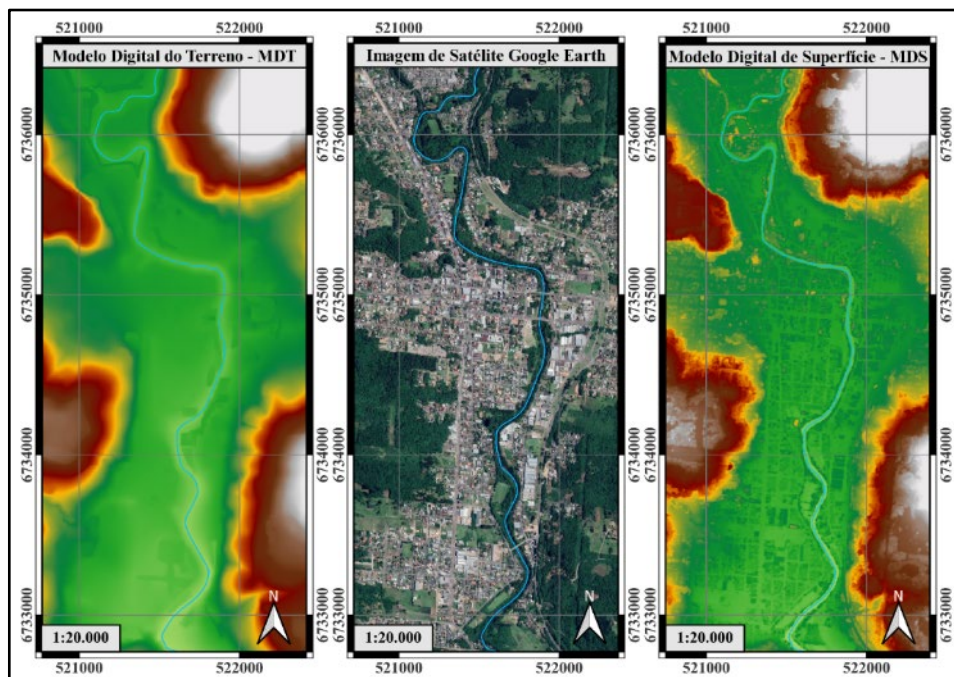
Figura 25: MDT e MDS da Bacia Hidrográfica da Rio Paranhana



Fonte: Elaborado pelo Autor (2021).

A Figura 26 apresenta recorte de uma imagem de satélite, do MDT e do MDS para a região urbana do município de Três Coroas pertencente a área de estudo do rompimento da barragem. É possível verificar no MDS a presença das edificações e vegetações, enquanto no MDT é possível ver só o relevo da região.

Figura 26: Comparação do MDT e do MDS da área de estudo



Fonte: Elaborado pelo Autor (2021).

3.2.2 Cenários adotados

Foram simulados dois cenários de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras. Estes cenários seguiram as diretrizes dos cenários a serem simulados para a execução de um PAE conforme previsto no Volume IV – Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens. Salienta-se que como o presente estudo tem a temática rompimento de barragens, o cenário de operação hidráulico extremo, em que não chega a ocorrer o rompimento da barragem, não foi simulado apesar de ser um dos cenários necessários para execução do PAE.

Para os cenários de rompimento considerou-se que a ruptura da barragem ocorre por galgamento. Apesar da ruptura por galgamento ser mais comum em barragens de terra, adotou-se para os dois cenários que o rompimento ocorre por galgamento, seguindo cenários expostos no Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens da ANA. Barragens de concreto normalmente são executadas em blocos de concretagem por causa da dilatação térmica, e o rompimento por galgamento neste tipo de barragem pode ocorrer através do tombamento dos blocos de concretagem devido às sobrecargas geradas sobre a estrutura do barramento pelo aumento do nível de água do reservatório. Os dois cenários de rompimentos adotados no trabalho foram:

1. cenário 01 - Cenário de ruptura mais provável: cenário de ruptura onde o hidrograma de vazão afluente está associado a uma cheia para um tempo recorrência de 100 anos;
2. cenário 02 – Cenário de ruptura extremo: cenário onde no instante inicial, o nível de água está 0,15 metros acima da crista da barragem, referente ao nível de água atingido em uma cheia de tempo de recorrência de 10.000 anos.

3.2.3 Dados de entrada

O coeficiente de Manning adotado para as simulações de rompimento seguiram os valores apresentados por USACE (2016), escolhendo entre os valores mínimo, normal e máximo. O HEC-RAS apresenta a possibilidade de definir um valor padrão para o coeficiente de Manning em simulações 2D, onde este coeficiente é aplicado em toda a área 2D. Dessa forma, sabendo que o coeficiente de Manning para um canal principal limpo, sinuoso, com algumas piscinas e bancos de areia, é de 0,035, e

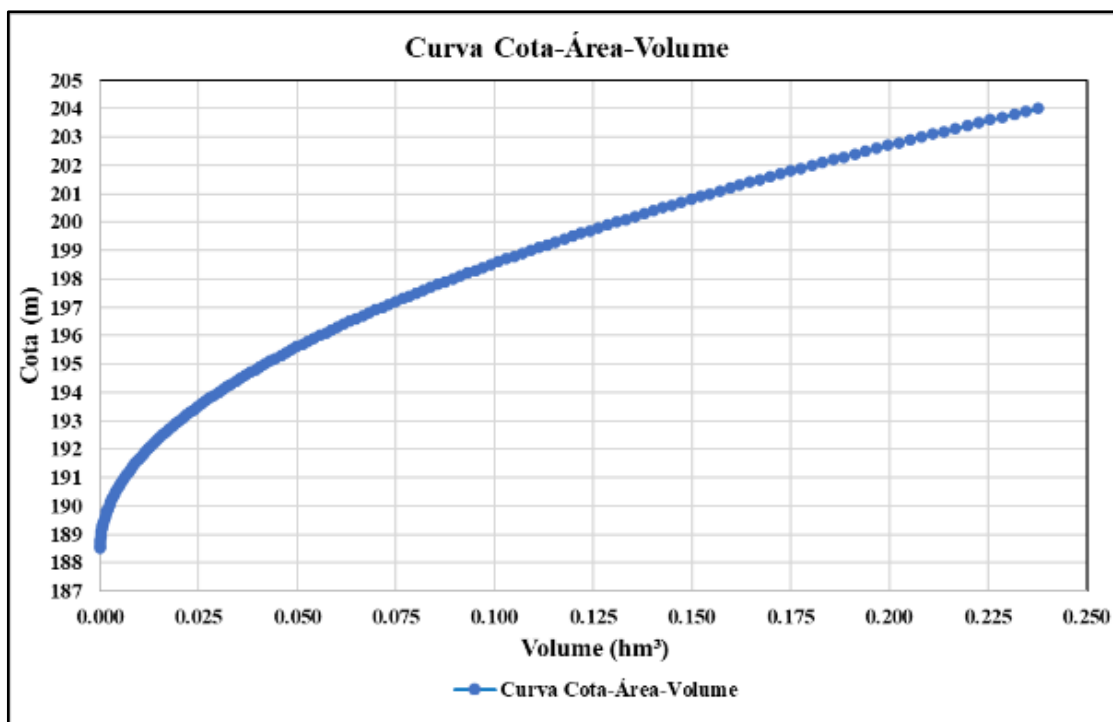
que o coeficiente de Manning para margens e planície de inundação com vegetação média, poucas árvores derrubadas, pouca vegetação rasteira e com obstáculos consideráveis, é de 0,12, definiu-se um coeficiente de Manning para a área 2D a jusante da barragem de 0,06.

Como condição de contorno de jusante, foi adotada a declividade do trecho final do Rio Paranhana, já nas proximidades do exutório junto ao Rio do Sinos. A declividade adotada foi 0,0001 m/m.

De forma a subsidiar o cálculo das vazões de descarga do reservatório antes e durante o rompimento da barragem foi utilizada uma curva cota-área-volume estimada a partir dos dados da barragem e do modelo digital de elevação da área de estudo. Inicialmente para a estimativa da curva cota-área-volume, foi considerado que o reservatório possui o formato cúbico, com profundidade média igual à metade da altura da barragem de Laranjeiras e área superior igual à área do reservatório. Esse volume inicial foi então processado admitindo-se que o reservatório (com esse volume inicial) poderia ser representado por uma forma prismática triangular. Então, definiu-se para a elaboração da curva cota-volume que o volume do reservatório seria calculado a cada 0,10 metros. Por fim os volumes foram multiplicados por um coeficiente de correção de forma do reservatório de 0,5, a fim de representar a constricção do reservatório devido às “paredes” laterais representadas pela topografia natural. Esse coeficiente corresponde a mudança do formato do reservatório, onde inicialmente considerou-se o formato de cubo, mas que a forma mais aproximada da realidade corresponde ao formato de um prisma de lado triangular, superfície triangular e frente retangular como se o cubo fosse cortado na diagonal.

A Figura 27 mostra a curva cota-área-volume para a Barragem das Laranjeiras, salientando-se que esta curva é apenas uma potencial aproximação grosseira da CAV real do reservatório. Nesse sentido, recomenda-se que, caso seja estabelecido PAE para essa barragem, a CAV que venha a subsidiar estudos de *dambreak* seja diretamente levantada com dados *in situ*.

Figura 27: Curva Cota-Área-Volume da Barragem das Laranjeiras



Fonte: Elaborado pelo Autor (2021).

3.2.4 Hidrograma de entrada

Para determinar a vazão da onda de cheia dos dois cenários de rompimento estudados foi utilizado o Método SCS. Inicialmente foi delimitada a bacia hidrográfica a montante da Barragem das Laranjeiras com a utilização do programa de geoprocessamento QGIS, foram utilizadas ferramentas que permitiram a extração da bacia hidrográfica a partir do modelo digital de elevação. Além da área de drenagem foram determinadas as características fisiográficas da bacia hidrográfica com o auxílio de ferramentas de geoprocessamento, determinando o CN médio da bacia.

O tempo de concentração da bacia para os dois cenários de rompimento foi calculado através da Equação de Kirpich, adotando o tempo de recorrência de 100 anos para o Cenário 01, e de 10.000 anos para o Cenário 02. Para o cálculo do tempo de concentração dos cenários foram utilizadas ferramentas de geoprocessamento para determinar o comprimento do rio principal da bacia hidrográfica a montante da Barragem das Laranjeiras e a diferença de cota entre o ponto mais alto da bacia hidrográfica e a cota do exutório da bacia a jusante da Barragem das Laranjeiras.

Utilizando a IDF do Rio Paranhana, e a partir do tempo de simulação foi calculada a precipitação efetiva através do método SCS para os tempos de

recorrência dos cenários 01 e 02, de 100 e 10.000 anos respectivamente. A partir do cálculo da precipitação efetiva foi calculado o hietograma de projeto, adotando o tempo de pico em 50 % da duração total da chuva. Utilizando um Hidrograma Unitário Triangular associado aos cálculos anteriores foi estimado o Hidrograma de Projeto para a bacia hidrográfica a montante da Barragem das Laranjeiras, fornecendo o hidrograma de cheia e a vazão de pico para os dois cenários simulados.

3.2.5 Parâmetros formadores de brecha adotados

Para o Cenário 01, cenário de ruptura mais provável, adotou-se que a largura da brecha corresponde é igual a um quarto do comprimento da crista da barragem. Os demais parâmetros formadores de brecha estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6: Valores dos parâmetros de formação de brecha para o Cenário 1

Cota de base (m)	Cota máxima (m)	Altura (m)	Tempo de formação (h)	Inclinação da brecha	Largura da brecha (m)
188	203	15	0,20	45°	48,25

Fonte: Elaborado pelo Autor (2021).

Para o Cenário 02, cenário de ruptura extremo, pressupõe-se que o rompimento da barragem seja total e rápido. Os parâmetros formadores de brecha estão para o Cenário 2 estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7: Valores dos parâmetros de formação de brecha para o Cenário 2

Cota de base (m)	Cota máxima (m)	Altura (m)	Tempo de formação (h)	Inclinação da brecha	Largura da brecha (m)
188	203,15	15,15	0,10	45°	193

Fonte: Elaborado pelo Autor (2021).

3.2.6 Avaliação do rompimento

A avaliação do rompimento hipotético dos dois cenários foi realizada através da modelagem hidrodinâmica bidimensional (2D) no HEC-RAS. A partir dos resultados da modelagem hidrodinâmica foi avaliada a extensão da mancha de inundação, o tempo de chegada da onda de cheia às comunidades a jusante, quantificando o número edificações atingidas em cada um dos cenários de rompimento.

4 RESULTADOS OBTIDOS

4.1 MODELAGEM HIDROLÓGICA

Para a realização da modelagem hidrológica que foi utilizada como uma das condições de contorno da simulação hidrodinâmica bidimensional para os dois cenários de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras, inicialmente foi realizado o tratamento do modelo digital de elevação da área de estudo, obtido através do Banco de Dados Geométricos do Brasil (TOPODATA), onde foi realizado o download do modelo digital de elevação 29S51_ZN, com resolução espacial de 30 metros. Este modelo digital de elevação foi utilizado apenas na extração da bacia a montante da Barragem das Laranjeiras, tendo em vista que o modelo digital de elevação usado nas simulações com resolução de 2,5 metros não abrange toda a área da bacia de contribuição a montante da barragem.

O tratamento do modelo digital de elevação foi realizado no software de geoprocessamento QGis, utilizando a ferramenta de processamento para camadas *raster*, denominada "*r.fil.dir*". Como resultado da utilização desta ferramenta foi gerado um novo modelo de elevação com as depressões do modelo digital de elevação preenchidas.

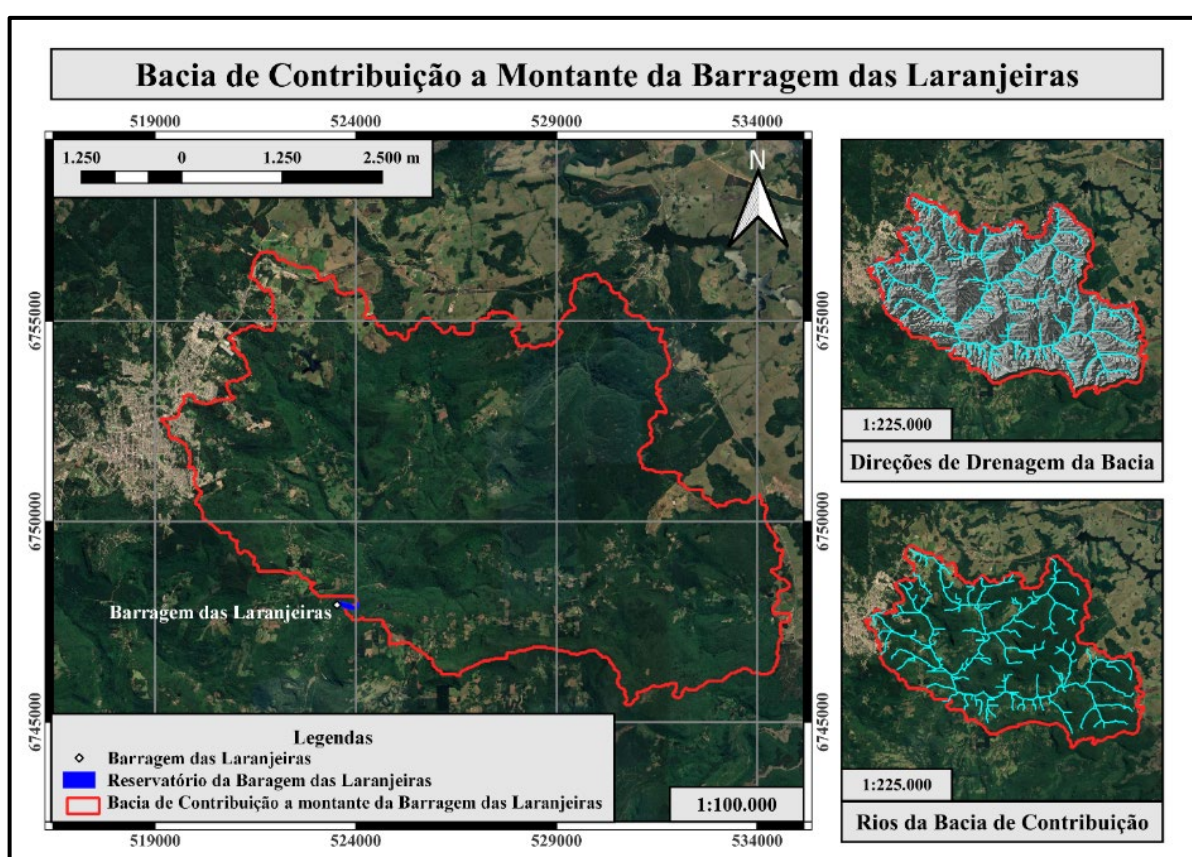
A modelagem hidrológica consiste na obtenção dos hidrogramas de cheia da bacia de contribuição à montante da Barragem das Laranjeiras para os tempos de retorno de 100 anos e de 10.000 anos, utilizando o Método SCS. Os hidrogramas obtidos na modelagem hidrológica foram utilizados como uma condição de contorno de montante na simulação do rompimento hipotético realizada.

O Método SCS nos fornece um hidrograma de vazões através do escoamento superficial gerado a partir de uma precipitação de projeto. O escoamento superficial por sua vez depende do uso, manejo, cobertura e classificação do solo, que é definido pelo parâmetro CN. Inicialmente para a realização do Método SCS foi extraída a bacia de contribuição a montante da Barragem das Laranjeiras, e posteriormente a classificação do uso do solo dentro da bacia de contribuição.

A extração da bacia de contribuição a montante da barragem foi realizada no software de geoprocessamento QGis. A partir da camada *raster* do modelo digital de elevação tratado, foram extraídas duas camadas *raster* utilizando a ferramenta de processamento "*r.watershed*", uma camada com as direções de drenagem (*drainage*

direction) e outra com os segmentos de fluxo (*stream segments*). Posteriormente utilizando a ferramenta “r.water.outlet”, foi extraída a bacia de contribuição a montante da barragem das laranjeiras a partir da camada *raster* das direções de drenagem e da indicação das coordenadas do ponto de saída do fluxo que incidia sobre os segmentos de fluxo obtidos anteriormente. A bacia de contribuição possui uma área de 102,81 km². A Figura 28 mostra a bacia de contribuição a montante da Barragem das Laranjeiras extraída a partir do modelo digital de elevação e das direções de drenagem.

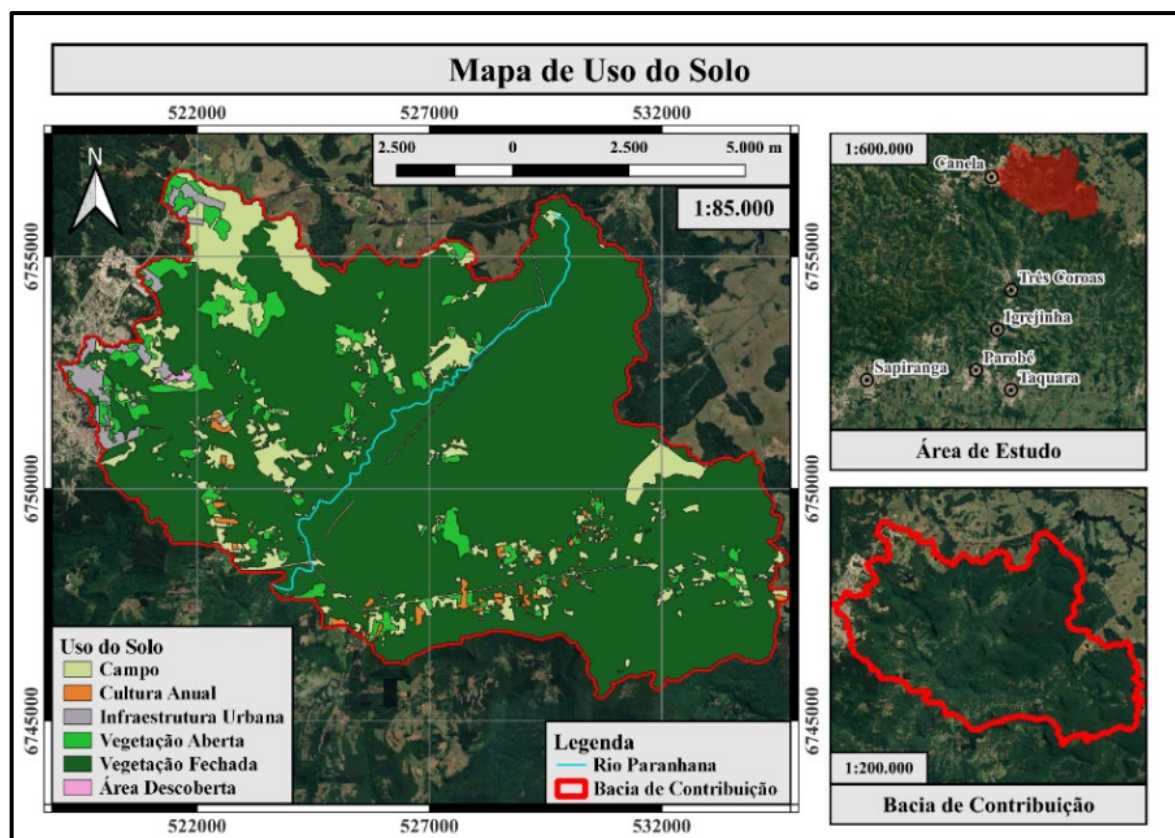
Figura 28: Bacia de contribuição a montante da Barragem das Laranjeiras



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Determinada a área da bacia de contribuição a montante da barragem foi realizada a classificação do uso e do tipo de solo dentro da bacia. A demarcação do uso do solo foi realizada manualmente no programa QGis seguindo as classificações de uso do solo apresentadas na Tabela 2, conforme o mapa apresentado na Figura 29.

Figura 29: Uso do solo da bacia de contribuição a montante da barragem



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Tabela 8 apresenta a classificação quanto ao grupo hidrológico dos usos do solo presentes na bacia a montante da Barragem das Laranjeiras.

Tabela 8: Classificação do uso do solo na bacia de contribuição da barragem

Uso do Solo	A	B	C	D
Floresta Densa	30	55	70	77
Floresta Aberta	45	66	77	83
Vegetação Campestre (Campos)	30	58	71	78
Culturas Anuais	67	78	85	89
Área Não Vegetada	77	86	91	94
Infraestrutura Urbana	98	98	98	98

Fonte: Adaptado de Cobalchini (2019).

Os tipos de solo presentes na bacia de contribuição foram determinados a partir do geoprocessamento do mapa de solos do estado do Rio Grande do Sul, obtido na base de dados da Embrapa. No programa de geoprocessamento QGis, foram extraídos os solos incidentes na bacia de contribuição a montante da Barragem das

Laranjeiras. A Tabela 9 apresenta a descrição e a classificação hidrológica dos solos incidentes na bacia de contribuição.

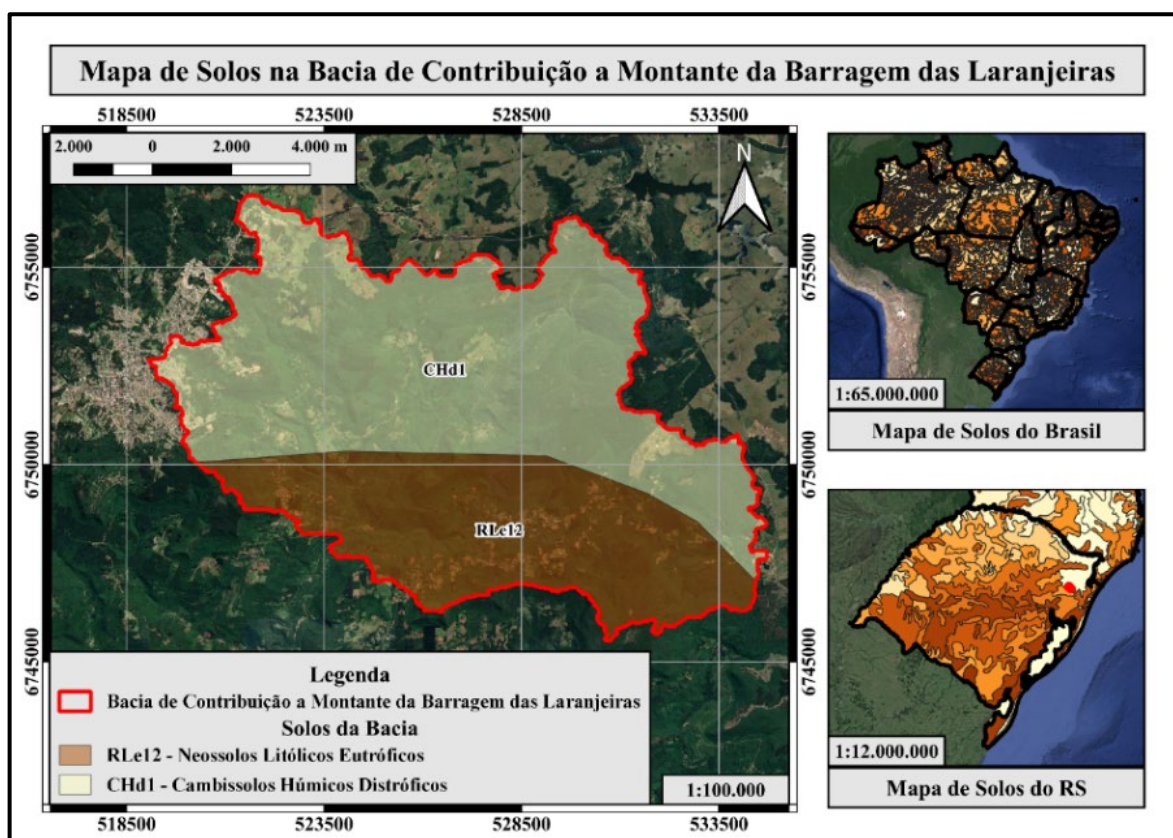
Tabela 9: Tipos de solos na bacia de contribuição a montante da barragem

Sigla	Descrição	Grupo de Solo
CH1	Cambissolo Húmico Distrófico	Grupo Hidrológico C
+RL44	Neossolo Litólico Eutrófico	Grupo Hidrológico D

Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

O solo do tipo Cambissolo Húmico Distrófico é um solo de grupo hidrológico C conforme apresentado na Figura 10 e o solo Neossolo Litólico Eutrófico faz parte dos solos do grupo hidrológico D, conforme apresentado na Figura 11. A Figura 30 apresenta a incidência dos dois tipos de solo dentro da bacia a montante da barragem.

Figura 30: Solos da bacia de contribuição a montante da Bacia das Laranjeiras



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A definição do parâmetro CN médio da bacia depende da relação do uso com o tipo hidrológico do solo. A Tabela 10 apresenta a área total de cada uma das classificações do uso do solo associadas ao tipo hidrológico do solo.

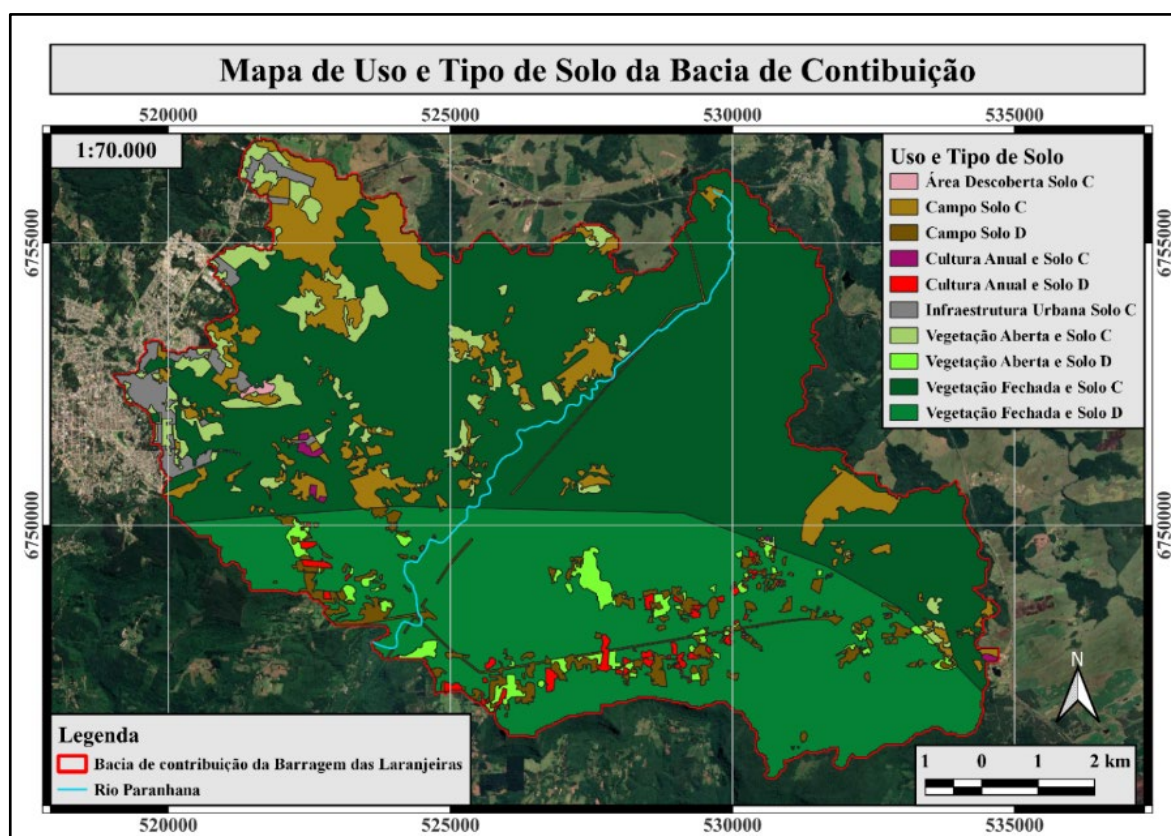
Tabela 10: Áreas do uso e tipo de solo da bacia de contribuição da barragem

Descrição	Área (m ²)
Área Não Vegetada/ Solo Grupo C	83572.97
Vegetação Campestre/ Solo Grupo C	8948971.15
Vegetação Campestre / Solo Grupo D	3047359.48
Culturas Anuais / Solo Grupo C	151729.36
Culturas Anuais / Solo Grupo D	743217.36
Floresta Densa / Solo Grupo C	50697684.56
Floresta Densa / Solo Grupo D	31736746.59
Floresta Aberta / Solo Grupo C	4149043.24
Floresta Aberta / Solo Grupo D	1647673.99
Infraestrutura Urbana / Solo Grupo C	1604056.57
Área Total da Bacia de Contribuição	102810055.27

Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 31 apresenta a classificação do uso e do tipo do solo da bacia de contribuição da Barragem das Laranjeiras utilizada para a determinação do CN médio.

Figura 31: Uso e tipo do solo da bacia de contribuição a montante da barragem



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Tabela 11 apresenta as áreas e o parâmetros CN associados ao uso e tipo de solo utilizados para a definição do CN médio da bacia de contribuição. O CN médio foi calculado a partir da média ponderada do parâmetro CN em função da área de cada umas das classificações de uso e tipo do solo.

Tabela 11: CN médio da bacia de contribuição da Barragem das Laranjeiras

Descrição	Área (m ²)	Parâmetro CN
Área Não Vegetada/ Solo Grupo C	83572.97	91
Vegetação Campestre/ Solo Grupo C	8948971.15	71
Vegetação Campestre / Solo Grupo D	3047359.48	78
Culturas Anuais / Solo Grupo C	151729.36	85
Culturas Anuais / Solo Grupo D	743217.36	89
Floresta Densa / Solo Grupo C	50697684.56	70
Floresta Densa / Solo Grupo D	31736746.59	77
Floresta Aberta / Solo Grupo C	4149043.24	77
Floresta Aberta / Solo Grupo D	1647673.99	83
Infraestrutura Urbana / Solo Grupo C	1604056.57	98
	CN médio	73,59

Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Com a área e o CN médio da bacia de contribuição determinados, para dar início a aplicação do método SCS, foi determinado o comprimento do rio principal da bacia de contribuição, o Rio Paranhana. O comprimento do rio foi determinado no software QGis através da criação de uma camada vetorial, realizando a demarcação manualmente do eixo do rio seguindo a camada com os segmentos de fluxo (*stream segments*) determinados anteriormente e comparando com imagens de satélite. O Rio Paranhana desde a sua nascente até o exutório da barragem possui um comprimento de cerca de 13,15 km. A partir do Modelo Digital de elevação também foi definida o ponto mais alto da bacia como sendo de 890 metros, e a cota de fundo no exutório como sendo de 190 metros.

A partir destas informações iniciais foi calculado o tempo de concentração (t_c) através da Equação de Kirpch, apresentada na Equação 1. O intervalo de simulação (Δt) foi determinado utilizando a Equação 3. A perda inicial (I_a) foi calculada através da Equação 5. O armazenamento potencial máximo do solo (S) foi determinado usando a Equação 6. O tempo de pico do hidrograma (t_p) foi calculado usando a

Equação 7. O tempo de subida do hidrograma (tm) e de recessão do hidrograma (tr) foram determinados por meio das Equações 8 e 9, respectivamente. O tempo base do hidrograma (tb) foi calculado usando a Equação 10. A vazão de pico para uma chuva efetiva de 1mm foi calculada utilizando a Equação 11. A Tabela 12 apresenta um resumo dos parâmetros iniciais calculados usando as equações citadas acima e que foram usados posteriormente para a formação do hidrograma unitário triangular.

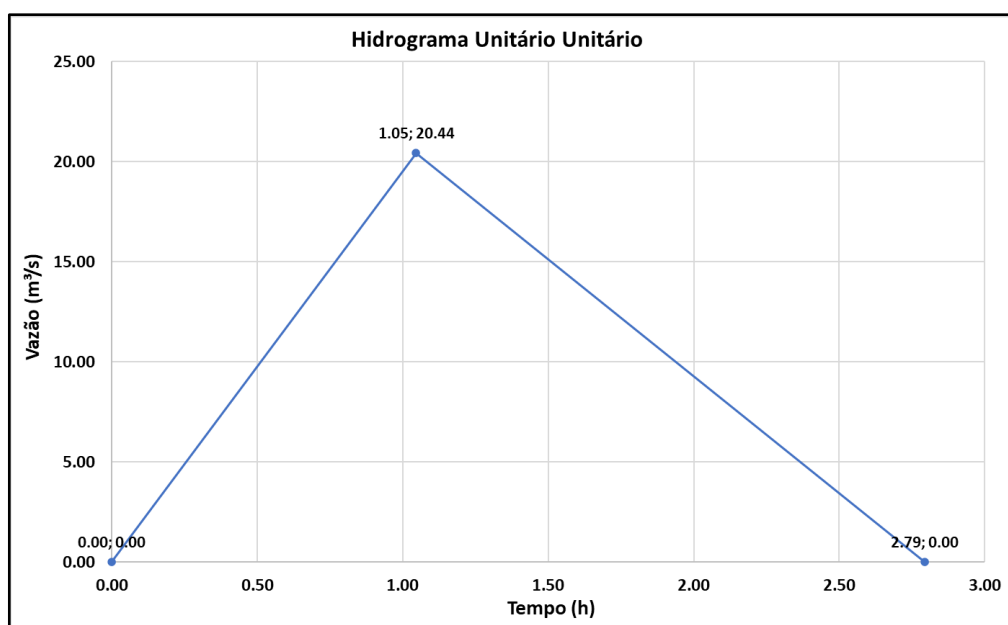
Tabela 12: Parâmetros usados para o Hidrograma Unitário Triangular

Tempo de concentração (tc)	89,68 min
Intervalo de simulação (Δt)	17,94 min
Perda inicial (la)	18,26
Armazenamento potencial máximo do solo (S)	91,16
Tempo de pico do hidrograma (tp)	53,81 min
Tempo de subida do hidrograma (tm)	62,78 min
Tempo recessão do hidrograma (tr)	89,86 min
Tempo base do hidrograma (tb)	152,64 min

Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

O Gráfico 7 apresenta o hidrograma triangular unitário para uma chuva efetiva de 1mm construído a partir dos parâmetros calculados apresentados na Tabela 12.

Gráfico 7: Hidrograma unitário triangular associado a uma chuva efetiva de 1mm



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para definir os hidrogramas de cheia para os tempos de retorno de 100 anos e de 10.000 anos foi utilizada para o cálculo da precipitação a IDF do Rio Paranhana, apresentada na Equação 2.

Inicialmente foi calculada a precipitação acumulada em função do tempo de retorno e do intervalo de simulação que foram se acumulando ao longo da simulação. Após isso, foi determinada a precipitação desacomulada para os intervalos de simulação, e posteriormente foram reordenados estes valores de precipitação desacomulada em função dos índices de cada um dos intervalos de tempo. Em seguida se acumulou os valores da precipitação desacomulada ordenada. Posteriormente foi calculada a chuva efetiva acumulada por meio da Equação 4 para os intervalos onde a perda inicial (I_a) foi menor que a precipitação desacomulada ordenada. Quando a perda inicial (I_a) foi maior que a precipitação desacomulada ordenada do intervalo, a chuva efetiva acumulada foi considerada como igual a zero. E por fim foi desacomulada a precipitação efetiva para os intervalos de simulação.

4.1.1 Hidrograma de Cheia TR 100 anos

A Tabela 13 apresenta a precipitação efetiva para o cenário de ruptura da barragem associado a uma cheia de 100 anos de recorrência.

Tabela 13: Precipitação efetiva associada a uma chuva de TR de 100 anos

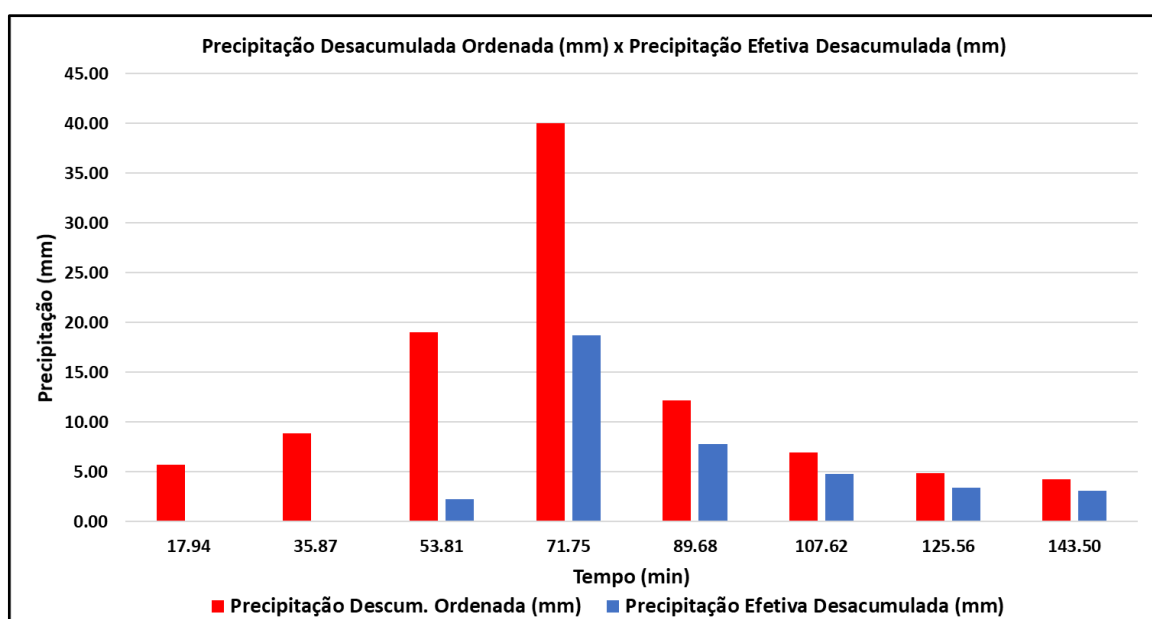
t (min)	P. Acum. (mm)	P. Desac. (mm)	Índice	P. Desac. Ord. (mm)	P. Desac. Ord. Acum. (mm)	P. Efetiva Acum. (mm)	P. Efetiva Desac. (mm)
17,94	40,01	40,01	6	5,72	5,72	0,00	0,00
35,87	59,04	19,03	4	8,85	14,57	0,00	0,00
53,81	71,19	12,15	2	19,03	33,60	2,22	2,22
71,75	80,04	8,85	1	40,01	73,61	20,93	18,71
89,68	86,99	6,95	3	12,15	85,76	28,73	7,81
107,62	92,70	5,72	5	6,95	92,70	33,49	4,75
125,56	97,57	4,87	7	4,87	97,57	36,92	3,43
143,50	101,81	4,24	8	4,24	101,81	39,98	3,06

P.=Precipitação Acum.=Acumulada Desac.=Desacomulada Ord.=Ordenada

Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

O Gráfico 8 apresenta os resultados da precipitação desacomulada ordenada e da precipitação efetiva desacomulada ao longo do tempo de simulação para uma chuva com tempo de recorrência de 100 anos.

Gráfico 8: Precipitação desacomulada ordenada e efetiva desacomulada para um tempo de recorrência de 100 anos



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A partir das Equações 12 e 13 e dos valores da precipitação efetiva desacomulada apresentados na Tabela 13 foram calculadas as vazões para o escoamento superficial da bacia hidrográfica ao longo do tempo de simulação. A Tabela 14 apresenta as vazões do hidrograma de cheia associado a uma precipitação efetiva com tempo de recorrência de 100 anos para a bacia de contribuição a montante da Barragem das Laranjeiras.

Tabela 14: Vazões do hidrograma de cheia associado a um TR de 100 anos

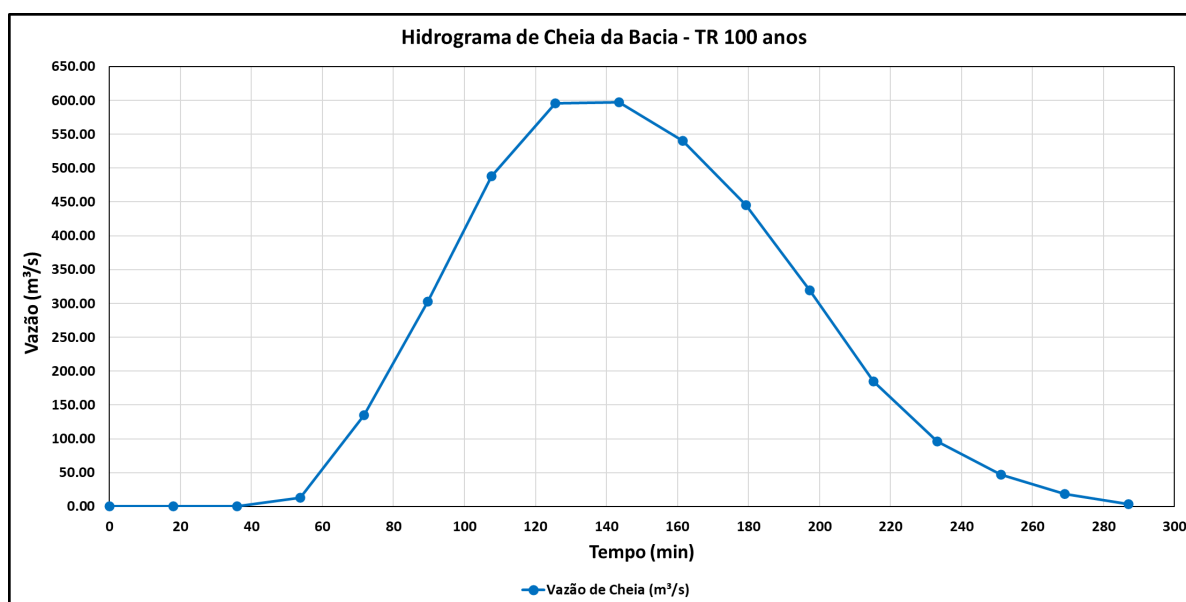
Intervalo de Simulação (min)	Vazão do Hidrograma de Cheia (m ³ /s)
0,00	0,00
17,94	0,00
35,87	0,00
53,81	12,94
71,75	135,16
89,68	302,95

107,62	488,14
125,56	595,68
143,50	597,29
161,43	540,28
179,37	445,07
197,31	319,56
215,24	184,86
233,18	95,68
251,12	46,95
269,05	18,52
286,99	3,69

Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A partir das vazões e do tempo de simulação apresentados na Tabela 14 foi gerada a representação gráfica do hidrograma de cheia. O Gráfico 9 apresenta o hidrograma de cheia associado a um tempo de recorrência de 100 anos da bacia de contribuição a montante da Barragem das Laranjeiras, e que foi utilizado com uma das condições de contorno de montante na simulação do cenário 01 do rompimento hipotético da barragem.

Gráfico 9: Hidrograma de cheia associado a um TR de 100 anos



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

O hidrograma de cheia da bacia para o tempo de recorrência de 100 anos, obtido através do Método SCS, propagou um volume total de 4,07 hm³ para o tempo de simulação adotado.

4.1.2 Hidrograma de Cheia TR 10.000 anos

A Tabela 15 apresenta a precipitação efetiva para o cenário de ruptura da barragem associado a uma cheia de 10.000 anos de recorrência.

Tabela 15: Precipitação efetiva associada a uma chuva de TR de 10.000 anos

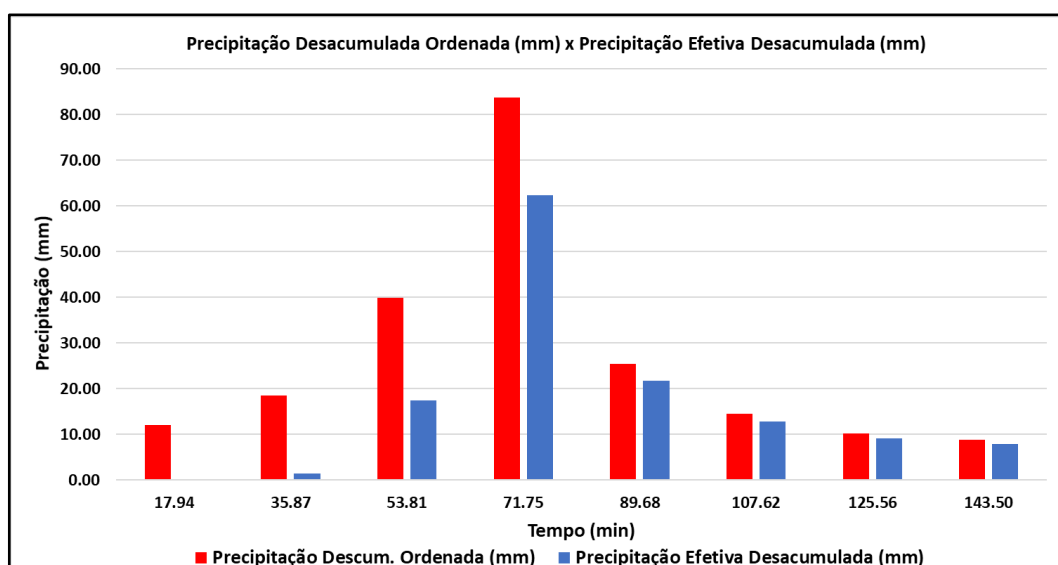
t (min)	P. Acum. (mm)	P. Desac. (mm)	Índice	P. Desac. Ord. (mm)	P. Desac. Ord. Acum. (mm)	P. Efetiva Acum. (mm)	P. Efetiva Desac. (mm)
17,94	83,75	83,75	6	11,97	11,97	0,00	0,00
35,87	123,59	39,83	4	18,52	30,49	1,45	1,45
53,81	149,01	25,42	2	39,83	70,33	18,94	17,49
71,75	167,53	18,52	1	83,75	154,08	81,30	62,35
89,68	182,07	14,54	3	25,42	179,50	103,03	21,74
107,62	194,04	11,97	5	14,54	194,04	115,78	12,75
125,56	204,23	10,19	7	10,19	204,23	124,82	9,04
143,50	213,11	8,88	8	8,88	213,11	132,77	7,95

P.=Precipitação Acum.=Acumulada Desac.=Desacumulada Ord.=Ordenada

Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

O Gráfico 10 apresenta os resultados da precipitação desacumulada ordenada e da precipitação efetiva desacumulada ao longo do tempo de simulação para uma chuva com tempo de recorrência de 10.000 anos.

Gráfico 10: Precipitação desacumulada ordenada e efetiva desacumulada para um tempo de recorrência de 10.000 anos



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A partir das Equações 12 e 13 e dos valores da precipitação efetiva desacomulada apresentados na Tabela 15 foram calculadas as vazões para o escoamento superficial da bacia hidrográfica ao longo do tempo de simulação. A Tabela 16 apresenta as vazões do hidrograma de cheia associado a uma precipitação efetiva com tempo de recorrência de 10.000 anos para a bacia de contribuição a montante da Barragem das Laranjeiras.

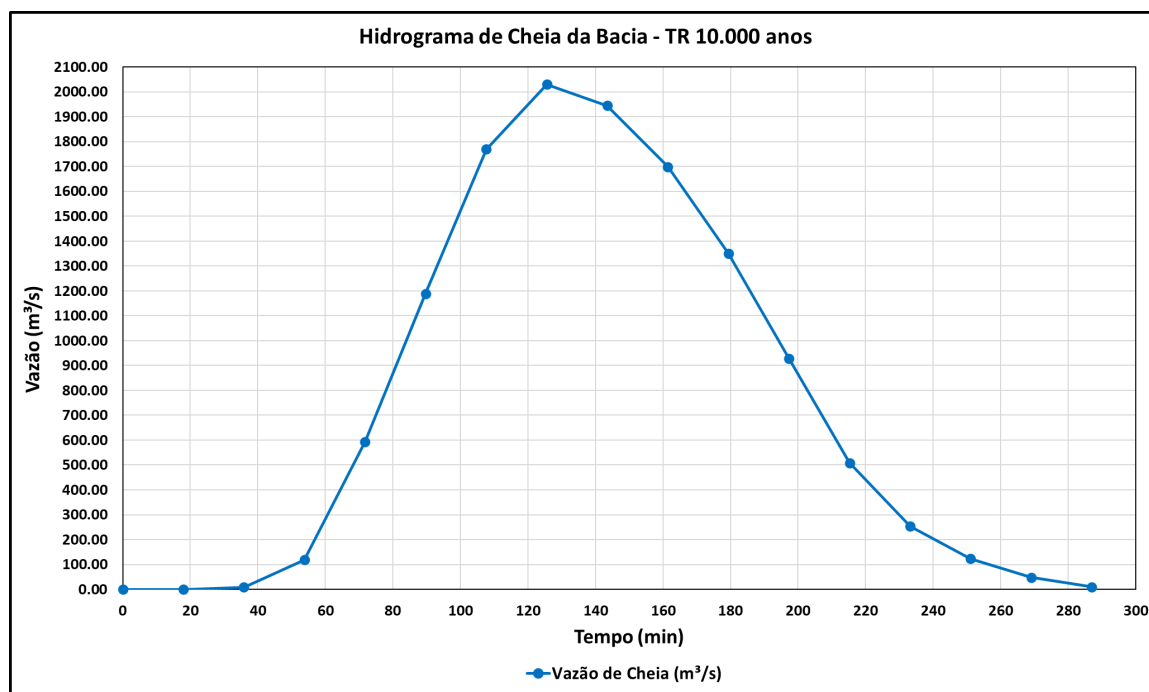
Tabela 16: Vazões do hidrograma de cheia associado a um TR de 10.000 anos

Intervalo de Simulação (min)	Vazão do Hidrograma de Cheia (m³/s)
0,00	0,00
17,94	0,00
35,87	8,49
53,81	119,11
71,75	593,83
89,68	1.188,69
107,62	1.769,56
125,56	2.030,52
143,50	1.945,35
161,43	1.699,21
179,37	1.351,35
197,31	927,53
215,24	508,43
233,18	253,24
251,12	123,05
269,05	48,27
286,99	9,58

Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A partir das vazões e do tempo de simulação apresentados na Tabela 16 foi gerado a representação gráfica do hidrograma de cheia. O Gráfico 11 apresenta o hidrograma de cheia associado a um tempo de recorrência de 10.000 anos da bacia de contribuição a montante da Barragem das Laranjeiras, e que foi utilizado com uma das condições de contorno de montante na simulação do cenário 02 do rompimento hipotético da barragem.

Gráfico 11: Hidrograma de cheia associado a um TR de 10.000 anos



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

O hidrograma de cheia da bacia para o tempo de recorrência de 10.000 anos, obtido através do Método SCS, propagou um volume total de 13,53hm³ para o tempo de simulação adotado.

4.2 SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA

As simulações hidrodinâmicas realizadas para os dois cenários de rompimento foram realizadas utilizando o programa HEC-RAS na versão 6.1, ambas as simulações foram realizadas em modelos bidimensionais (2D). As simulações foram desenvolvidas para a análise da passagem da onda de cheia na área a jusante da barragem, sendo a área de estudo a região que se encontra entre o barramento e o exutório do Rio Paranhana no Rio do Sinos.

Para a realização das simulações no HEC-RAS 6.1, primeiramente foi definida a geometria para os rompimentos hipotéticos utilizando a aba RAS Mapper, onde é possível visualizar mapas e dados espaciais. No RAS Mapper inicialmente foi definida a projeção do projeto abrindo um arquivo com o sistema de referência de coordenadas correspondente com a projeção da área de estudo. Posteriormente foi criado um Terreno RAS adicionando um modelo digital de elevação. Para a simulação hidrodinâmica dos dois cenários de ruptura hipotéticos da Barragem das Laranjeiras

foi utilizado o modelo digital de elevação (MDE) obtido a partir da Cartografia Digital do Estado do Rio Grande do Sul, para a Região Funcional 01, disponibilizado no ano de 2021 pela Infraestrutura Estadual de Dados Espaciais (IEDE-RS), e que possui resolução espacial de 2,5 metros. Para facilitar a visualização dos resultados do rompimento hipotético da barragem nos cenários de rompimentos adotados foi adicionado uma *layer* com a imagem de satélite do Google, que foi configurada para ser renderizada abaixo da camada do modelo digital do terreno.

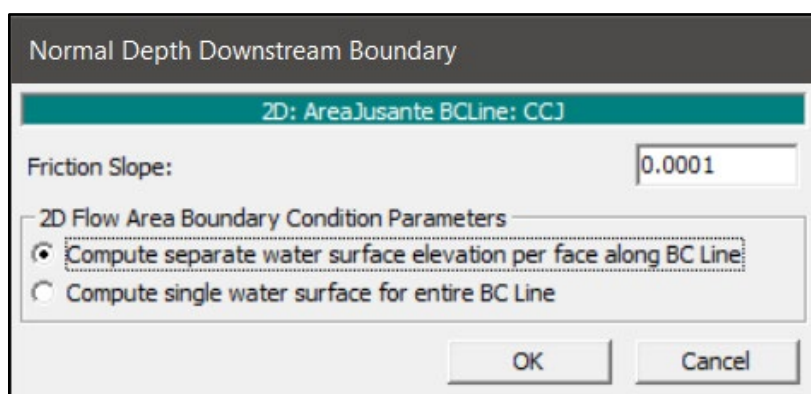
A Barragem das Laranjeira foi adicionada no RAS Mapper e incorporado à geometria do estudo utilizando a ferramenta “SA/2D Connections”. Essa ferramenta permite a demarcação de uma conexão entre uma área de armazenamento (Storage Area) e uma área de fluxo 2D (2D Flow Area). Onde a área de armazenamento é o reservatório da Barragem das Laranjeiras, a conexão SA/2D é o barramento da Barragem das Laranjeiras e a área de fluxo 2D é a área a jusante da barragem onde vai acontecer o fluxo bidimensional proveniente dos cenários de rompimento hipotéticos. A demarcação do barramento foi realizada com o auxílio da imagem do Google Earth, fazendo a demarcação da margem esquerda para a margem direita em relação ao sentido de fluxo do Rio Paranhana. Após a demarcação da barragem foi necessário inserir a largura do barramento, e como a Barragem das Laranjeiras tem um barramento de formato de um trapézio retângulo, conforme apresentado na Figura 21, adotou-se a largura média em relação a geometria do barramento de 7,00 metros. Após a incorporação da barragem, utilizando a ferramenta Storage Areas no RAS Mapper, foi demarcada a área do reservatório da Barragem das Laranjeiras.

A demarcação do perímetro da 2D Flow Area a jusante da Barragem das Laranjeiras seguiu o curso do Rio Paranhana, desde o barramento até seu exutório no Rio do Sinos, abrangendo os municípios de Três Coroas, Igrejinha, Parobé e Taquara. Após a demarcação do perímetro a área foi nomeada como “*AreaJusante*”, e definiu-se a largura do espaçamento dos pontos de computação como sendo $DX = 50$ metros e $DY = 50$ metros. O coeficiente de Manning utilizado na 2D Flow Area a jusante da barragem foi de 0,06. Este coeficiente foi escolhido de forma a representar um coeficiente médio de escoamento entre a calha do Rio Paranhana e as áreas da planície de inundação presentes dentro da 2D Flow Area a jusante da barragem. Com o espaçamento dos pontos e o coeficiente de Manning dos pontos definidos foi gerada a malha da 2D Flow Area a jusante da Barragem das Laranjeiras. O último passo da definição da geometria é a demarcação das Boundary Condition Lines (Linhas de

Condições de Contorno). Para as simulações de rompimento nos dois cenários foram adotadas duas condições de contorno, uma condição de contorno de montante (CCM) e uma condição de contorno de jusante (CCJ).

As linhas de condições de contorno foram demarcadas no RAS Mapper, a CCM foi demarcada a montante da Storage Area da Barragem das Laranjeiras e a CCJ foi demarcada a jusante da 2D Flow Area, próximo ao exutório do Rio Paranhana junto ao Rio do Sinos. O tipo das condições de contorno é definido na aba do editor de “*Unsteady Flow*”, onde para cada uma das linhas de condições de contorno é definido um tipo de condição de contorno. Para a linha de CCM foi definido uma condição de contorno do tipo “*Flow Hydrograph*”, que consiste no hidrograma de cheia gerado para a bacia de contribuição a montante da barragem. Para a linha de CCJ foi definido uma condição de contorno do tipo “*Normal Depth*”, que consiste na profundidade normal, ou seja a profundidade do fluxo em que a inclinação do fundo do canal e da superfície da água é a mesma, e onde a profundidade de água permanece constante ao longo do canal. Para a CCJ foi considerada a profundidade normal como sendo de 0,0001 m/m, conforme apresentado na Figura 32. Esta condição de contorno se manteve igual nos dois cenários de rompimento.

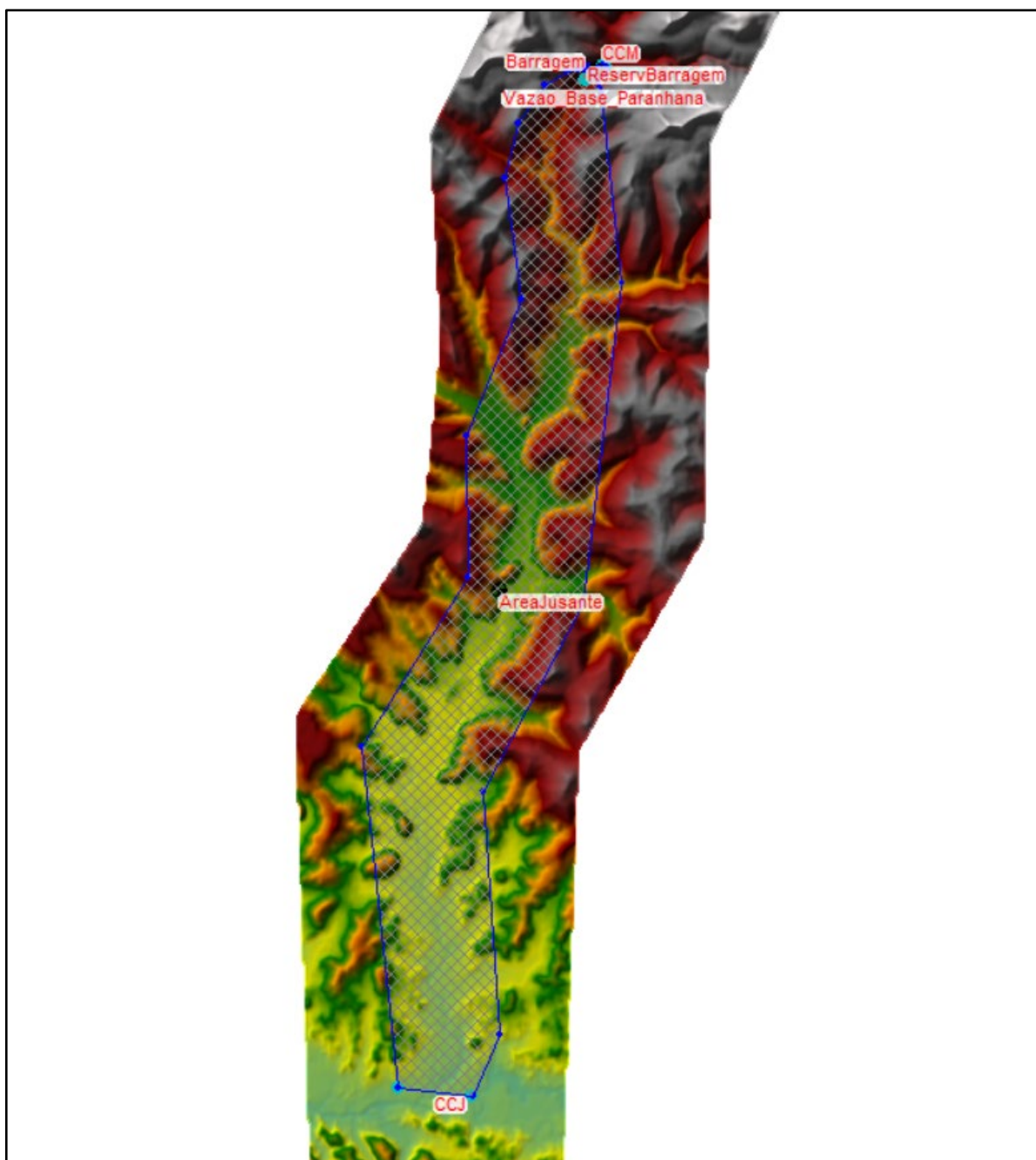
Figura 32: Condição de contorno de jusante do tipo Normal Depth



Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

A Figura 33 apresenta a geometria criada para os dois cenários de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras no editor de geometria do HEC-RAS.

Figura 33: Geometria da simulação de rompimento no HEC-RAS



Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

No editor de geometria do HEC-RAS (Geometry Data), foi editada as configurações da SA/2D Connection da Barragem demarcada anteriormente. Inicialmente definiu-se as conexões da Barragem no Connection Data Editor, para a opção “From” foi selecionada a Storage Area do reservatório da barragem, e na opção “To” foi selecionada a 2D Flow Area da área a jusante a Barragem das Laranjeiras. Ainda no Connection Data Editor foi selecionado o tipo de estrutura da conexão no campo “Structure Type”, onde foi selecionada a opção “Weir, Gates, Culverts, Outlet

RC and Outlet TS”. Na opção “Weir/Embankment”, definiu-se a geometria do barramento. A largura do barramento é definida no campo “Weir Width” onde manteve-se a largura de 7 metros definida anteriormente. A forma da crista da barragem foi definida no campo “Weir Crest Shape”, onde foi selecionada a opção “Broad Crested”, referente a um barramento de crista ampla. O nível da crista da barragem e as suas ombreiras foi definida através da tabela “Embankment Station/Elevation Table”, onde foram utilizados valores de forma a reproduzir o perfil longitudinal da Barragem obtido junto à CEEE. A Figura 34 apresenta as definições de largura, forma de crista e das elevações da crista e ombreiras para o barramento.

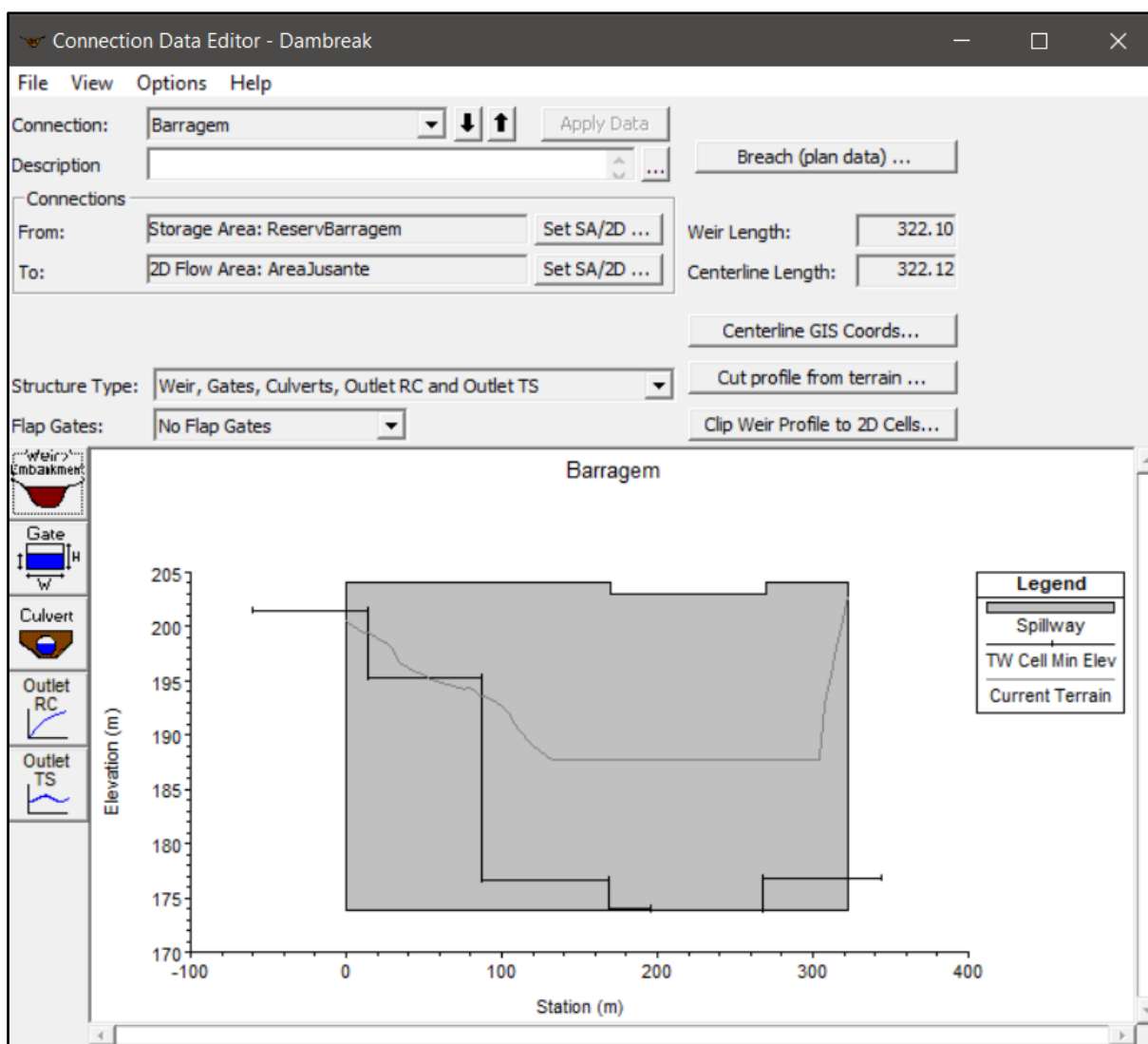
Figura 34: Geometria do barramento da Barragem das Laranjeiras

	Station	Elevation
1	0	204
2	170	204
3	170	203
4	270	203
5	270	204
6	322.1	204
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		

Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

A Figura 35 apresenta a representação do barramento, a escolha das conexões e a definição do tipo de estrutura.

Figura 35: Definições, tipo da estrutura e representação da SA/2D Connection



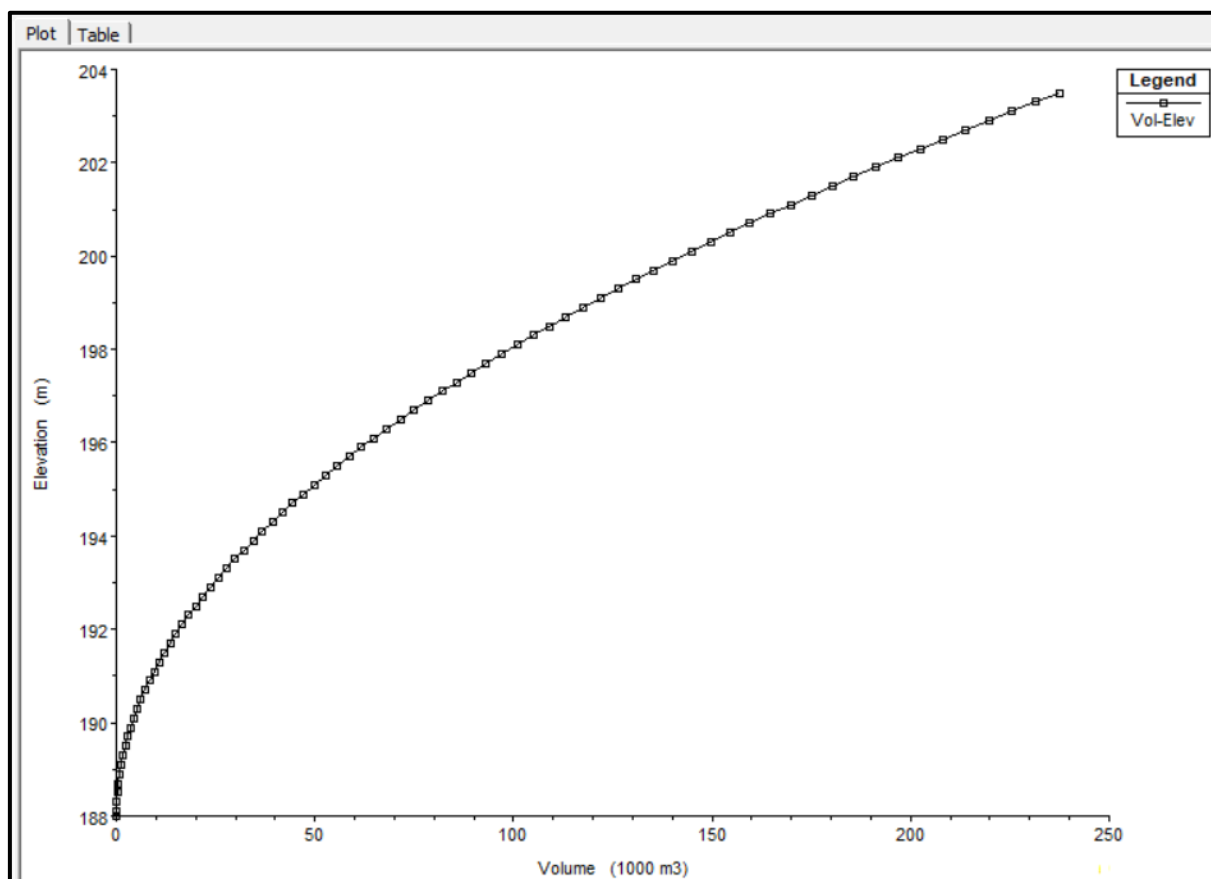
Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

Na Figura 35 está representada a geometria do barramento adicionada no HEC-RAS com sua respectiva legenda. A hachura em cinza, denominada “*Spillway*” representa o vertedouro da barragem, a linha cinza clara, “*Current Terrain*”, representa o perfil do terreno no local da barragem e linha preta, “*TW Cell Min Elev*”, representa o perfil definido a partir da mínima elevação das células a jusante da barragem na 2D Flow Area.

Ainda na aba de edição de geometria do HEC-RAS (Geometry Data), foi editada as configurações da Storage Area. No Storage Area Editor foram adicionados os volumes e as elevações da curva cota volume para o reservatório da Barragem das Laranjeiras na tabela “Elevation Volume Curve”. As informações adicionadas no HEC-RAS para a curva cota volume foram extraídas da curva apresentada anteriormente

na Figura 27, que foi obtida a partir de questões simplificadoras conforme apresentado na metodologia. A Figura 36 apresenta o gráfico gerado para a Curva Cota-Volume gerado no HEC-RAS para os valores adicionados no Storage Area Editor.

Figura 36: Curva Cota-Volume gerado no Storage Area Editor do HEC-RAS



Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

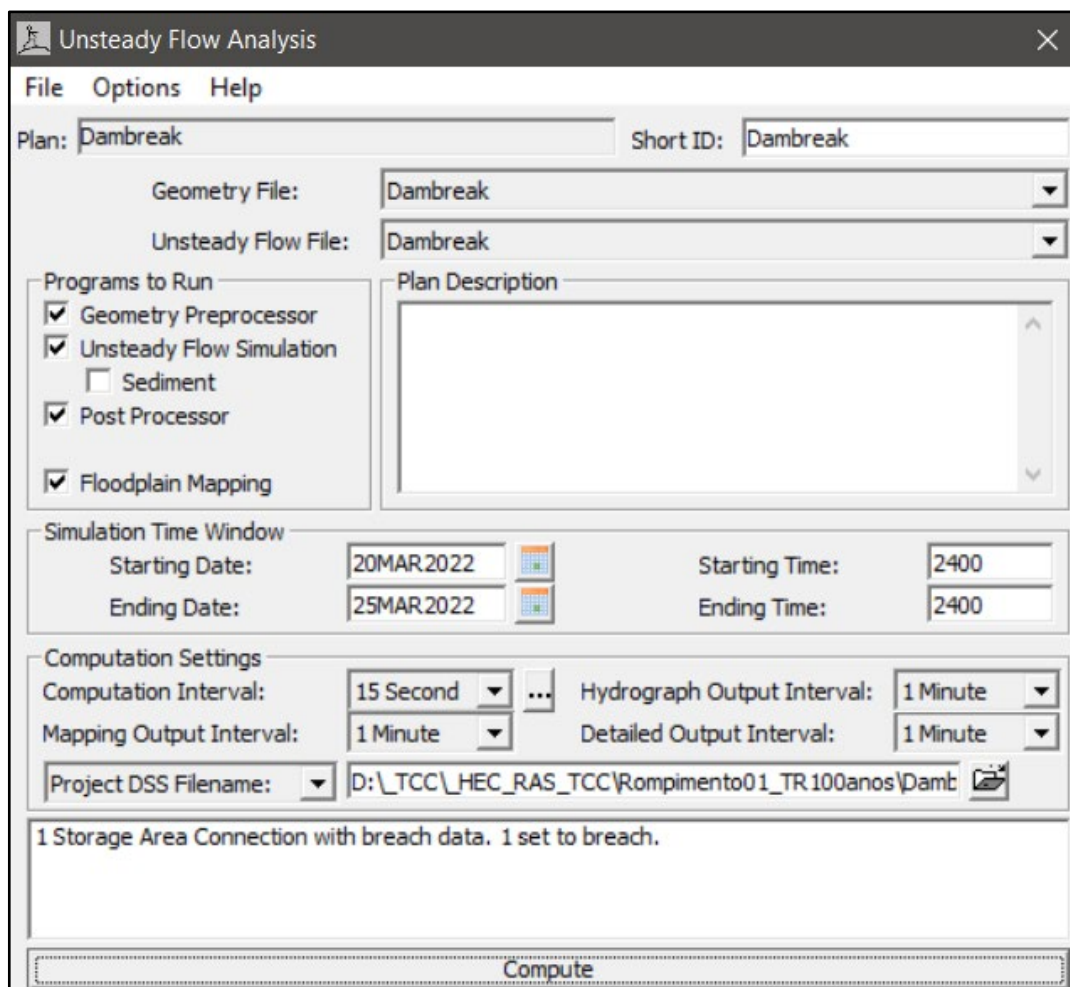
Para ambos cenários de rompimento adotou-se uma vazão de pré-aquecimento do Rio Paranhana, adicionada através de uma Boundary Condition Line a jusante da barragem. Nessa Boundary Condition Line foi adicionado um hidrograma com vazão constante de $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$, com intervalo de 15 minutos e com duração de 120 horas, que corresponde ao tempo de simulação utilizado nos dois cenários de rompimento.

Para cada um dos cenários de simulação foram definidos diferentes planos de rompimentos e utilizados diferentes hidrogramas para a condição de contorno de montante (CCM).

Na janela Simulation Time Window foi definida o tempo de simulação para os dois cenários de rompimento como sendo de 120 horas, de forma que o tempo do hidrograma da CCM e o tempo de simulação tenham a mesma duração. Quanto às

definições de computação (Computation Settings) foram definidas o intervalo de computação de 15 segundos, o intervalo de saída de mapeamento e do hidrograma de 1 minuto. A Figura 37 apresenta os parâmetros adotados no HEC-RAS para análise hidrodinâmica do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras para ambos os cenários de rompimento.

Figura 37: Parâmetros de análise hidrodinâmica adotados para as simulações



Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

Quanto as definições do Fluxo 2D para o conjunto de equações utilizadas foi selecionada a opção SWE-ELM (original/faster). A Figura 38 apresenta as definições de Fluxo 2D que foram adotadas para ambos os cenários de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

Figura 38: Parâmetros de Fluxo 2D adotados para as simulações de rompimento

HEC-RAS Unsteady Computation Options and Tolerances		
General 2D Flow Options 1D/2D Options Advanced Time Step Control 1D Mixed Flow Options		
<input type="checkbox"/> Use Coriolis Effects (not used with Diffusion Wave equation)		
Parameter	(Default)	AreaJusante
1 Theta (0.6-1.0)	0.6	0.6
2 Theta Warmup (0.6-1.0)	1	1
3 Water Surface Tolerance [max=0.06](m)	0.003	0.003
4 Volume Tolerance (m)	0.003	0.003
5 Maximum Iterations	20	20
6 Equation Set	SWE-ELM (original/faster)	SWE-ELM (original/faster)
7 Initial Conditions Time (hrs)		
8 Initial Conditions Ramp Up Fraction (0-1)	0.1	0.1
9 Number of Time Slices (Integer Value)	1	1
10 Turbulence Model	None	None
11 Longitudinal Mixing Coefficient	0.3	0.3
12 Transverse Mixing Coefficient	0.1	0.1
13 Smagorinsky Coefficient	0.05	0.05
14 Boundary Condition Volume Check	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
15 Latitude for Coriolis (-90 to 90)		
16 Solver Cores	All Available	All Available
17 Matrix Solver	PARDISO (Direct)	PARDISO (Direct)
18 Convergence Tolerance		
19 Minimum Iterations	0	0
20 Maximum Iterations	0	0
21 Restart Iteration	10	10
22 Relaxation Factor	1.3	1.3
23 SOR Preconditioner Iterations	10	10

Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

Para a geometria da barragem, as definições da SA/2D Connection, Storage Area, curva cota volume do reservatório, condição de contorno de jusante (CCJ) e definições de Fluxo 2D mantiveram-se as mesmas para ambos os cenários de rompimento.

4.2.1 Simulação hidrodinâmica para o cenário de rompimento 01

O cenário de rompimento 01, é o cenário de rompimento mais provável, com uma vazão afluente associada à uma cheia associada com um tempo de recorrência de 100 anos.

Para o cenário de rompimento 01, a condição de contorno de montante consiste em um hidrograma adaptado do hidrograma de cheia da bacia a montante da Barragem das Laranjeiras associado a um tempo de retorno de 100 anos. O hidrograma utilizado como CCM possui 120 horas de duração, com os intervalos de simulação de 15 minutos. As primeiras 96 horas do hidrograma da CCM não possui vazão, de forma que o hidrograma da Boundary Condition Line a jusante da barragem

possa pré-aquecer a simulação, com a introdução de uma vazão constante no Rio Paranhana. Entre 96 e 101 horas de simulação o hidrograma apresenta as vazões do hidrograma de cheia da associada a um tempo de recorrência de 100 anos, conforme apresentado no Gráfico 9. Entre 101 e 120 horas, o hidrograma da CCM volta a não possuir vazões. A Figura 39 apresenta as definições do hidrograma de condição de contorno de montante da Barragem das Laranjeiras para o cenário de rompimento 01.

Figura 39: Definições do hidrograma de CCM para o cenário de rompimento 01.

Flow Hydrograph

SA: ReservBarragem BCLine: CCM

Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:

Path:

Enter Table Data time interval: 15 Minute

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: 20MAR2022 Time: 2400

Fixed Start Time: Date: 25MAR2022 Time: 2400

No. Ordinates Interpolate Missing Values Del Row Ins Row

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time (hours)	Flow (m3/s)
386	25Mar2022 0015	96:15:00	0
387	25Mar2022 0030	96:30:00	0
388	25Mar2022 0045	97:45:00	6.59
389	25Mar2022 0100	97:00:00	55.11
390	25Mar2022 0115	97:15:00	165.58
391	25Mar2022 0130	97:30:00	306.21
392	25Mar2022 0145	98:45:00	461.07
393	25Mar2022 0200	98:00:00	562.35
394	25Mar2022 0215	98:15:00	596.52
395	25Mar2022 0230	98:30:00	576.61
396	25Mar2022 0245	99:45:00	521.35
397	25Mar2022 0300	99:00:00	440.66
398	25Mar2022 0315	99:15:00	335.7
399	25Mar2022 0330	99:30:00	224.23
400	25Mar2022 0345	100:45:00	136.35
401	25Mar2022 0400	100:00:00	77.15
402	25Mar2022 0415	100:15:00	40.8
403	25Mar2022 0430	101:30:00	17.74
404	25Mar2022 0445	101:45:00	5.33
405	25Mar2022 0500	101:00:00	1.01
406	25Mar2022 0515	101:15:00	0
407	25Mar2022 0530	102:30:00	0

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow: Multiplier: EG Slope for distributing flow along BC Line: 0.0005 TW Check

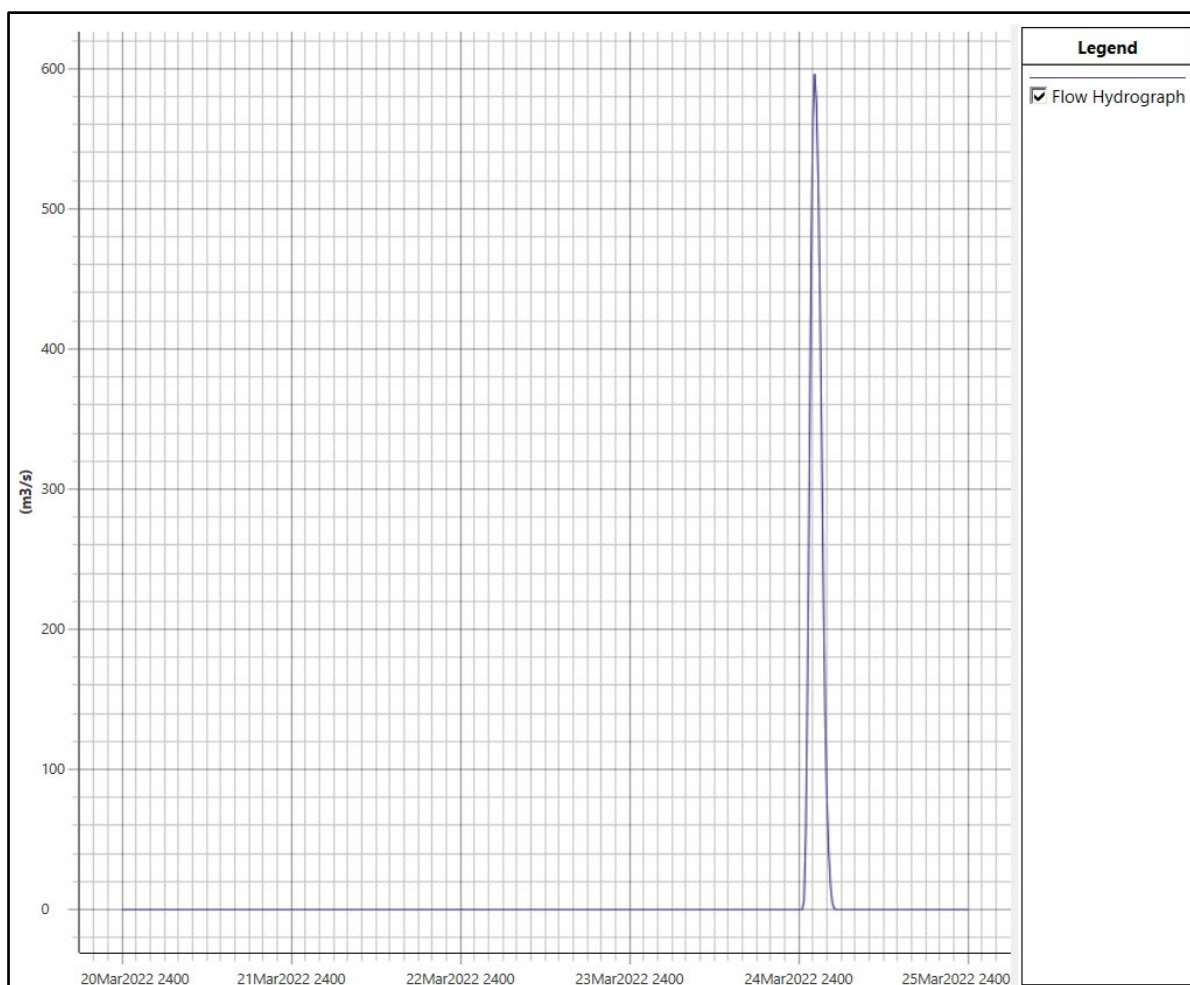
Plot Data OK Cancel

Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

Para a propagação do hidrograma ao longo da linha de condição de contorno foi adotado um EG Slope de 0,0005.

A Figura 40 apresenta o hidrograma de condição de contorno para o cenário de rompimento 01 gerado no HEC-RAS.

Figura 40: Hidrograma da condição de contorno de montante para o cenário 01

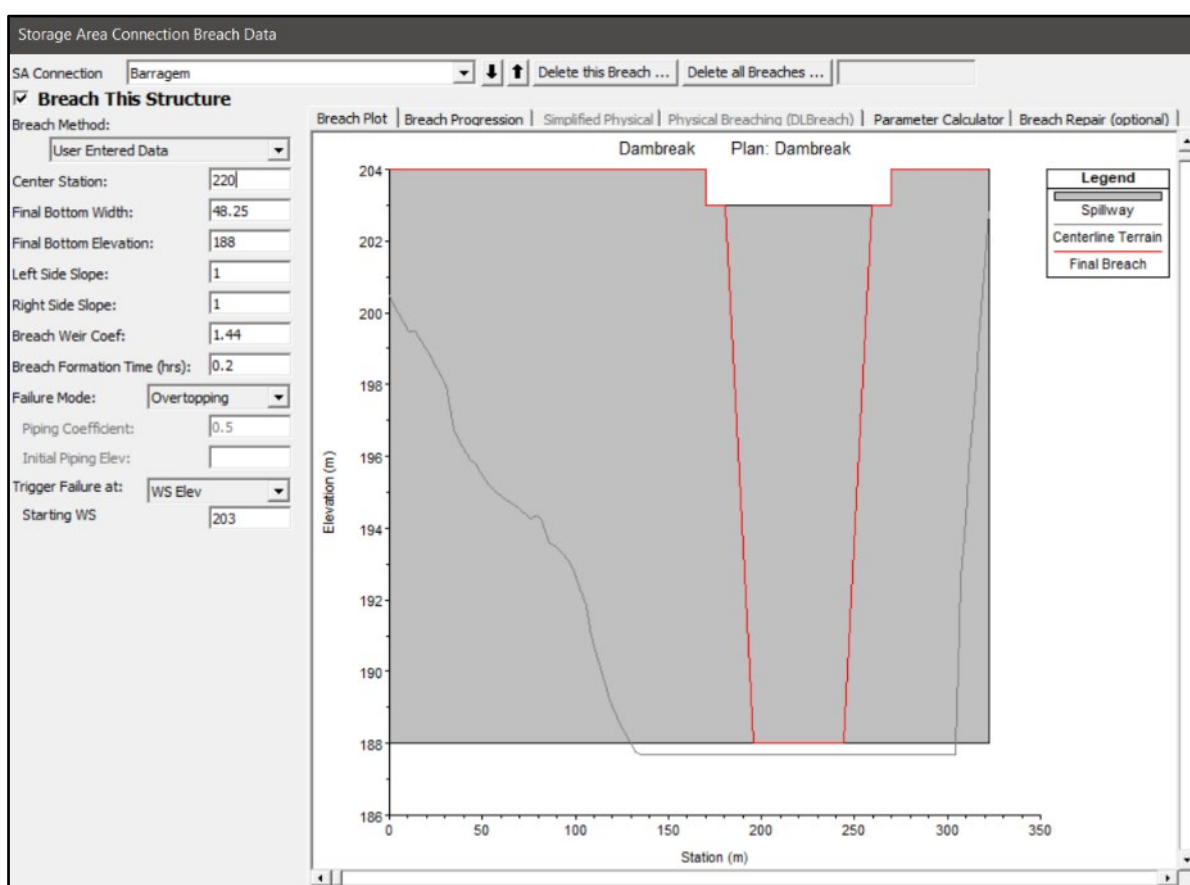


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

Com a geometria definida e as condições de contorno de inseridas foram definidas as informações referentes ao plano de rompimento para o cenário 01 seguindo as informações apresentadas na Tabela 6. Para o cenário de rompimento 01 foi considerada uma largura final da base da brecha (Final Bottom Width) de 48,25 metros, com cota final da base da brecha (Final Bottom Elevation) em 188 metros, inclinação lateral na esquerda e na direita da brecha (Left Side Slope e Right Side Solpe) de 1, que corresponde a uma inclinação de 45°, o tempo de formação da brecha (Breach Formation Time) de 0,2 horas, o tipo de falha (Failure Mode) escolhido foi

overtopping, o gatilho de rompimento (Trigger Failure) é o nível da superfície da água (WS Elevation) e o rompimento iniciando quando o nível da superfície da água (Starting WS) atingir 203 metros, ou seja quando o nível da água atingir a cota da crista da barragem. A Figura 41 apresenta as definições realizadas para o plano de rompimento do cenário 01 no HEC-RAS, onde a linha vermelha representa a forma final da brecha para as definições adotadas.

Figura 41: Plano de rompimento hipotético para o cenário 01



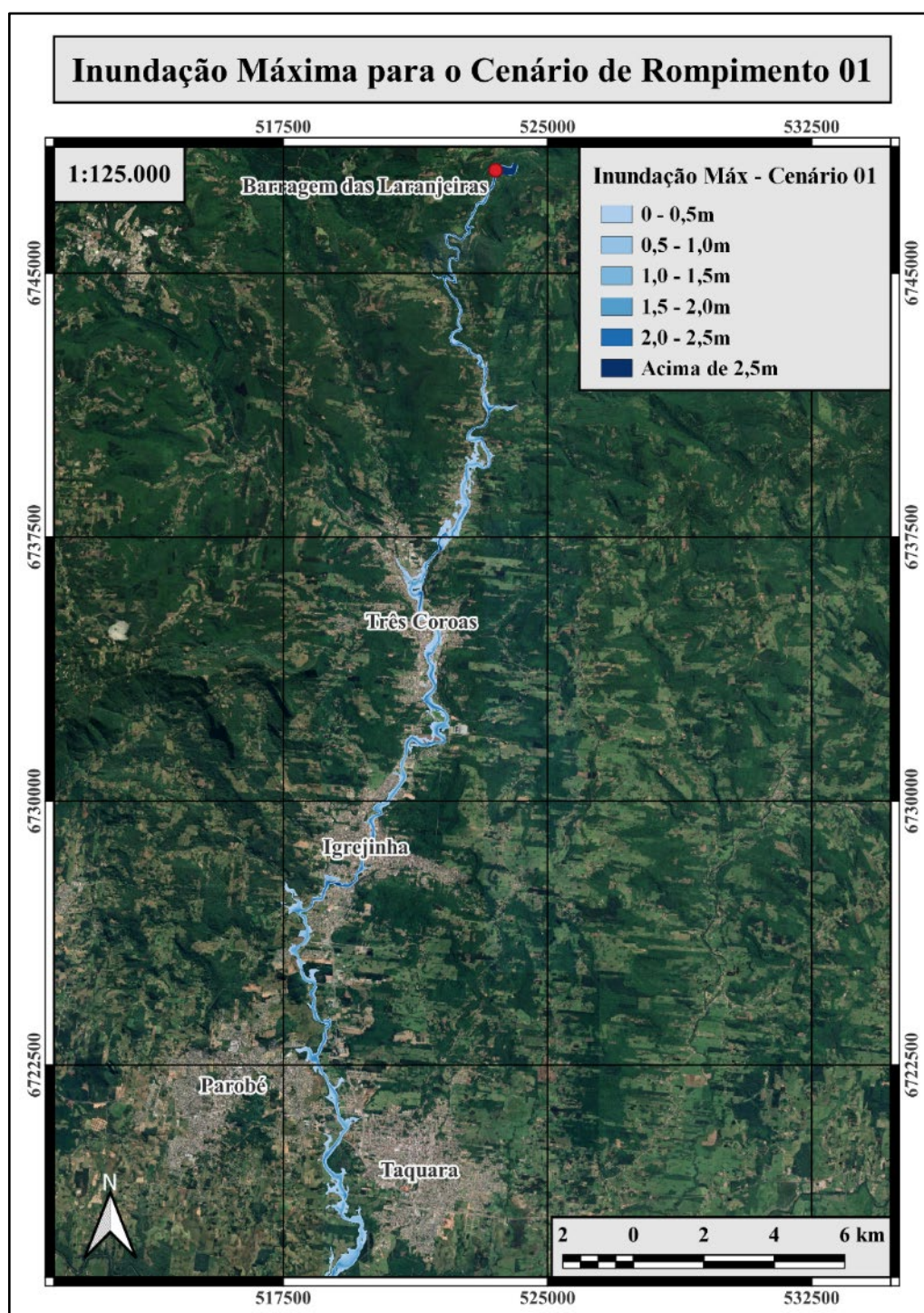
Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

Com as definições de formação da brecha no plano de rompimento para o cenário 01 realizadas, foram escolhidos os parâmetros para a análise hidrodinâmica 2D e de Fluxo 2D, conforme apresentado anteriormente na Figura 37 e Figura 38. A janela de simulação adotada foi de 120 horas e o intervalo de computação da simulação de 15 segundos. Para o Fluxo 2D foi definido o conjunto de equações utilizados as equações SWE-ELM (original/faster).

Após a definição das opções de fluxo 2D e do plano de rompimento foi realizada a simulação para o cenário 01, ao final da simulação foi possível verificar os resultados

gerados para a elevação do nível da água, a inundação máxima e as velocidades do fluxo do escoamento para o rompimento hipotético no cenário 01. A Figura 42 apresenta o resultado da inundação máxima da simulação hidrodinâmica 2D para o cenário de rompimento 01 da Barragem das Laranjeiras.

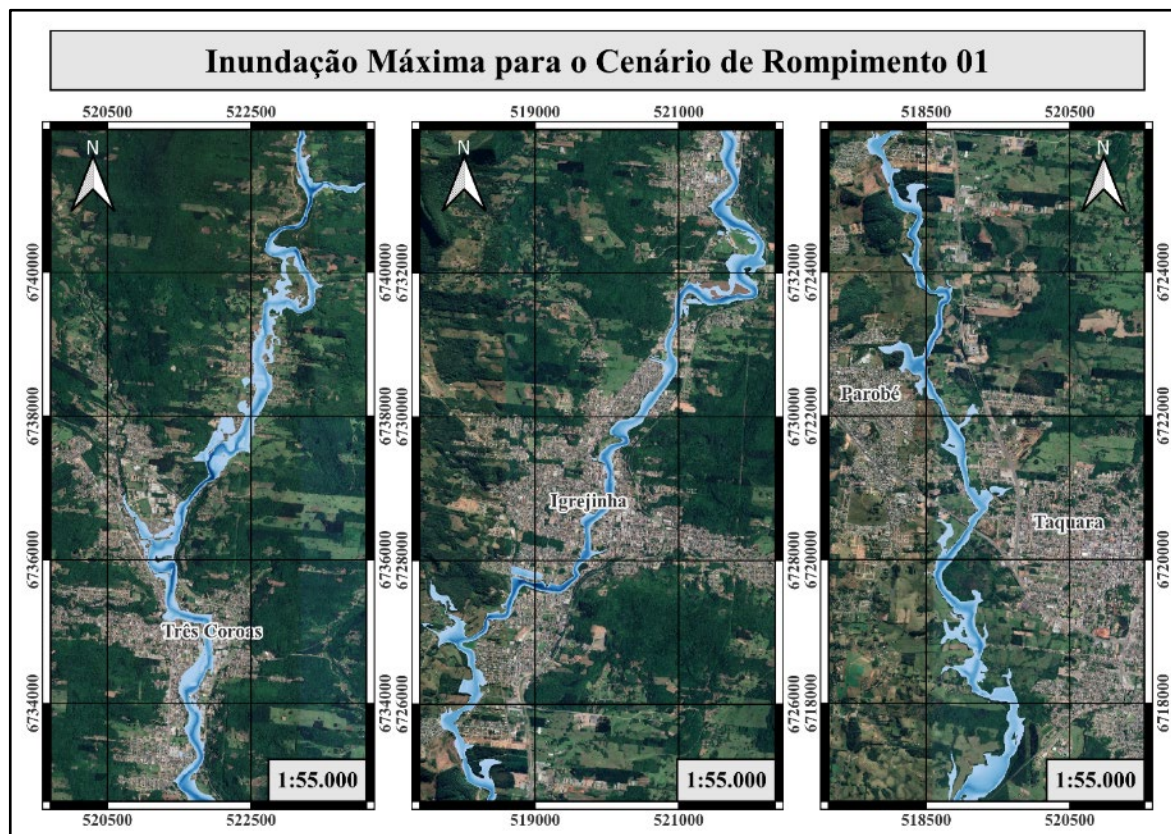
Figura 42: Inundação máxima gerada pelo rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 43 apresenta a inundação máxima do cenário de rompimento 01 para as áreas urbanas dos municípios a jusante da Barragem das Laranjeiras.

Figura 43: Inundação máxima para o cenário 01 nas áreas urbanas a jusante



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

4.2.2 Simulação hidrodinâmica para o cenário de rompimento 02

O cenário de rompimento 02, é o cenário de rompimento extremo, com rompimento ocorrendo quando o nível da água atinge 0,15 metros acima do nível da crista da barragem, referente a uma vazão afluyente associada a uma cheia com um tempo de recorrência de 10.000 anos.

Para o cenário de rompimento 02, a condição de contorno de montante consiste em um hidrograma adaptado do hidrograma de cheia da bacia a montante da Barragem das Laranjeiras associado a um tempo de retorno de 10.000 anos. O hidrograma utilizado como CCM possui 120 horas de duração, com os intervalos de simulação de 15 minutos. As primeiras 96 horas do hidrograma da CCM não possui vazão, de forma que o hidrograma da Boundary Condition Line a jusante da barragem possa pré-aquecer a simulação, com a introdução de uma vazão constante no Rio

Paranhana. Entre 96 e 101 horas de simulação o hidrograma apresenta as vazões do hidrograma de cheia da associada a um tempo de recorrência de 10.000 anos, conforme apresentado no Gráfico 11. Entre 101 e 120 horas, o hidrograma da CCM volta a não possuir vazões. A Figura 43 apresenta as definições do hidrograma de condição de contorno de montante da Barragem das Laranjeiras para o cenário de rompimento 02.

Figura 44: Definições do hidrograma da CCM para o cenário de rompimento 02.

Flow Hydrograph

SA: ReservBarragem BCLine: CCM

Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:

Path:

Enter Table Data time interval: 15 Minute

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: 20MAR2022 Time: 2400

Fixed Start Time: Date: 25MAR2022 Time: 2400

No. Ordinates Interpolate Missing Values Del Row Ins Row

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time (hours)	Flow (m3/s)
385	24Mar2022 2400	96:00:00	0
386	25Mar2022 0015	96:15:00	0
387	25Mar2022 0030	96:30:00	5.71
388	25Mar2022 0045	97:45:00	64.77
389	25Mar2022 0100	97:00:00	282.92
390	25Mar2022 0115	97:15:00	701.69
391	25Mar2022 0130	97:30:00	1198.91
392	25Mar2022 0145	98:45:00	1684.66
393	25Mar2022 0200	98:00:00	1949.65
394	25Mar2022 0215	98:15:00	1985.69
395	25Mar2022 0230	98:30:00	1856.09
396	25Mar2022 0245	99:45:00	1630.02
397	25Mar2022 0300	99:00:00	1336.45
398	25Mar2022 0315	99:15:00	982.02
399	25Mar2022 0330	99:30:00	630.94
400	25Mar2022 0345	100:45:00	369.62
401	25Mar2022 0400	100:00:00	203.74
402	25Mar2022 0415	100:15:00	106.86
403	25Mar2022 0430	101:30:00	46.23
404	25Mar2022 0445	101:45:00	13.88
405	25Mar2022 0500	101:00:00	2.63
406	25Mar2022 0515	101:15:00	0

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow: Multiplier: EG Slope for distributing flow along BC Line: 0.0005 TW Check

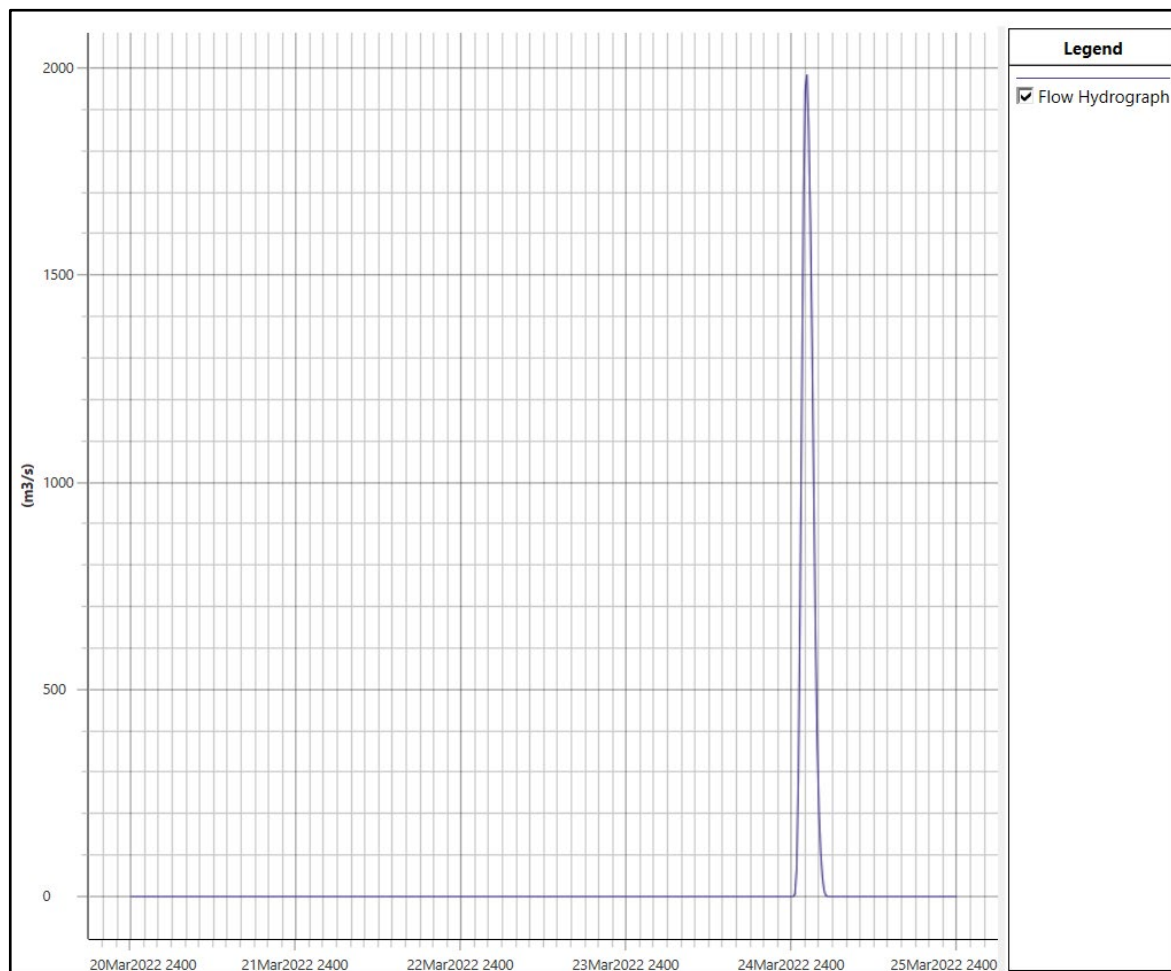
Plot Data OK Cancel

Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

Para a propagação do hidrograma ao longo da linha de condição de contorno foi adotado um EG Slope de 0,0005.

A Figura 45 apresenta o hidrograma de condição de contorno durante o tempo de simulação para o cenário de rompimento 02 gerado pelo HEC-RAS.

Figura 45: Hidrograma da condição de contorno de montante para o cenário 02

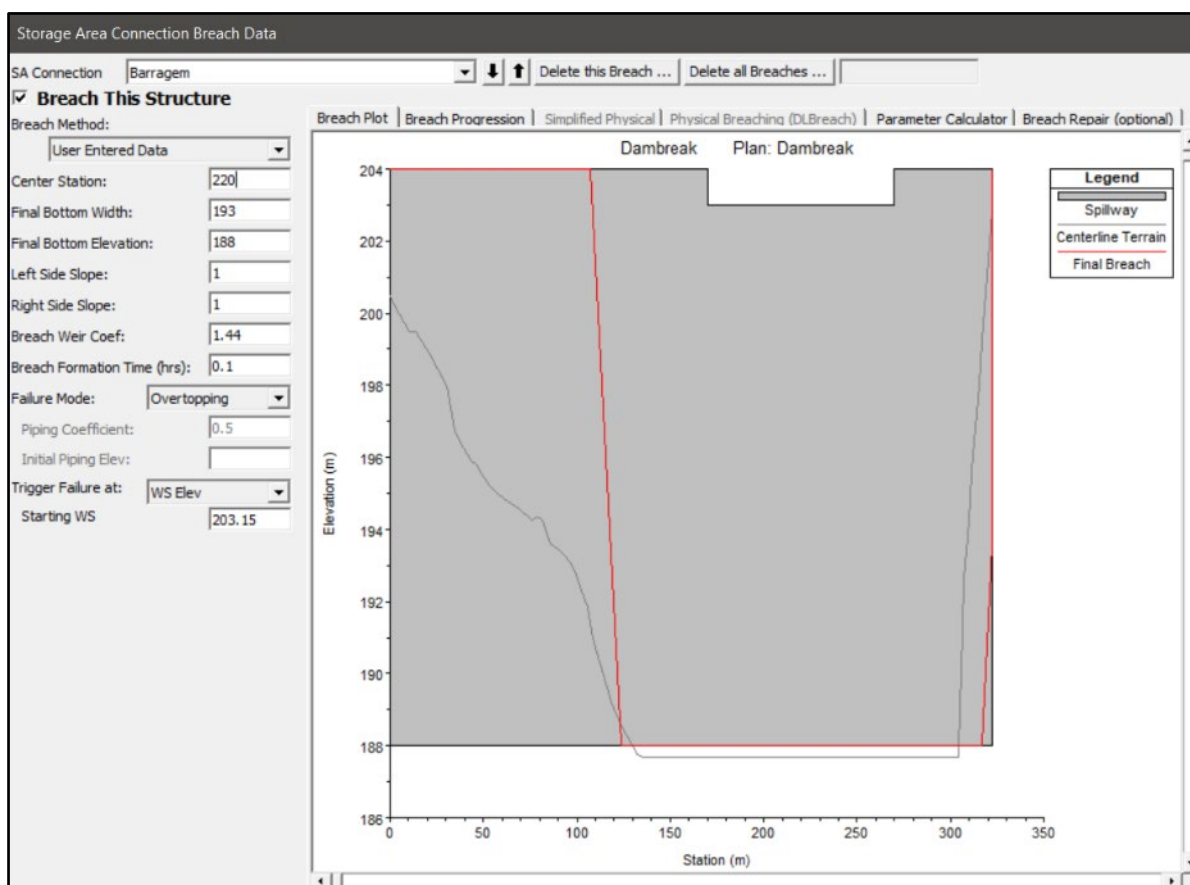


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

Com a geometria definida e as condições de contorno de inseridas foram definidas as informações referentes ao plano de rompimento para o cenário 02 seguindo as informações apresentadas na Tabela 7. Para o cenário de rompimento 02 foi considerada uma largura final da base da brecha (Final Bottom Width) de 193 metros, com cota final da base da brecha (Final Bottom Elevation) em 188 metros, inclinação lateral na esquerda e na direita da brecha (Left Side Slope e Right Side Solpe) de 1, que corresponde a uma inclinação de 45°, o tempo de formação da brecha (Breach Formation Time) de 0,1 horas, o tipo de falha (Failure Mode) escolhido foi overtopping, o gatilho de rompimento (Trigger Failure) é o nível da superfície da água (WS Elevation) e o rompimento iniciando quando o nível da superfície da água (Starting WS) atingir 203,15 metros, ou seja, quando o nível da água atingir 0,15

metros acima cota da crista da barragem. A Figura 46 apresenta as definições realizadas para o plano de rompimento do cenário 02 no HEC-RAS, onde a linha vermelha representa a forma final da brecha para as definições adotadas.

Figura 46: Plano de rompimento hipotético para o cenário 02



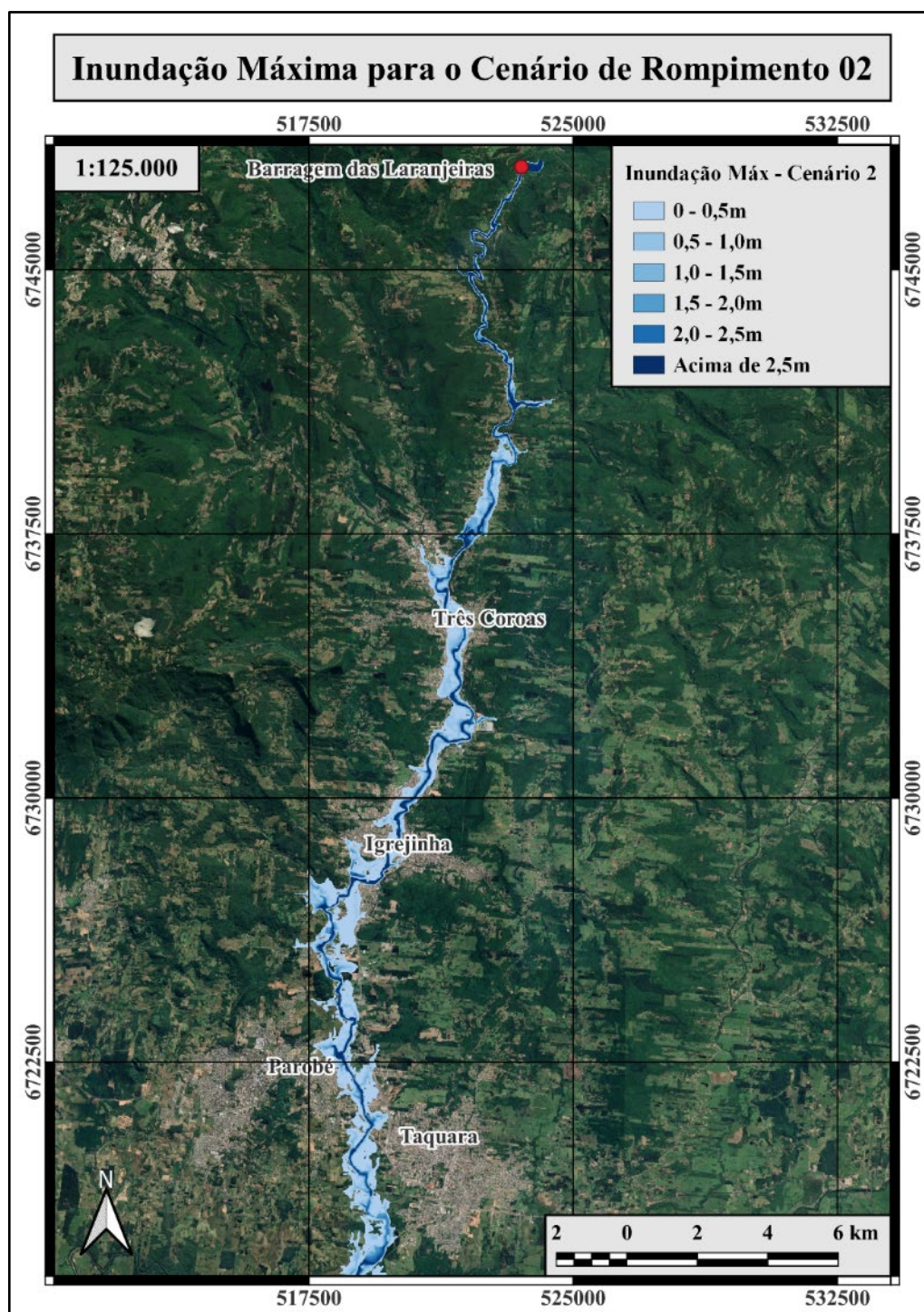
Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

Com as definições de formação da brecha no plano de rompimento para o cenário 01 realizadas, foram escolhidos os parâmetros para a análise hidrodinâmica 2D e de Fluxo 2D, conforme apresentado anteriormente na Figura 37 e Figura 38. A janela de simulação adotada foi de 120 horas e o intervalo de computação da simulação de 15 segundos. Para o Fluxo 2D foi definido o conjunto de equações utilizados as equações SWE-ELM (original/faster).

Após a definição das opções de fluxo 2D e do plano de rompimento foi realizada a simulação para o cenário 02, e ao final da simulação foi possível verificar os resultados gerados para a elevação do nível da água, a inundação máxima e as velocidades do fluxo do escoamento para o rompimento hipotético para o cenário 02.

A Figura 47 apresenta o resultado da inundação máxima da simulação hidrodinâmica 2D para o cenário de rompimento 02 da Barragem das Laranjeiras.

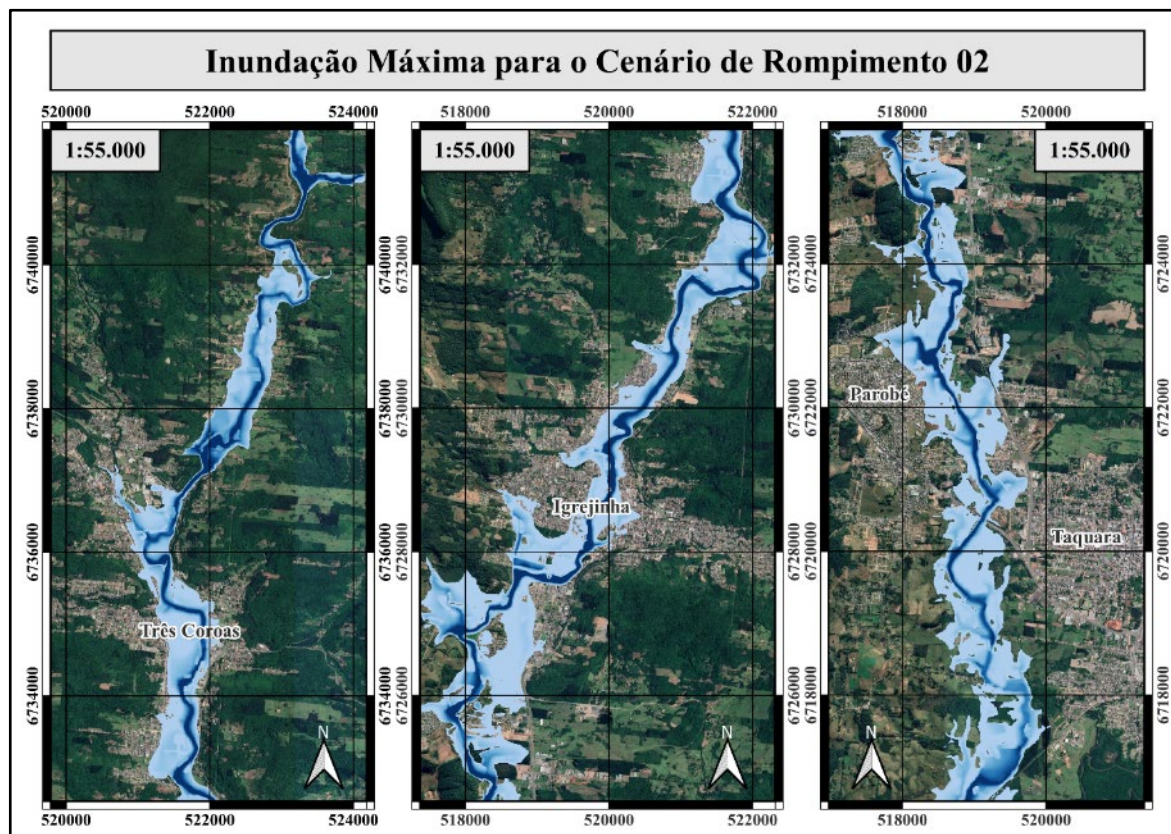
Figura 47: Inundação máxima gerada pelo rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 48 apresenta a inundação máxima do cenário de rompimento 02 para as áreas urbanas dos municípios a jusante da Barragem das Laranjeiras.

Figura 48: Inundação máxima para o cenário 02 nas áreas urbanas a jusante



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

4.3 HIDROGRAMA DE ROPIMENTO DA BARRAGEM DAS LARANJEIRAS

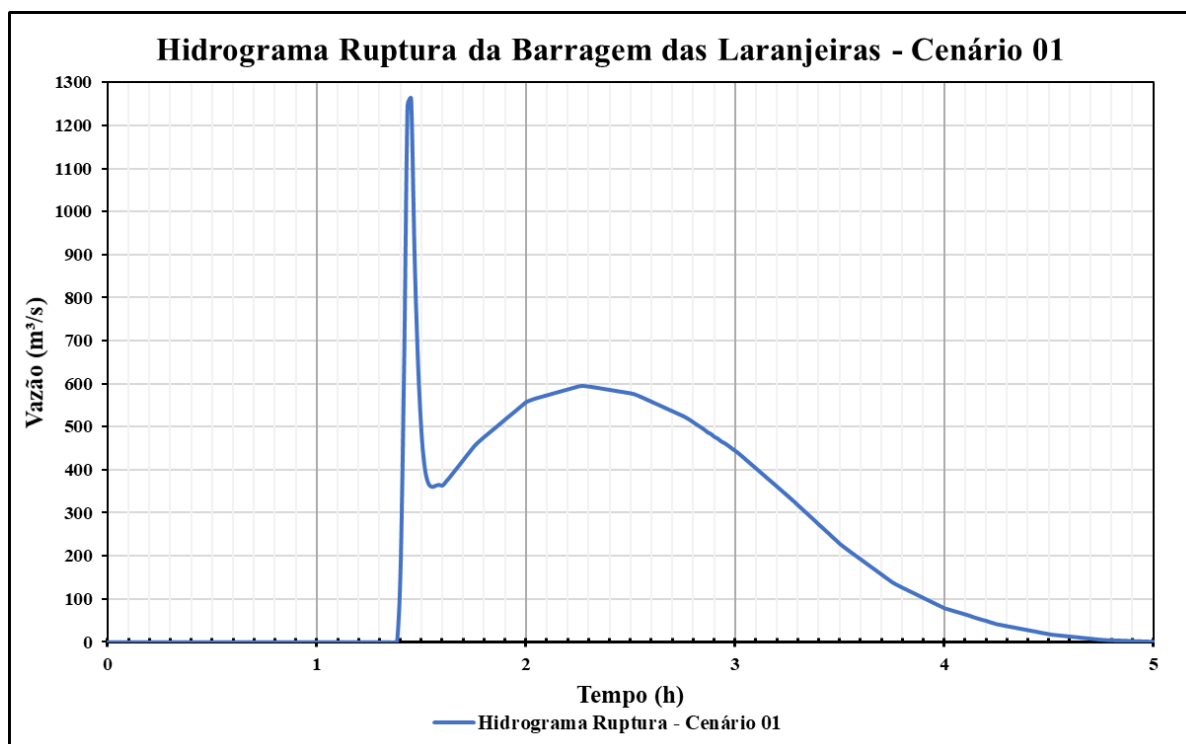
A partir da modelagem hidrológica e da simulação hidrodinâmica para os dois cenários de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras   possível extrair do HEC-RAS o hidrograma de rompimento da barragem para cada um dos cenários estudados.

A simulação realizada no HEC-RAS possui um total de 120 horas de simulação, sendo os primeiros quatro dias, ou 96 horas de simulação, usadas para a computa o de uma vazão base no Rio Paranhana. S  a partir de 96 horas de simulação que ocorre a propagação do hidrograma a montante ao reservatório referente a modelagem hidrológica. Dessa forma os hidrogramas apresentados para cada um dos cenários de rompimento são referentes apenas 5 horas de simulação, onde ocorre a propagação da onda de cheia do rompimento da Barragem das Laranjeiras.

4.3.1 Hidrograma de rompimento para o Cenário 01

A Figura 49 apresenta o hidrograma de rompimento da Barragem das Laranjeiras para o Cenário 01, relativo a uma vazão afluente de cheia associada a um tempo recorrência de 100 anos.

Figura 49: Hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no cenário 01



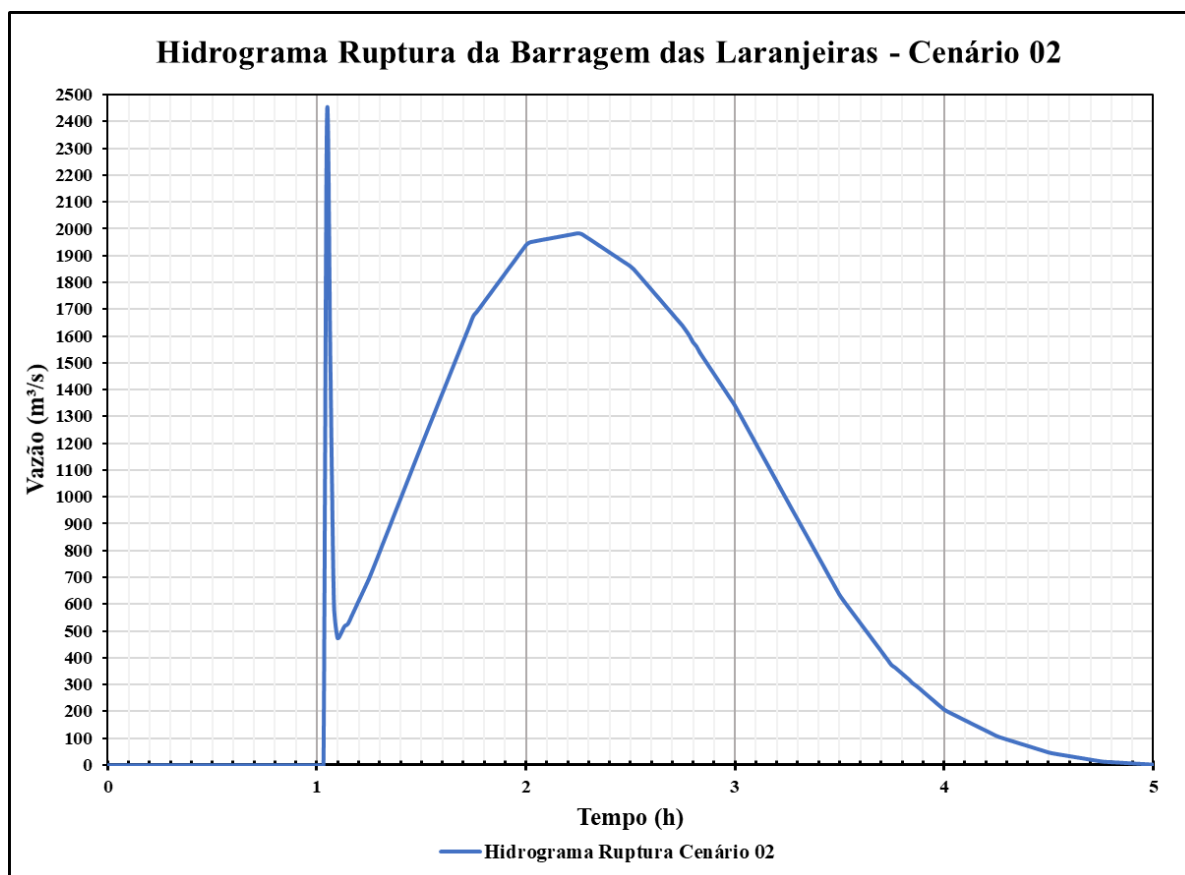
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, o rompimento da Barragem das Laranjeiras ocorre com 1 hora e 23 minutos de propagação do hidrograma a montante do reservatório. A vazão de pico do hidrograma de rompimento foi de 1.263,19 m³/s e é atingida com 1 hora e 27 minutos. O segundo pico atingido pelo o hidrograma de rompimento no Cenário 01 possui uma vazão de 595,28 m³/s e ocorre com 2 horas e 16 minutos.

4.3.2 Hidrograma de rompimento para o Cenário 02

A Figura 50 apresenta o hidrograma de rompimento da Barragem das Laranjeiras para o Cenário 02, relativo a uma vazão afluente de cheia associada a um tempo recorrência de 10.000 anos, em que no instante inicial de rompimento o nível de água está 15 cm acima da crista da barragem.

Figura 50: Hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no cenário 02



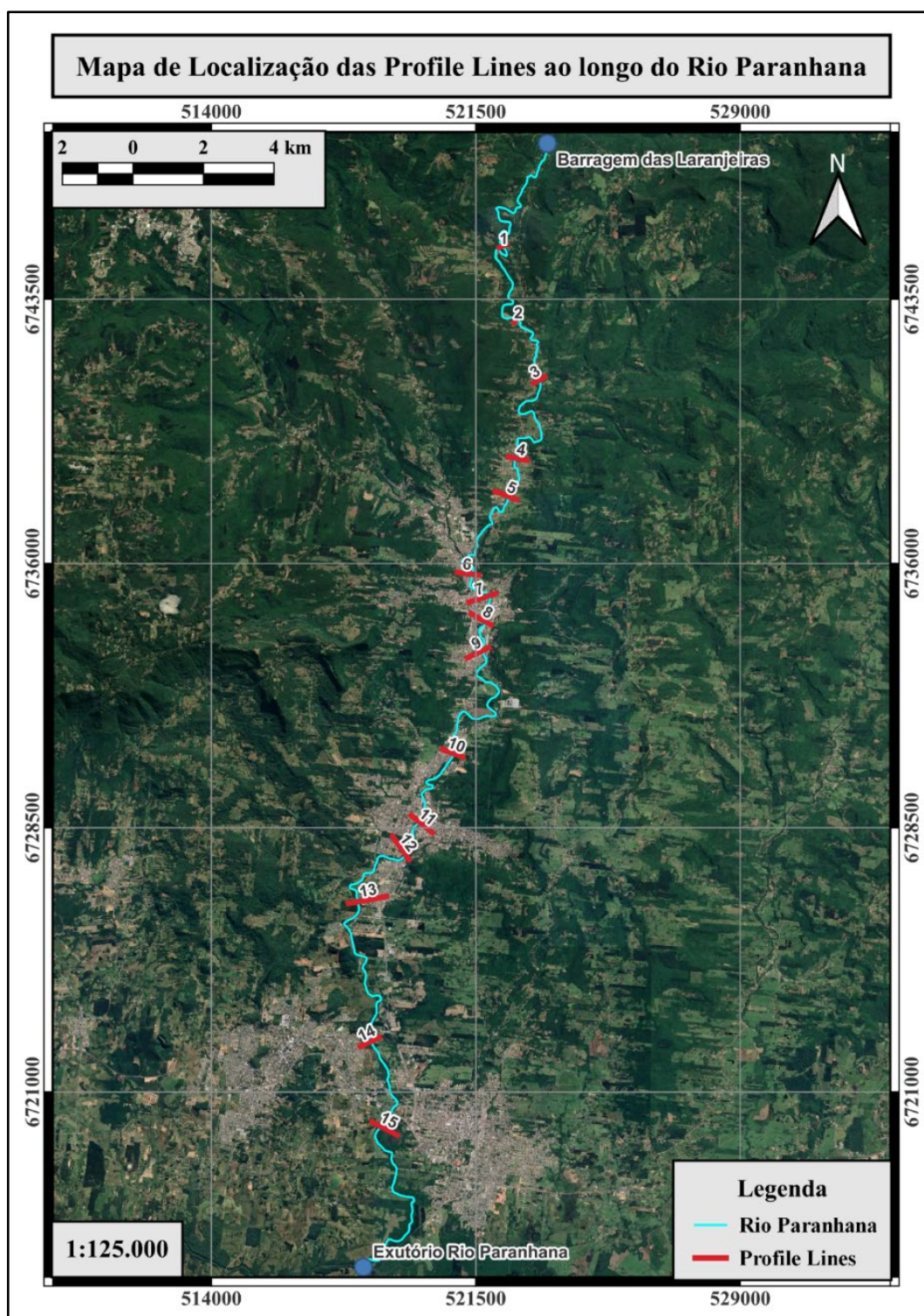
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, o rompimento da Barragem das Laranjeiras ocorre com 1 hora e 03 minutos de propagação do hidrograma a montante do reservatório. A vazão de pico do hidrograma, de 2.411,73 m³/s, é atingida no momento de ruptura devido aos parâmetros de formação da brecha adotados, já que em um evento dessa magnitude a formação da brecha é muito rápida e a ruptura do barramento é praticamente instantânea. O segundo pico atingido pelo o hidrograma de rompimento do Cenário 02 possui uma vazão de 1.984,14 m³/s e ocorre com 2 horas e 15 minutos.

4.4 PASSAGEM DA ONDA DE CHEIA

Para a verificação da passagem da onda de cheia proveniente do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras foram traçadas 15 Profile Lines no HEC-RAS para a plotagem dos resultados de vazão nestas seções. A Figura 51 apresenta a localização das Profile Lines ao longo do Rio do Paranhana traçadas para a apresentação dos resultados nos dois cenários de rompimento.

Figura 51: Localização das seções de extração de resultados



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

As Profile Lines foram traçadas a partir de pontos de interesses para a obtenção dos resultados da passagem da onda de cheia e sem a determinação de um espaçamento padrão. Nas áreas urbanas foram traçadas uma maior quantidade de Profile Lines pelo fato de estar associado a estas áreas um maior potencial de danos

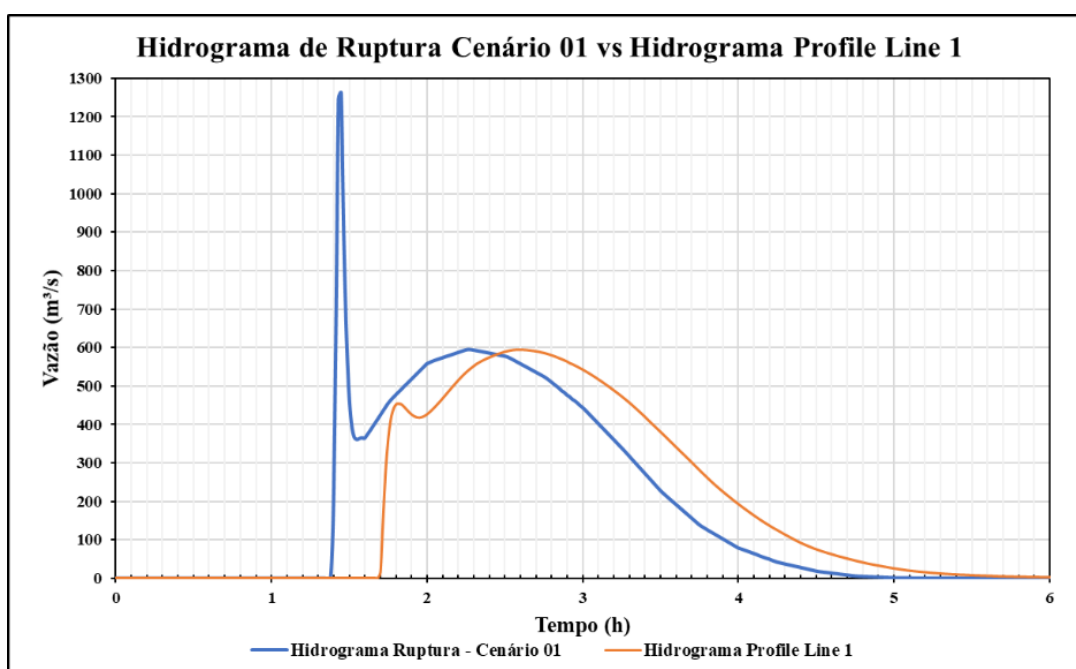
e edificações atingidas pelo rompimento da barragem. Já nas áreas mais afastadas das áreas urbanas, as Profile Lines foram traçadas em regiões com a possibilidade de as edificações existentes serem atingidas pela inundação gerada pelo rompimento.

4.4.1 Resultados das Profile Lines para o Cenário 01

4.4.1.1 Seção 1 – Cenário 01

A Figura 52 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 01.

Figura 52: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 1

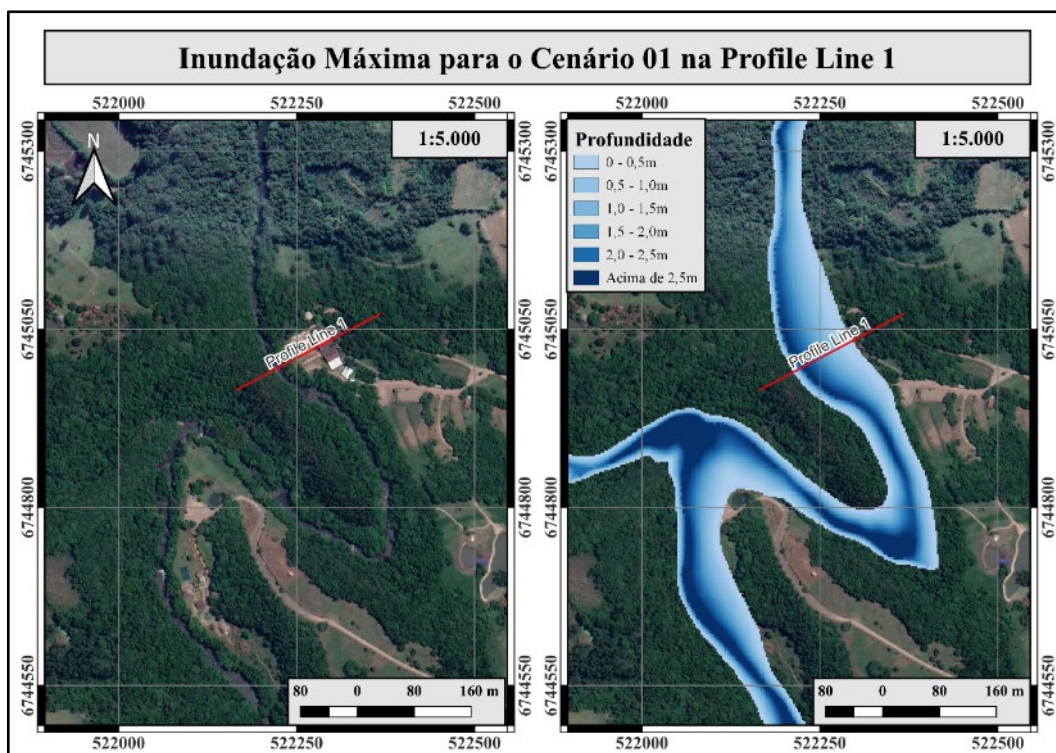


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 1 com 1 hora e 41 minutos, ou seja, 18 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 1 foi de 593,51 m³/s e é alcançada com 2 horas e 36 minutos, ou 1 hora e 13 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 1 está localizada a cerca de 4,8 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 53 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 1 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

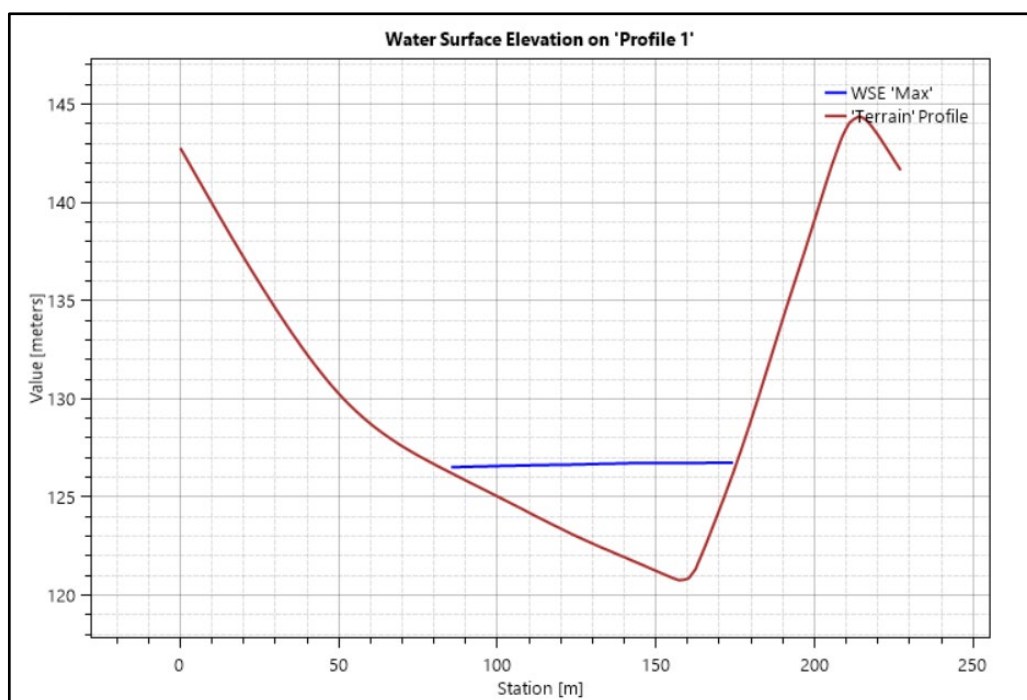
Figura 53: Inundação máxima na Profile Line 1 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 54 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 1 para o cenário de rompimento 01.

Figura 54: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 1 no cenário 01

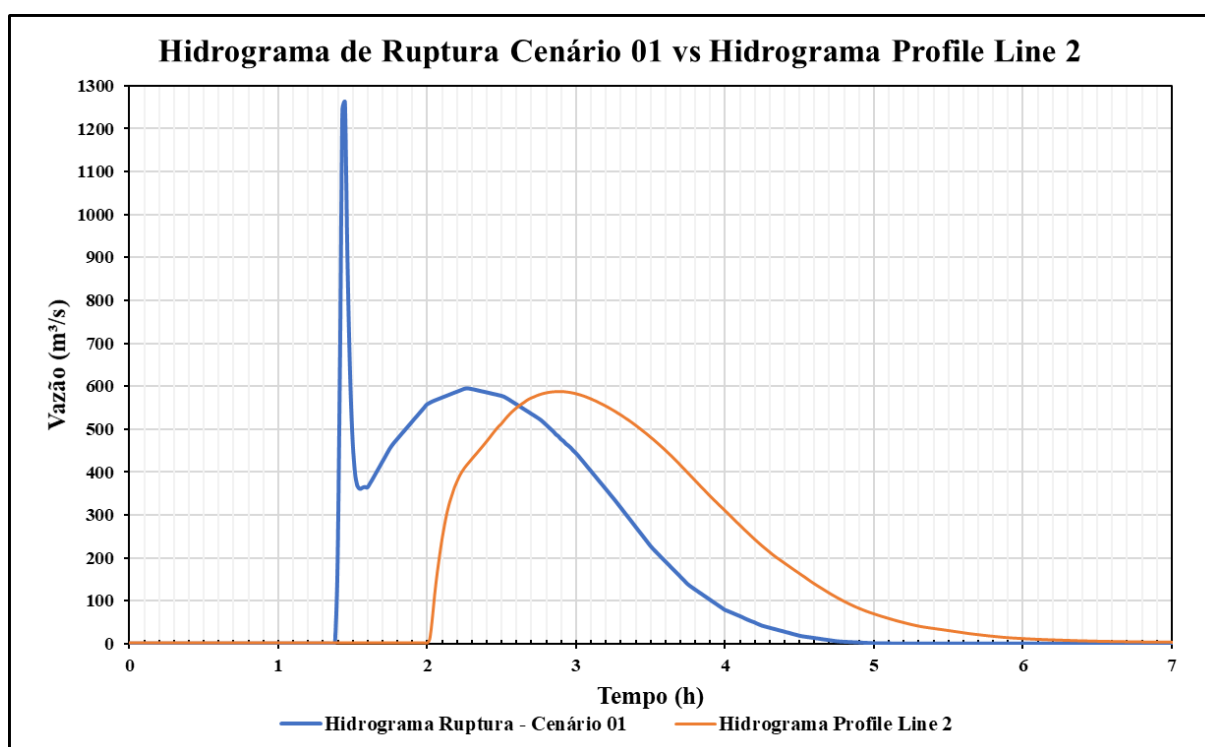


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.2 Seção 2 – Cenário 01

A Figura 55 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 02.

Figura 55: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 2

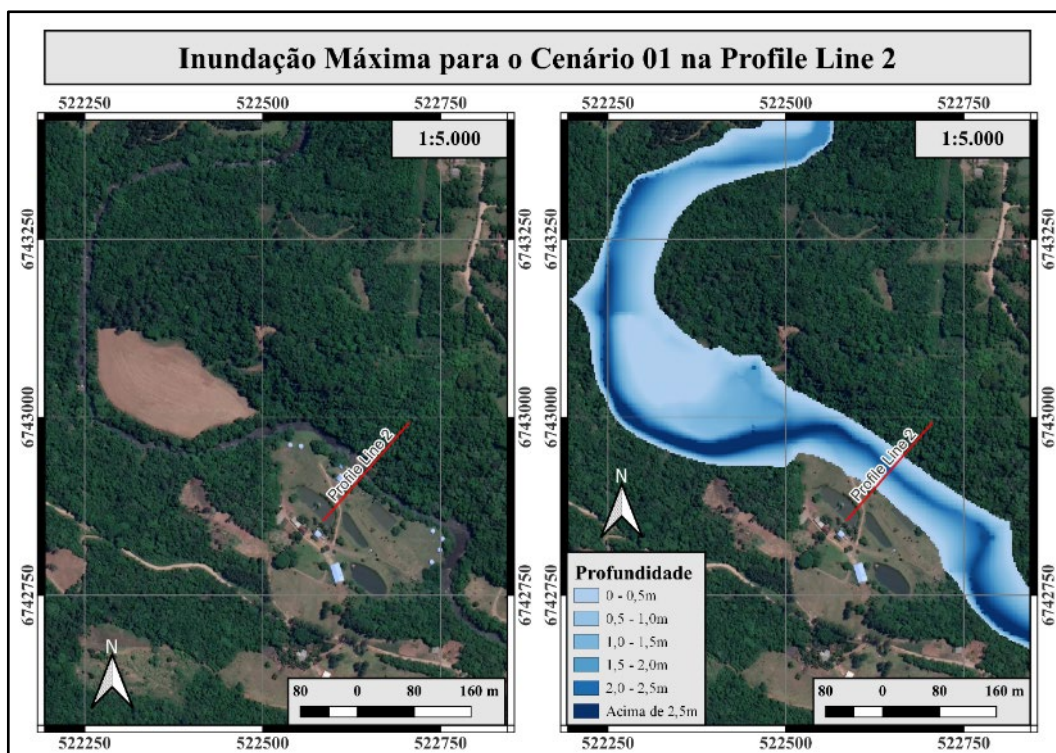


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 2 com 1 hora e 59 minutos, ou seja, 36 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 2 foi de 587,23 m³/s e é alcançada com 2 horas e 53 minutos, ou 1 hora e 30 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 2 está localizada a cerca de 8,3 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 56 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 2 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

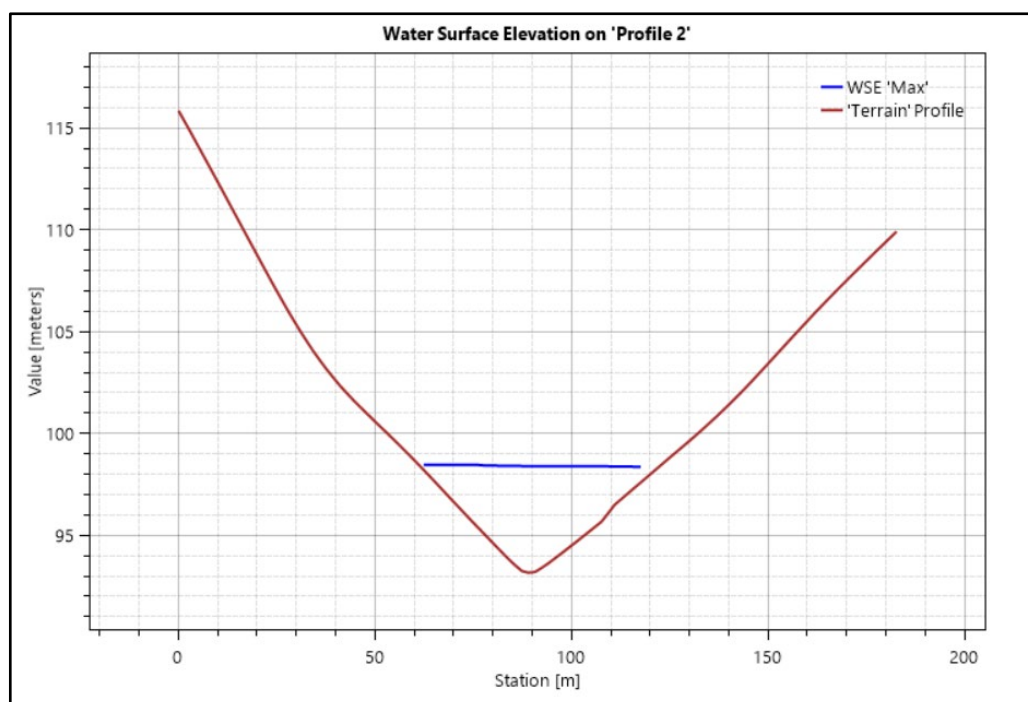
Figura 56: Inundação máxima na Profile Line 2 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 57 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 2 para o cenário de rompimento 01.

Figura 57: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 2 no cenário 01

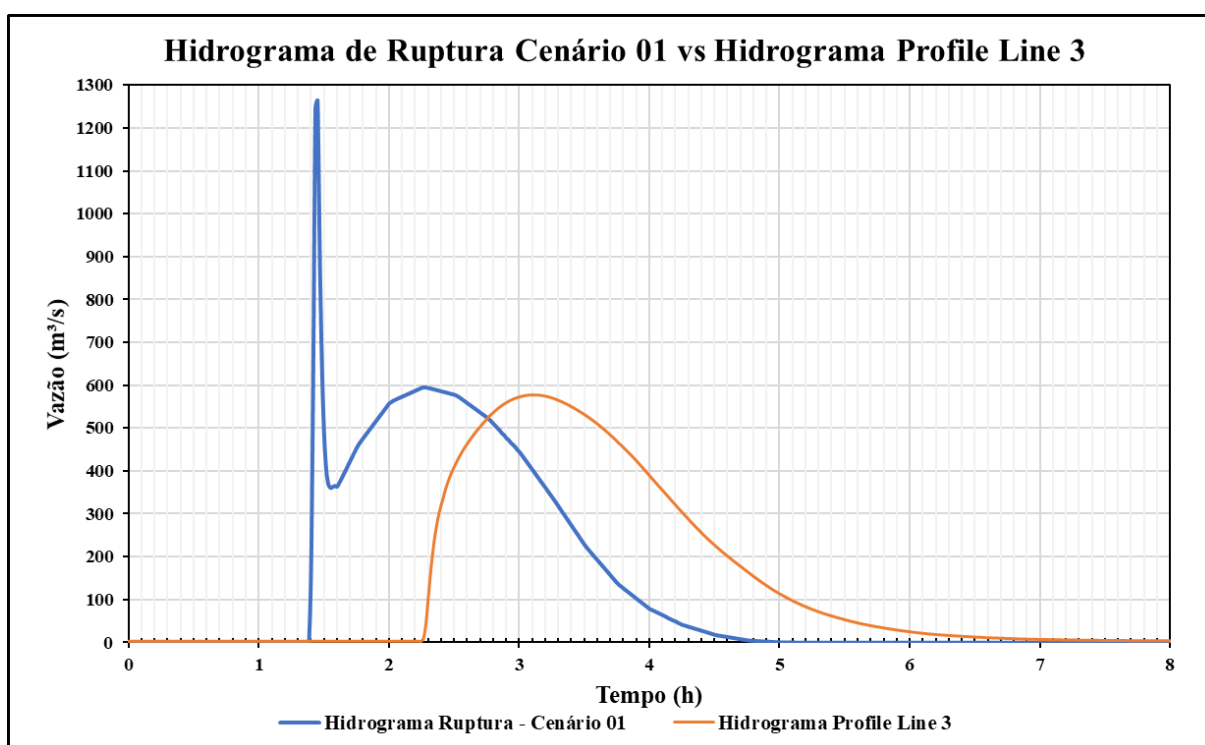


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.3 Seção 3 – Cenário 01

A Figura 58 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 03.

Figura 58: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 3

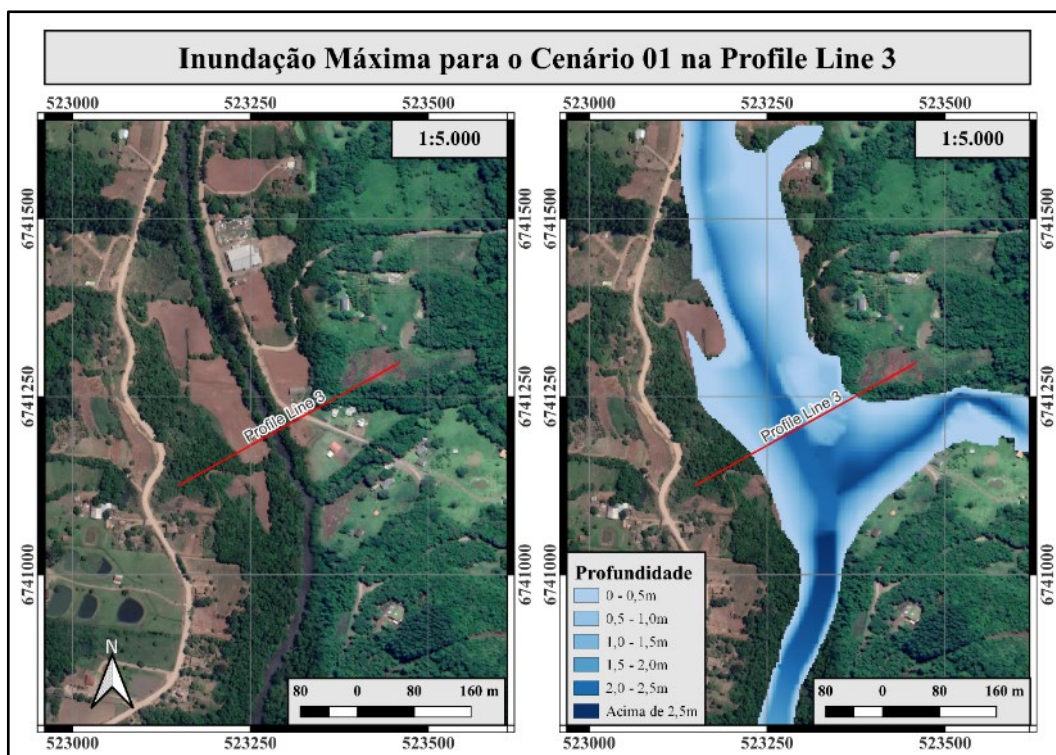


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 3 com 2 horas e 13 minutos, ou seja, 50 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 3 foi de 576,23 m³/s e é alcançada com 3 horas e 7 minutos, ou 1 hora e 44 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 3 está localizada a cerca de 10,5 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 59 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 3 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

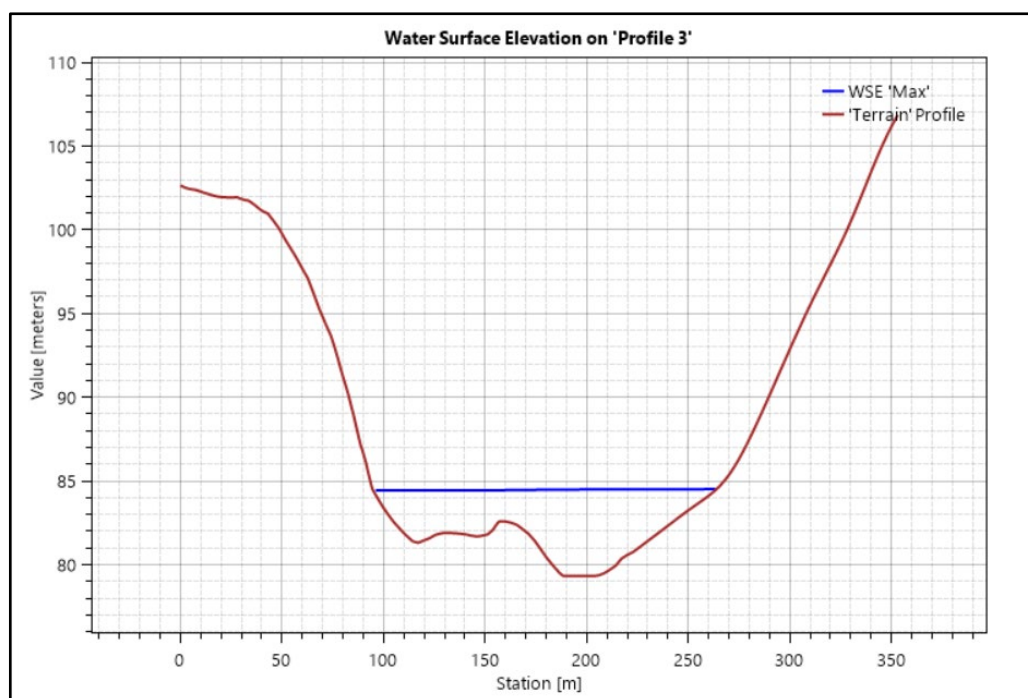
Figura 59: Inundação máxima na Profile Line 3 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 60 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 3 para o cenário de rompimento 01.

Figura 60: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 3 no cenário 01

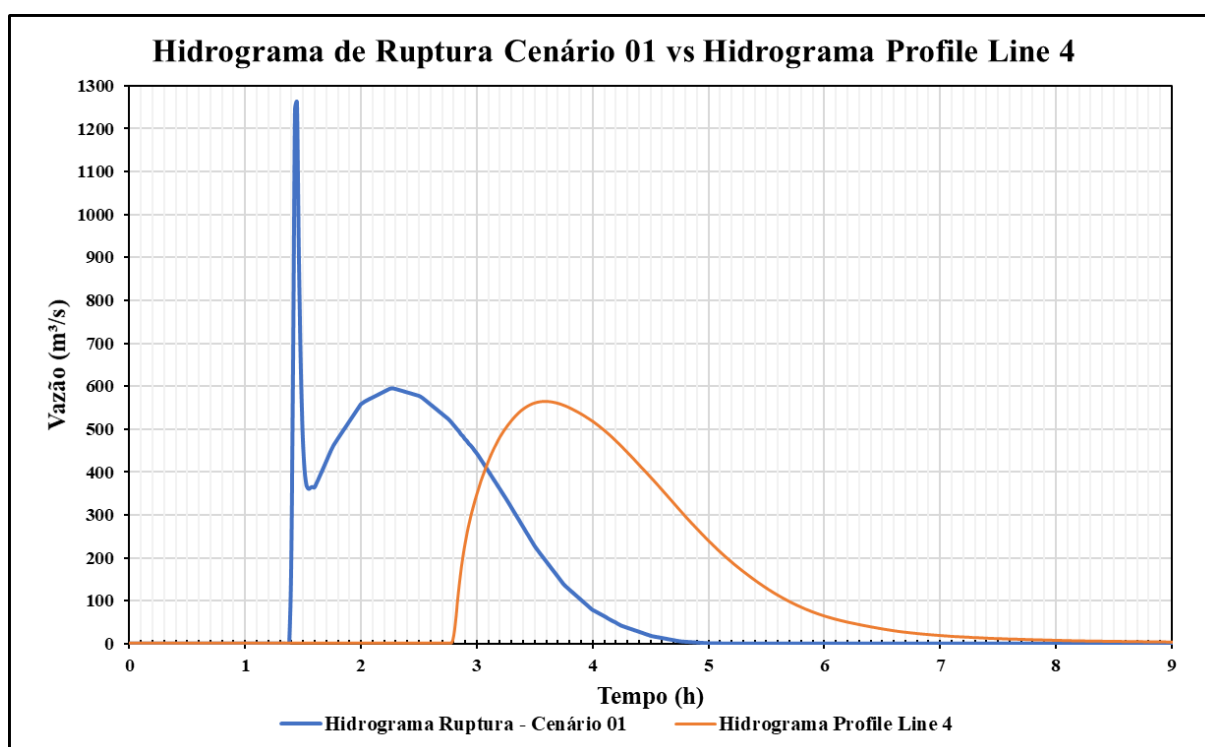


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.4 Seção 4 – Cenário 01

A Figura 61 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 04.

Figura 61: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 4

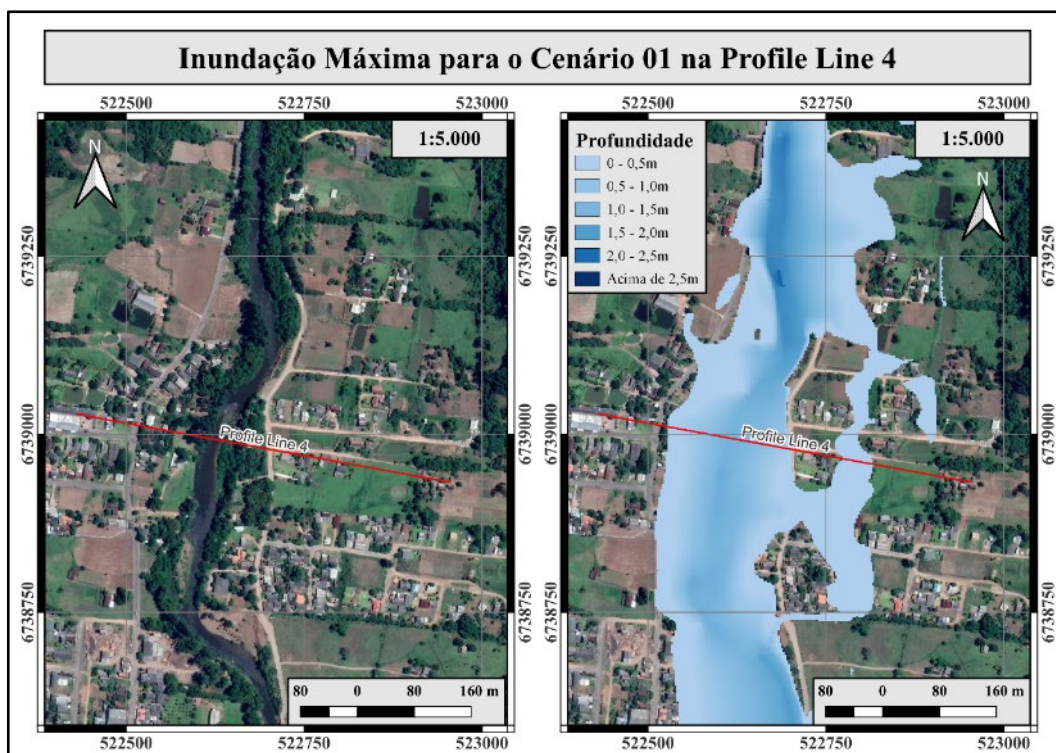


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 4 com 2 horas e 45 minutos, ou seja, 1 hora e 22 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 4 foi de 563,75 m³/s e é alcançada com 3 horas e 35 minutos, ou 2 horas e 12 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 4 está localizada a cerca de 14,4 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 62 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 4 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

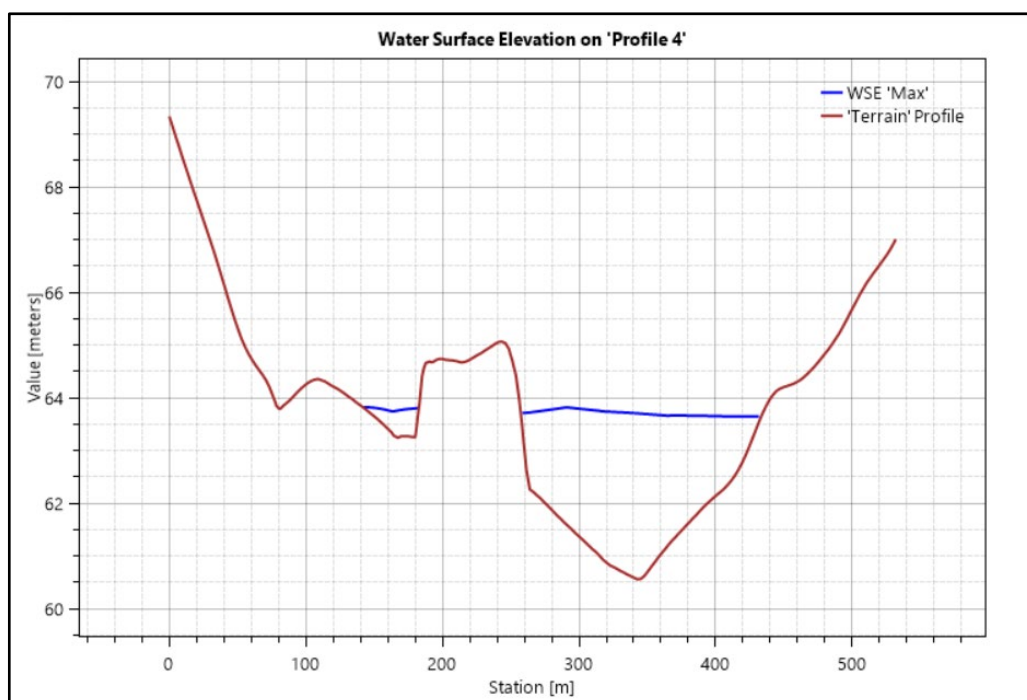
Figura 62: Inundação máxima na Profile Line 4 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 63 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 4 para o cenário de rompimento 01.

Figura 63: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 4 no cenário 01

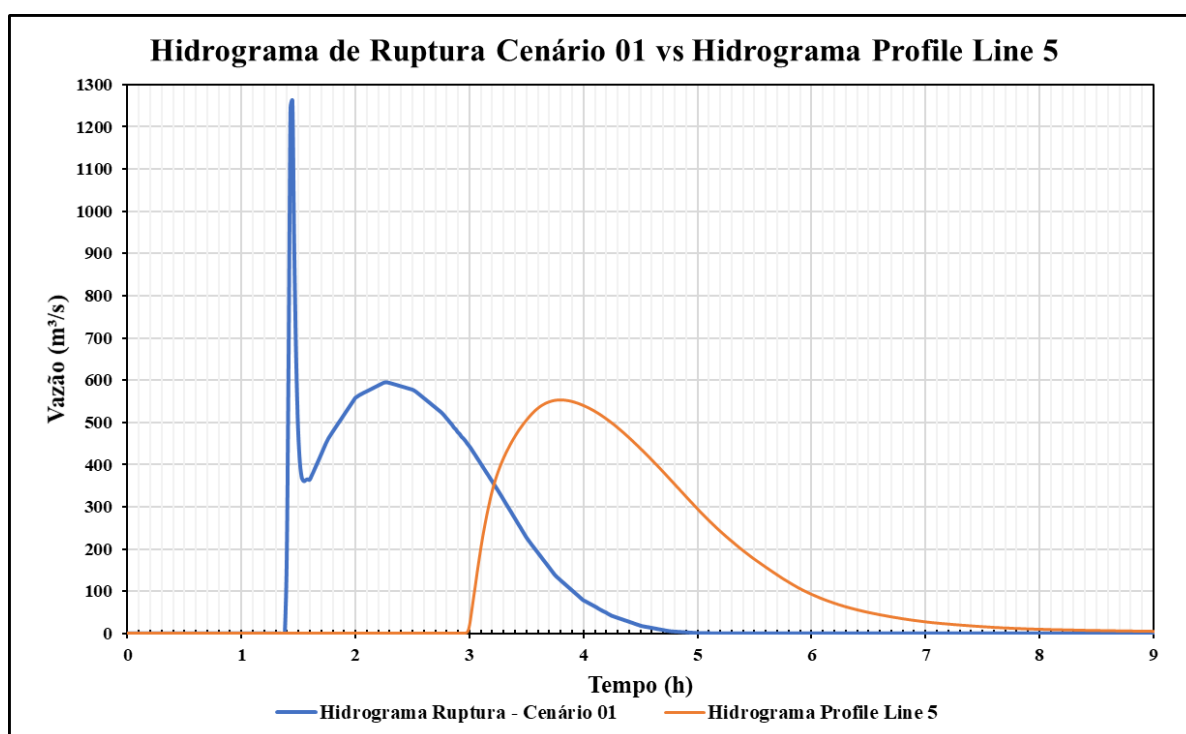


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.5 Seção 5 – Cenário 01

A Figura 64 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 05.

Figura 64: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 5

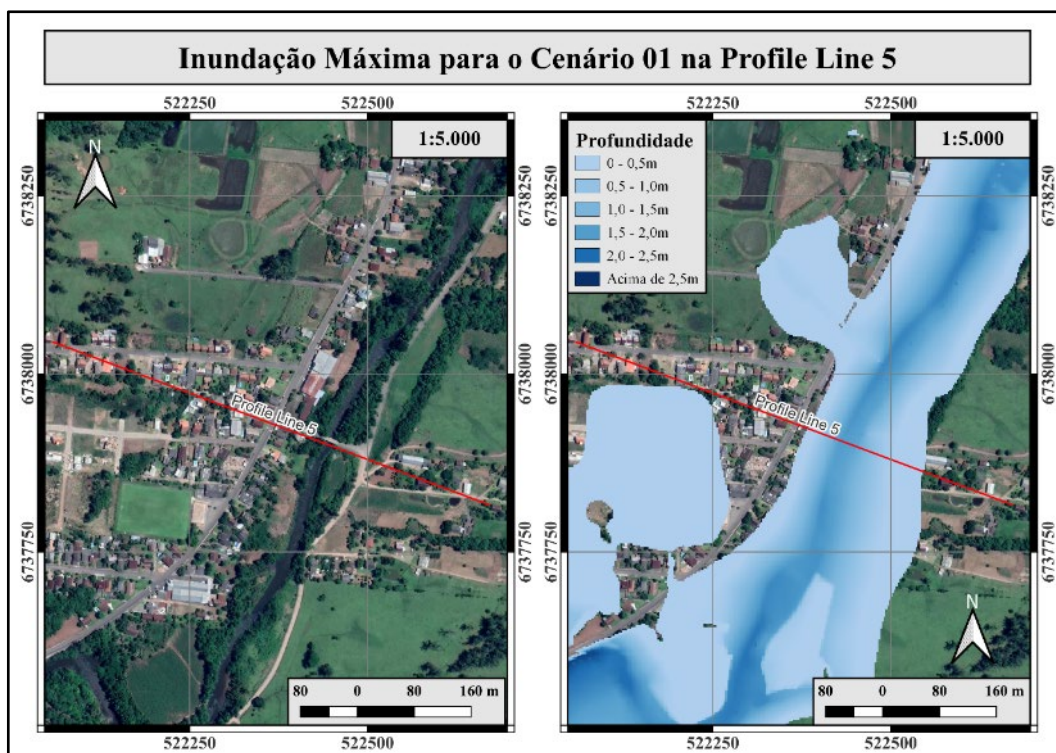


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 5 com 2 horas e 56 minutos, ou seja, 1 hora e 33 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 5 foi de 553,53 m³/s e é alcançada com 3 horas e 48 minutos, ou 2 horas e 25 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 5 está localizada a cerca de 15,6 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 65 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 5 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

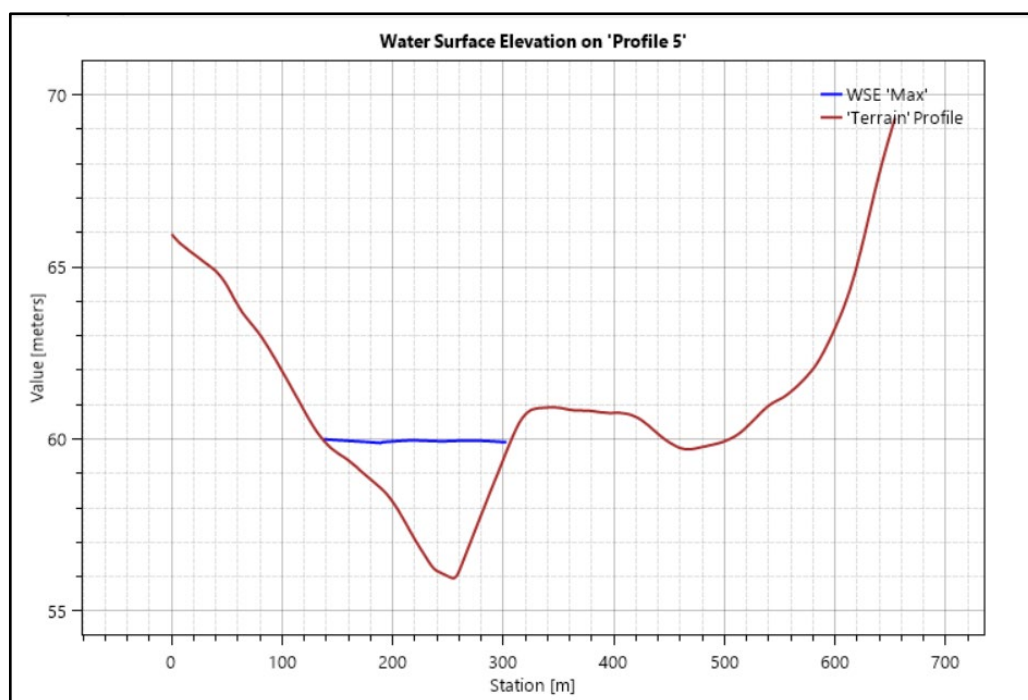
Figura 65: Inundação máxima na Profile Line 5 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 66 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 5 para o cenário de rompimento 01.

Figura 66: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 5 no cenário 01

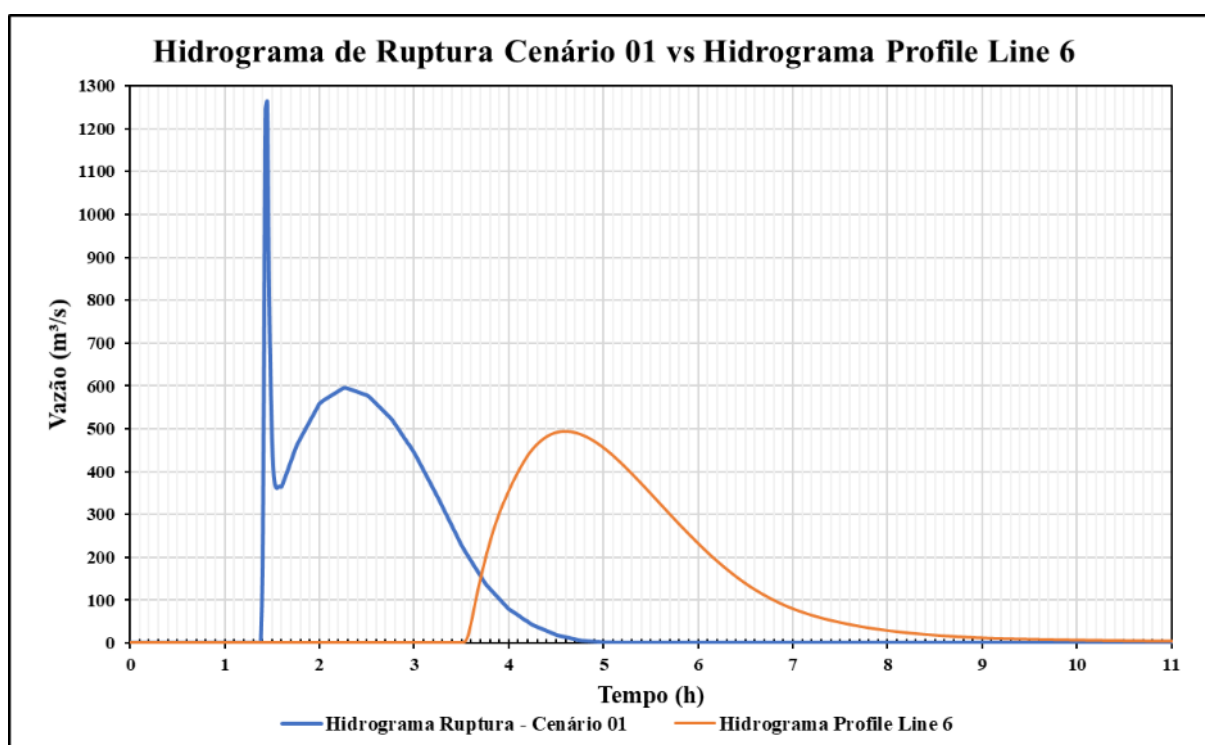


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.6 Seção 6 – Cenário 01

A Figura 67 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 06.

Figura 67: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 6

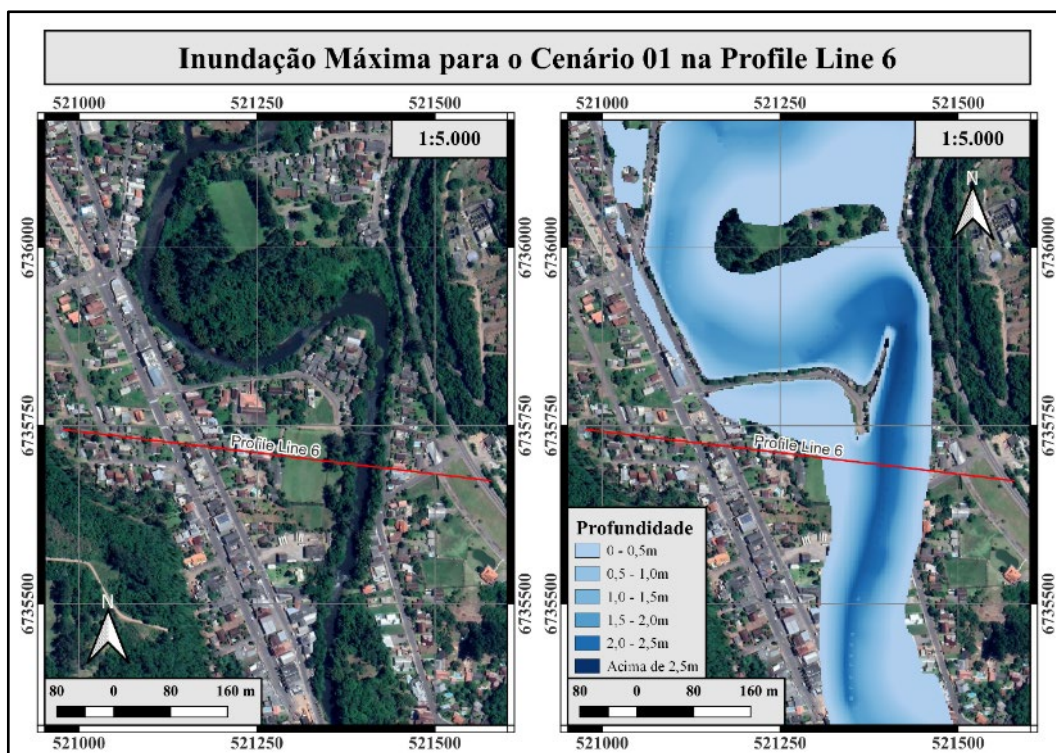


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 6 com 3 horas e 29 minutos, ou seja, 2 horas e 6 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 6 foi de 494,68 m³/s e é alcançada com 4 horas e 35 minutos, ou 3 horas e 12 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 6 está localizada a cerca de 19,2 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 68 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 6 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

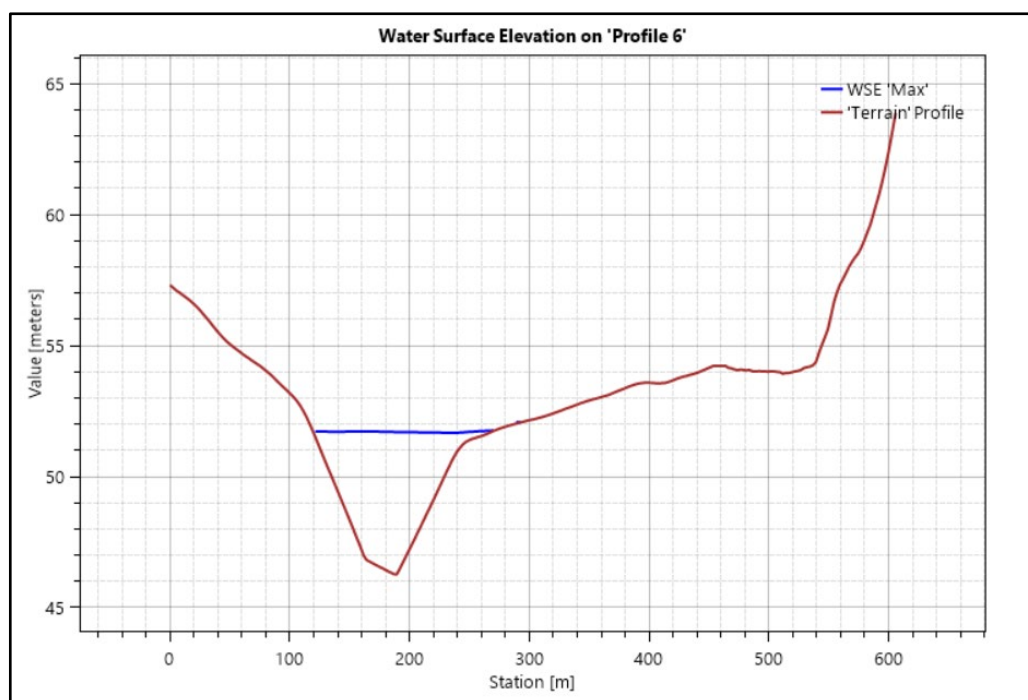
Figura 68: Inundação máxima na Profile Line 6 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 69 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 6 para o cenário de rompimento 01.

Figura 69: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 6 no Cenário 01

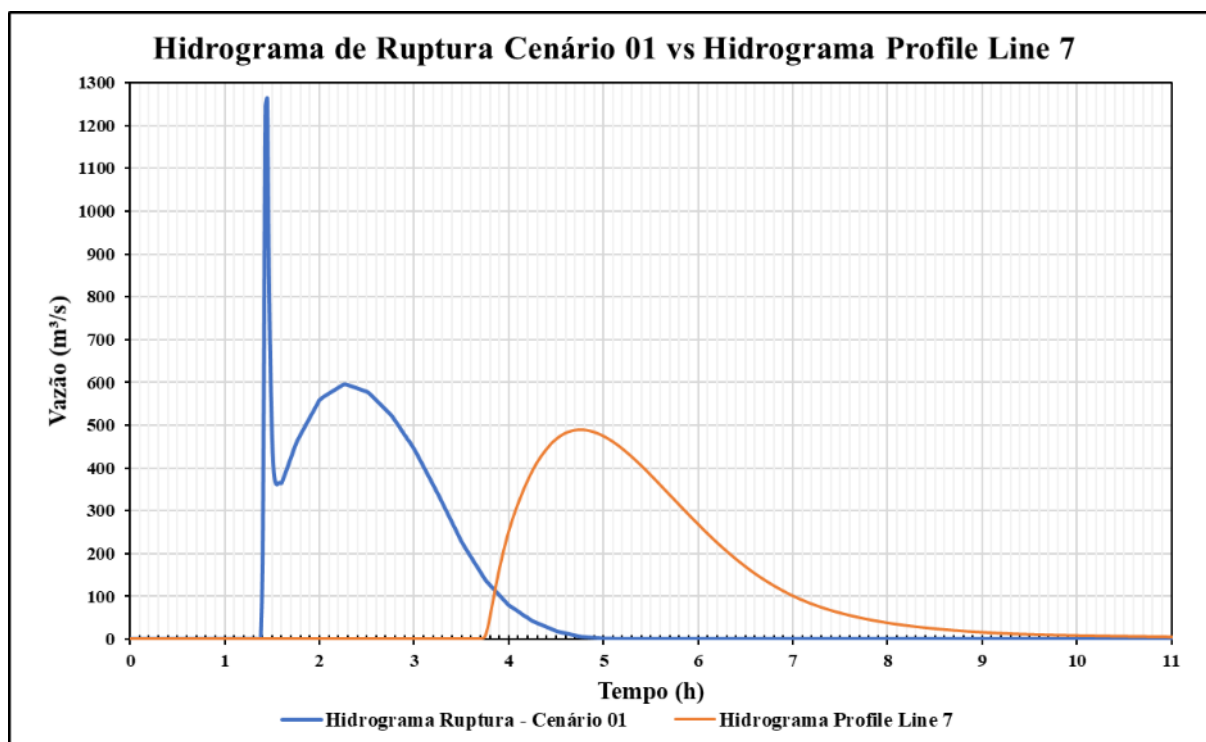


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.7 Seção 7 – Cenário 01

A Figura 70 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras para o Cenário 01 e hidrograma na seção da Profile Line 07.

Figura 70: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 7

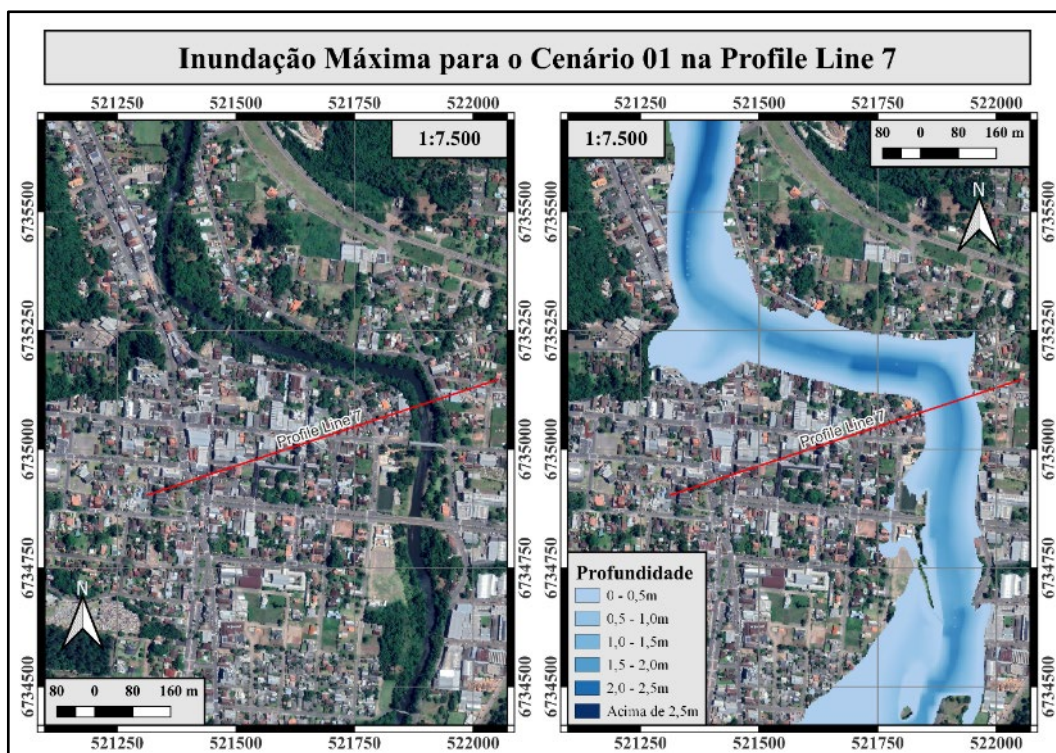


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 7 com 3 horas e 38 minutos, ou seja, 2 horas e 15 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 7 foi de 489,19 m³/s e é alcançada com 4 horas e 45 minutos, ou 3 horas e 22 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 7 está localizada a cerca de 20,1 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 71 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 7 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

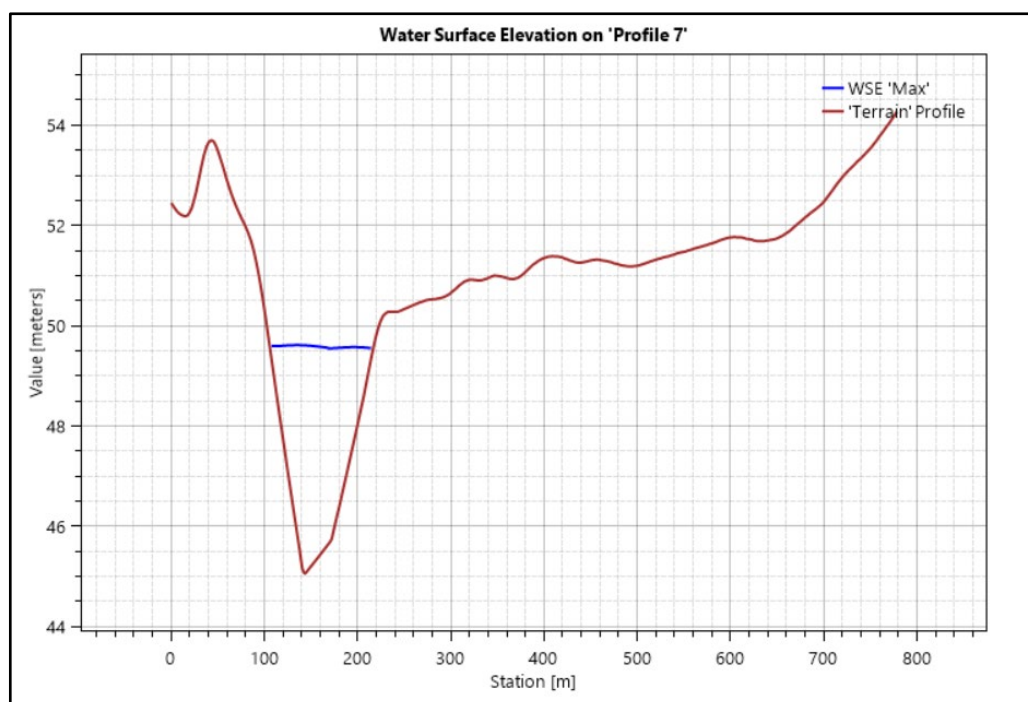
Figura 71: Inundação máxima na Profile Line 7 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 72 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 7 para o cenário de rompimento 01.

Figura 72: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 7 no cenário 01

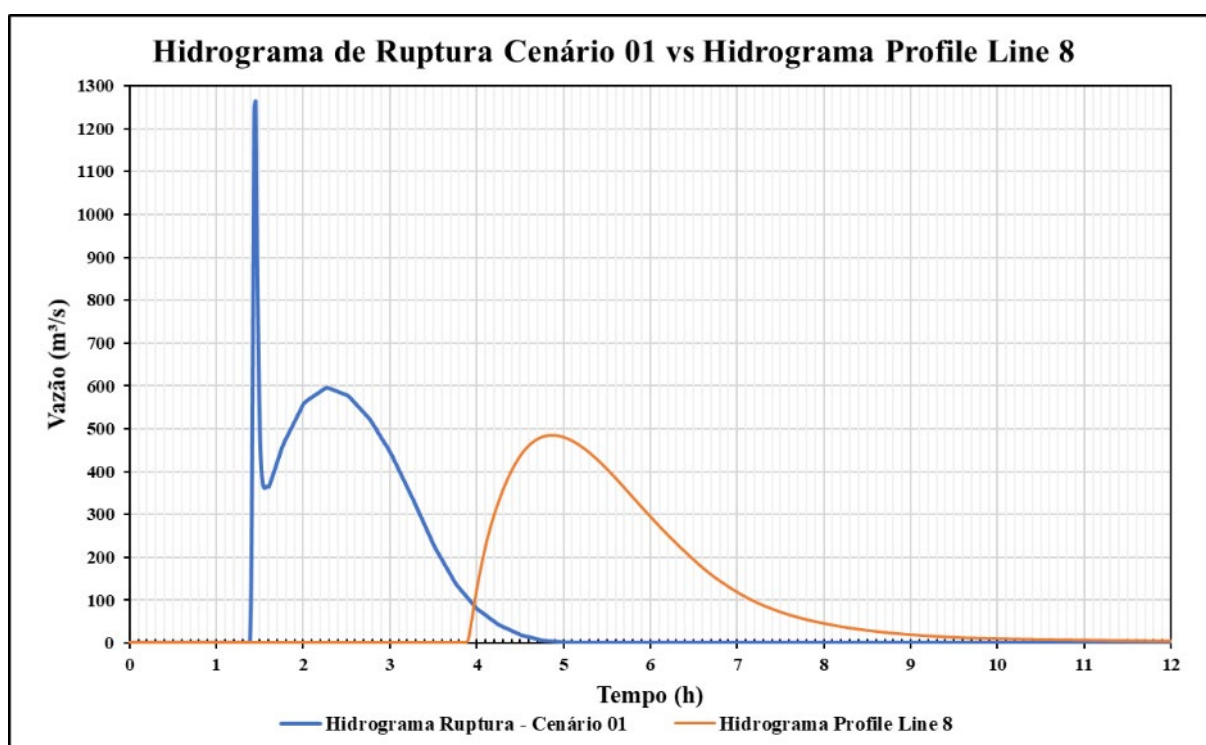


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.8 Seção 8 – Cenário 01

A Figura 73 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 08.

Figura 73: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 8

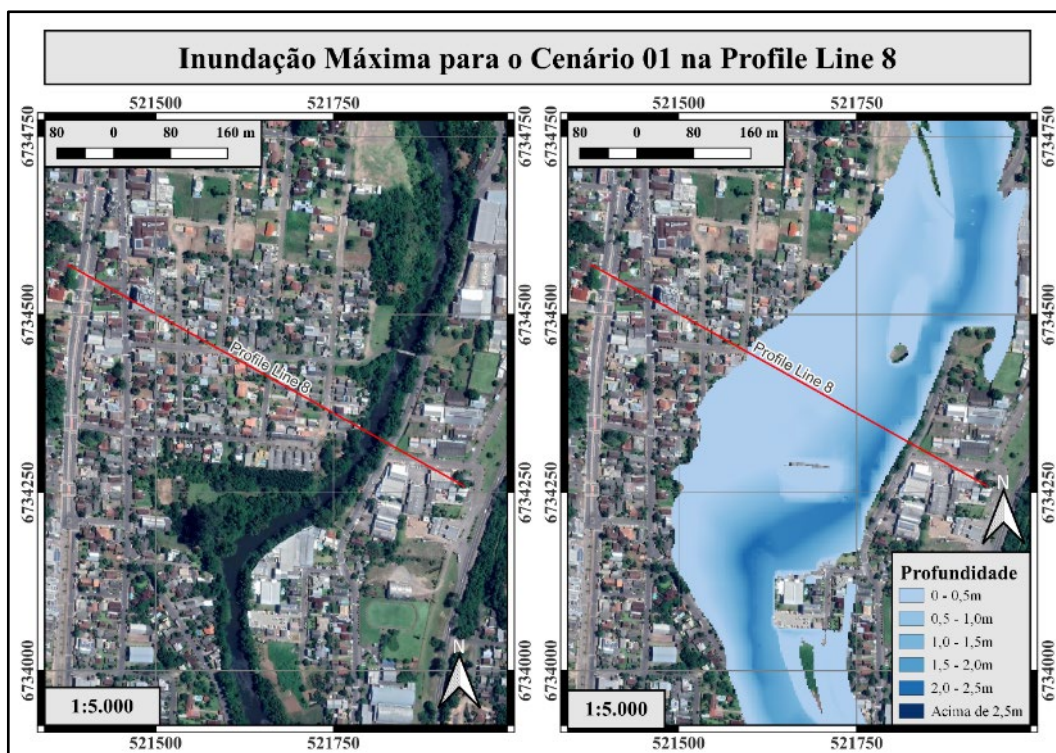


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 8 com 3 horas e 49 minutos, ou seja, 2 horas e 26 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 8 foi de 485,73 m³/s e é alcançada com 4 horas e 52 minutos, ou 3 horas e 29 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 8 está localizada a cerca de 20,9 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 74 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 8 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

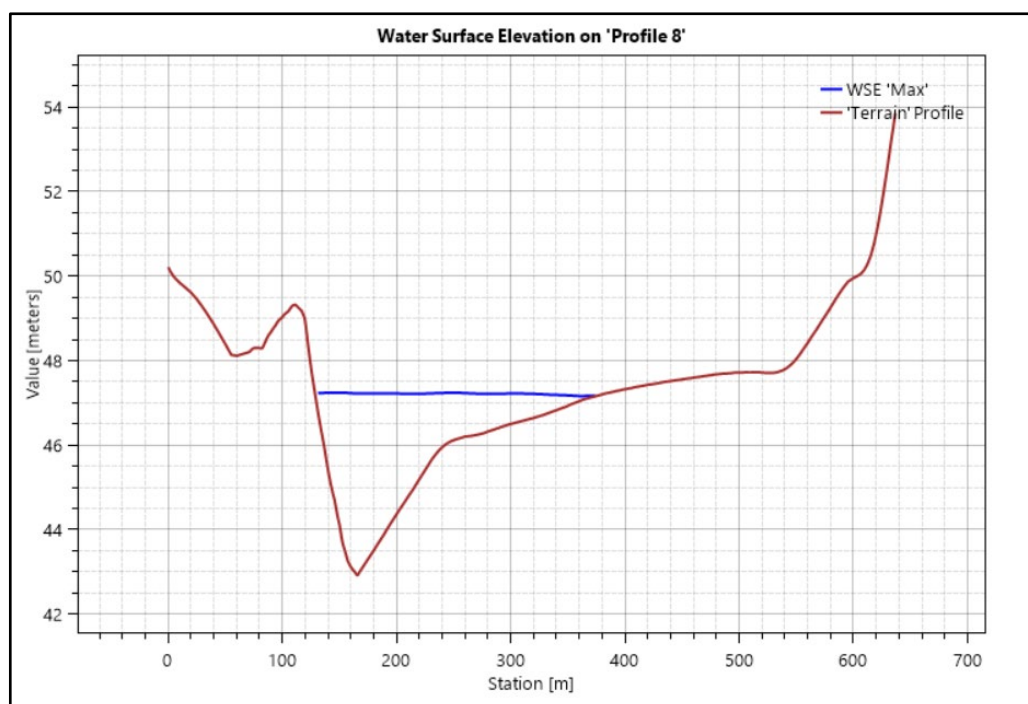
Figura 74: Inundação máxima na Profile Line 8 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 75 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 8 para o cenário de rompimento 01.

Figura 75: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 8 no Cenário 01

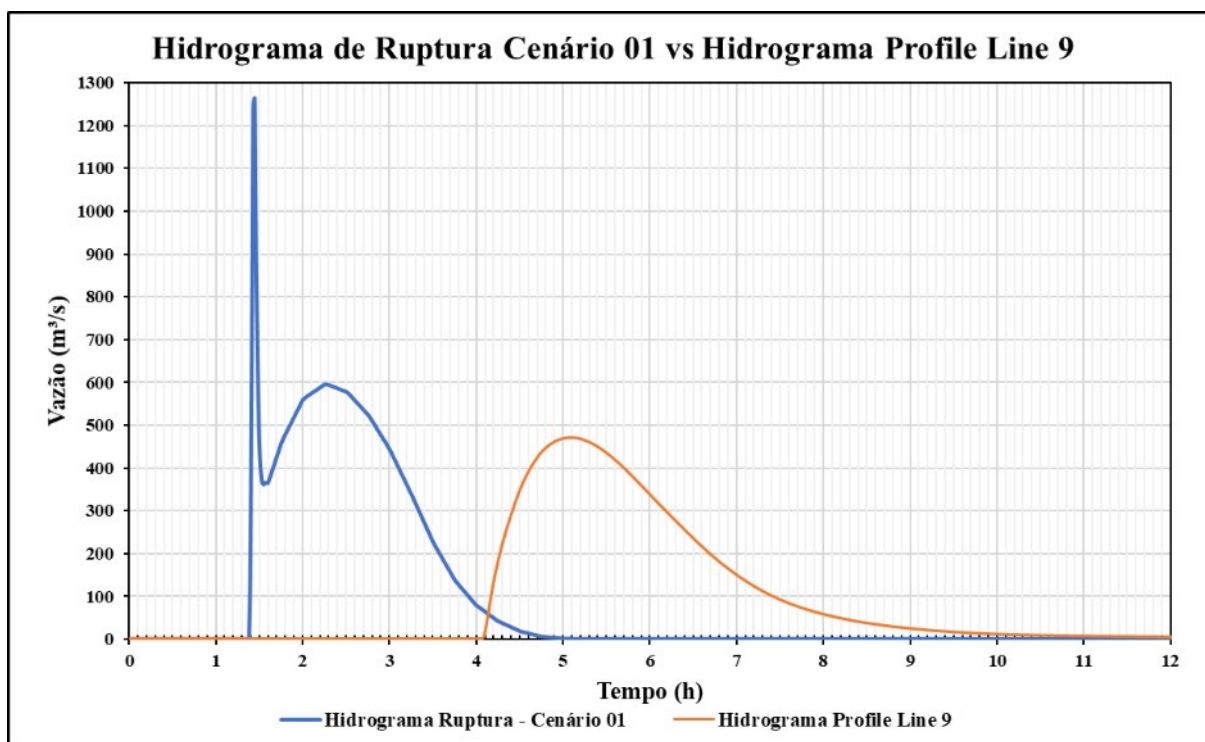


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.9 Seção 9 – Cenário 01

A Figura 76 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras para o Cenário 01 e hidrograma na seção da Profile Line 09.

Figura 76: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 9

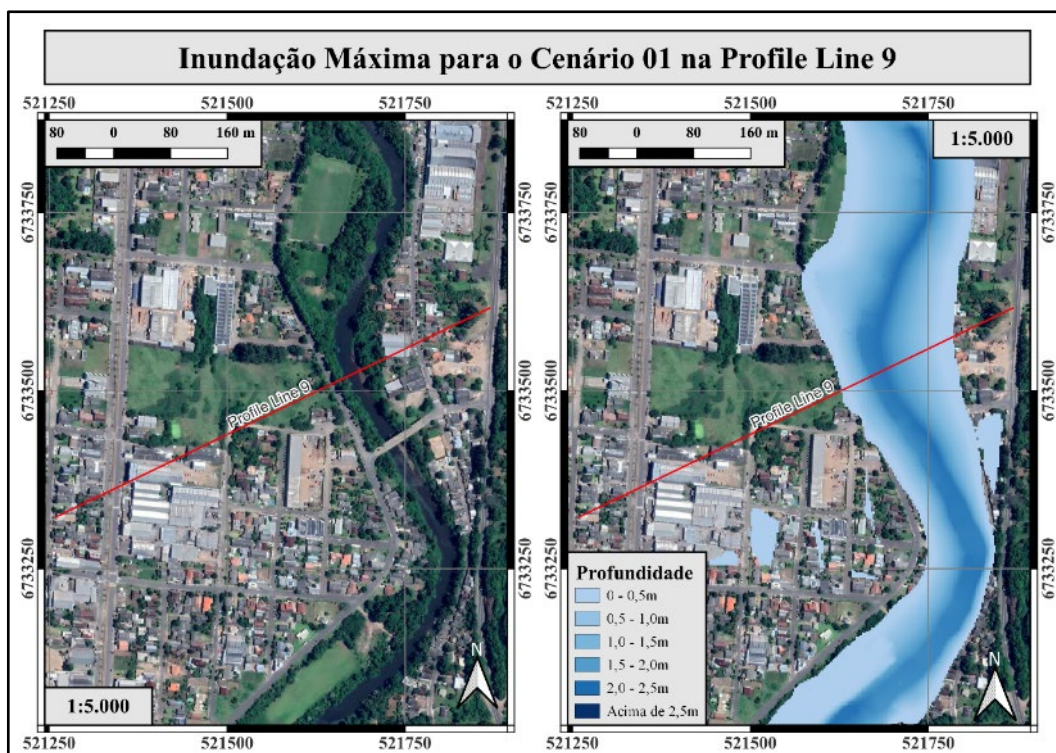


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 9 com 4 horas, ou seja, 2 horas e 37 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 9 foi de 470,98 m³/s e é alcançada com 5 horas e 5 minutos, ou 3 horas e 42 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 9 está localizada a cerca de 21,9 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 77 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 9 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

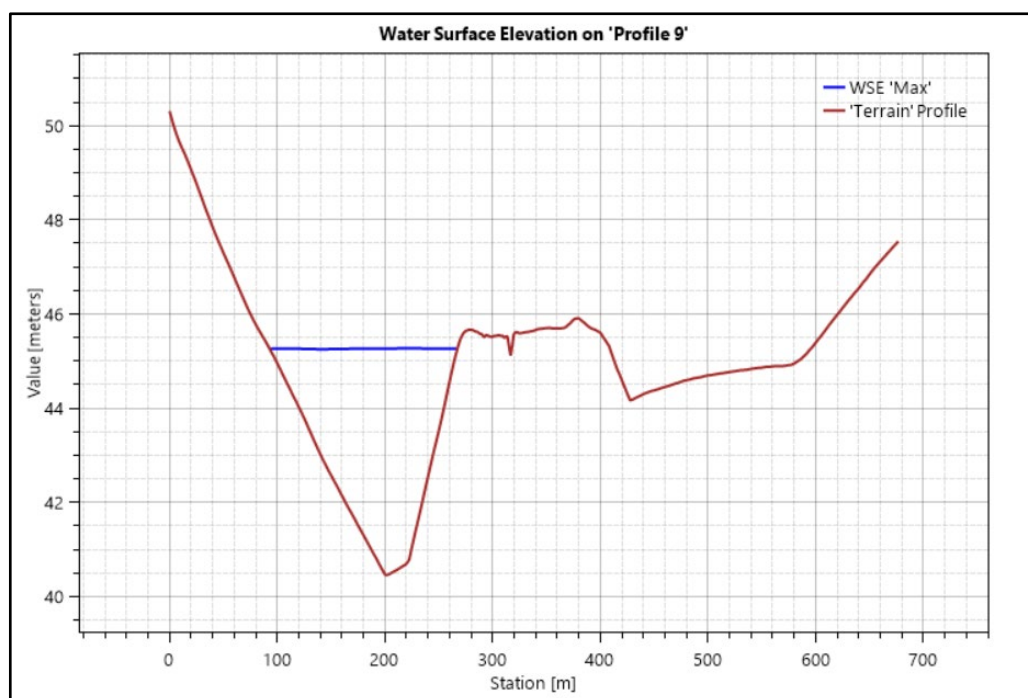
Figura 77: Inundação máxima na Profile Line 9 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 78 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 9 para o cenário de rompimento 01.

Figura 78: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 9 no Cenário 01

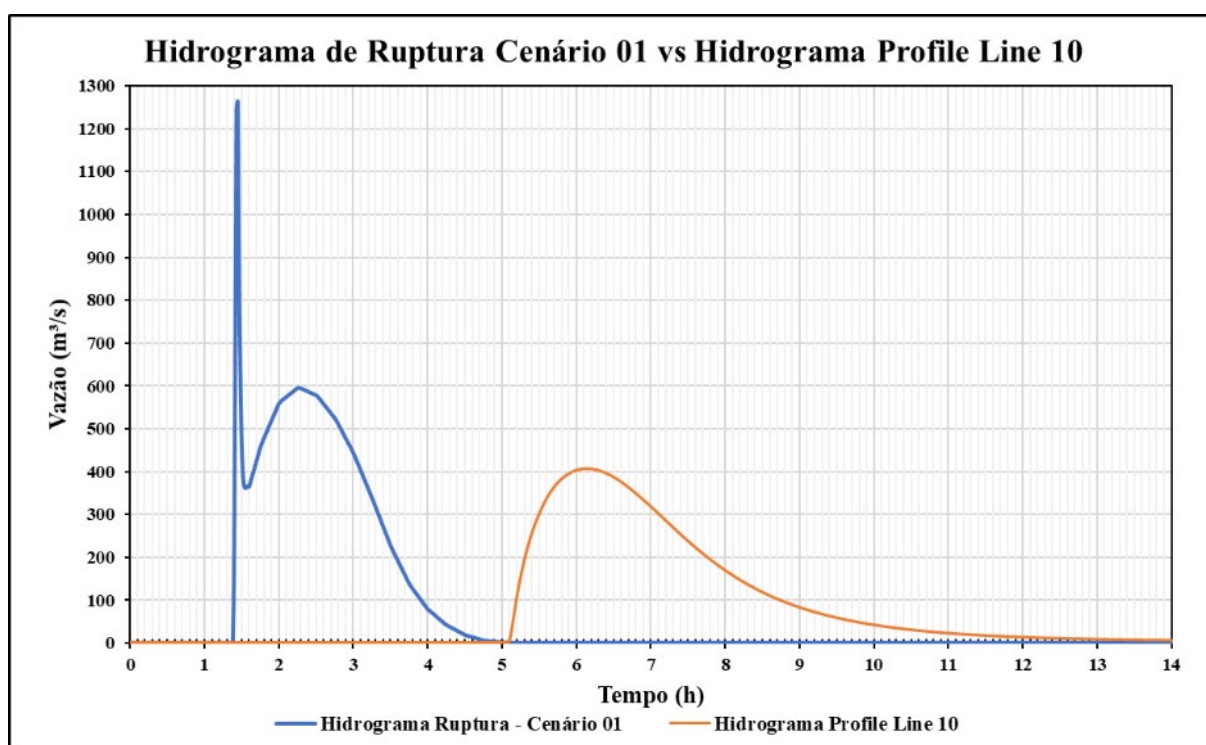


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.10 Seção 10 – Cenário 01

A Figura 75 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 10.

Figura 79: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 10

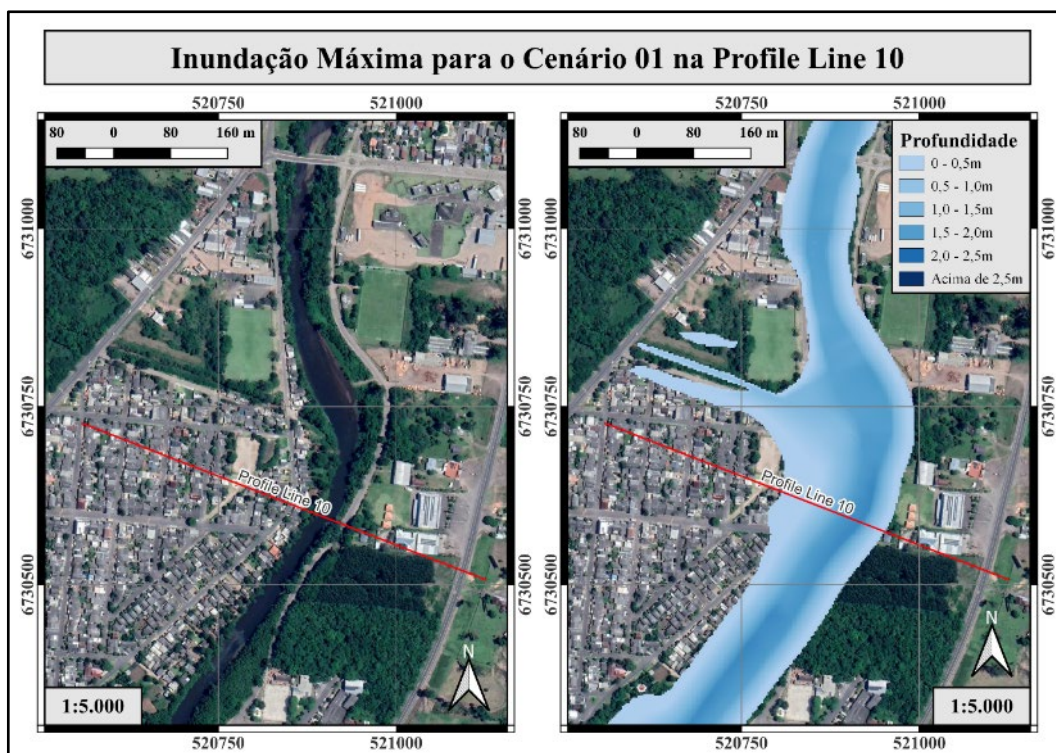


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 10 com 5 horas e 2 minutos, ou seja, 3 horas e 39 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 10 foi de 407,89 m³/s e é alcançada com 6 horas e 8 minutos, ou 4 horas e 45 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 10 está localizada a cerca de 26,8 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 80 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 10 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

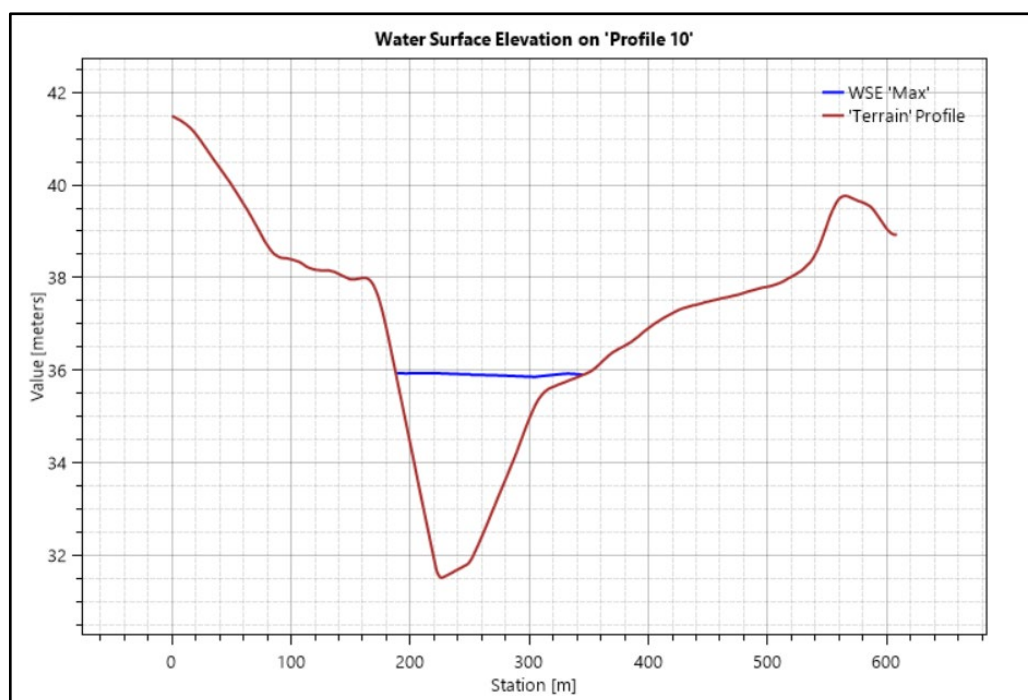
Figura 80: Inundação máxima na Profile Line 10 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 81 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 10 para o cenário de rompimento 01.

Figura 81: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 10 no cenário 01

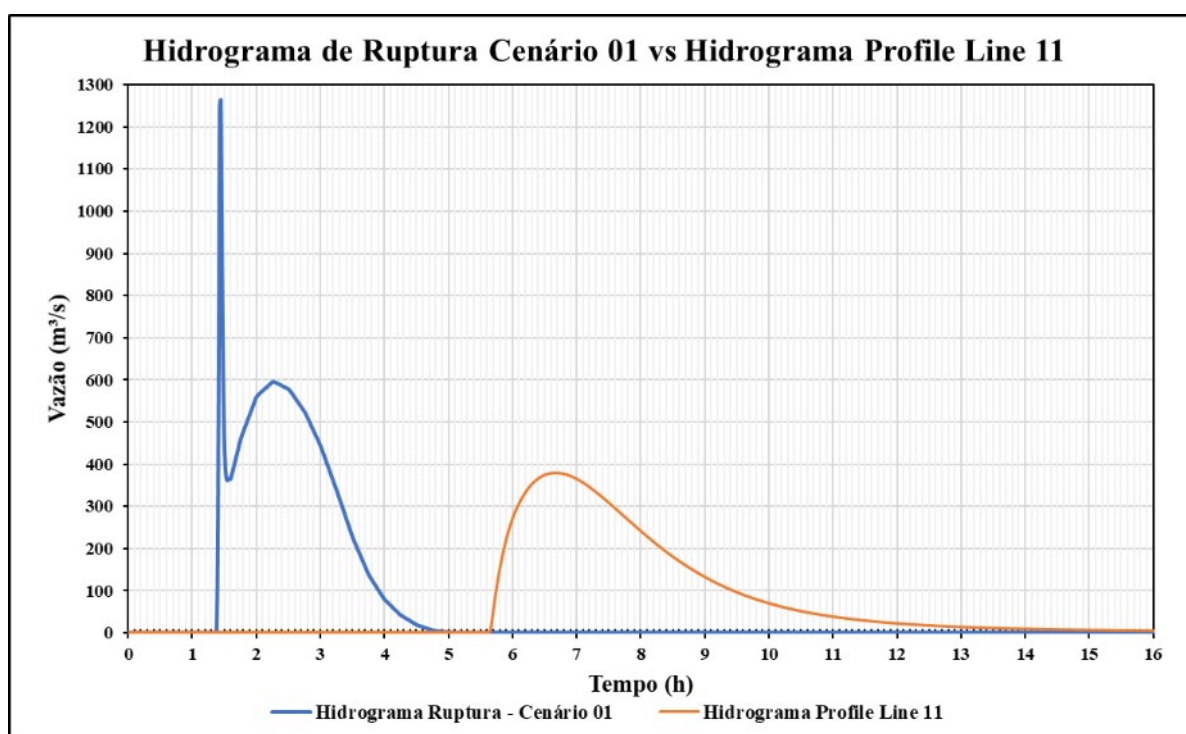


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.11 Seção 11 – Cenário 01

A Figura 82 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 11.

Figura 82: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 11

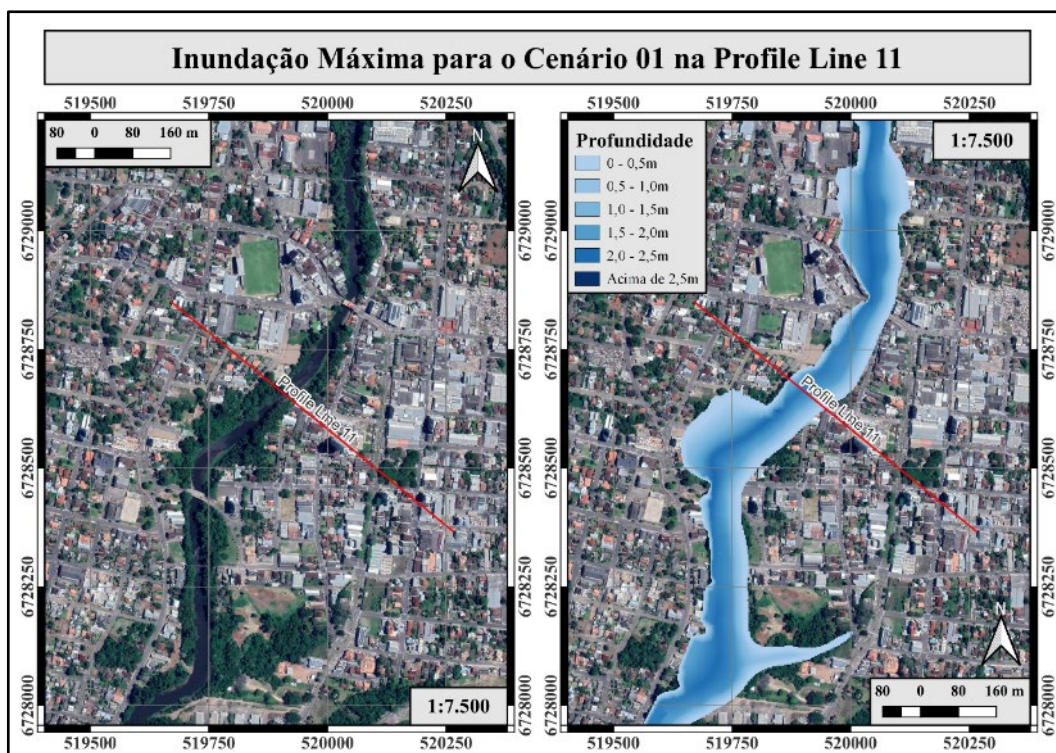


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 11 com 5 horas e 35 minutos, ou seja, 4 horas e 12 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 11 foi de 380,21 m³/s e é alcançada com 6 horas e 40 minutos, ou 5 horas e 17 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 11 está localizada a cerca de 29,5 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 83 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 11 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

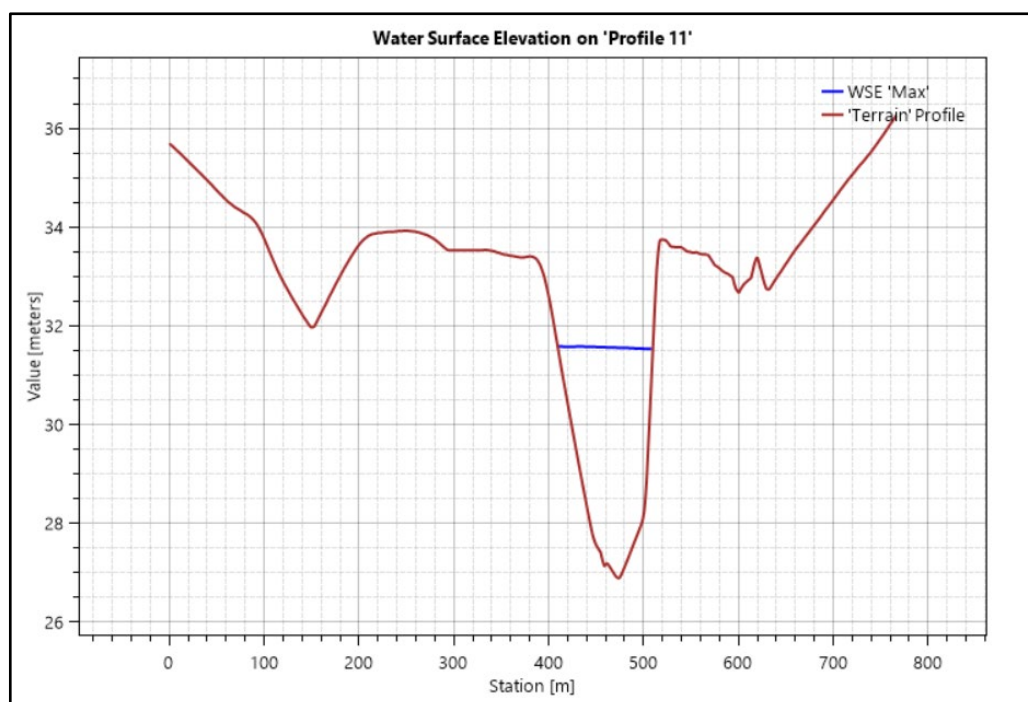
Figura 83: Inundação máxima na Profile Line 11 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 84 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 11 para o cenário de rompimento 01.

Figura 84: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 11 no cenário 01

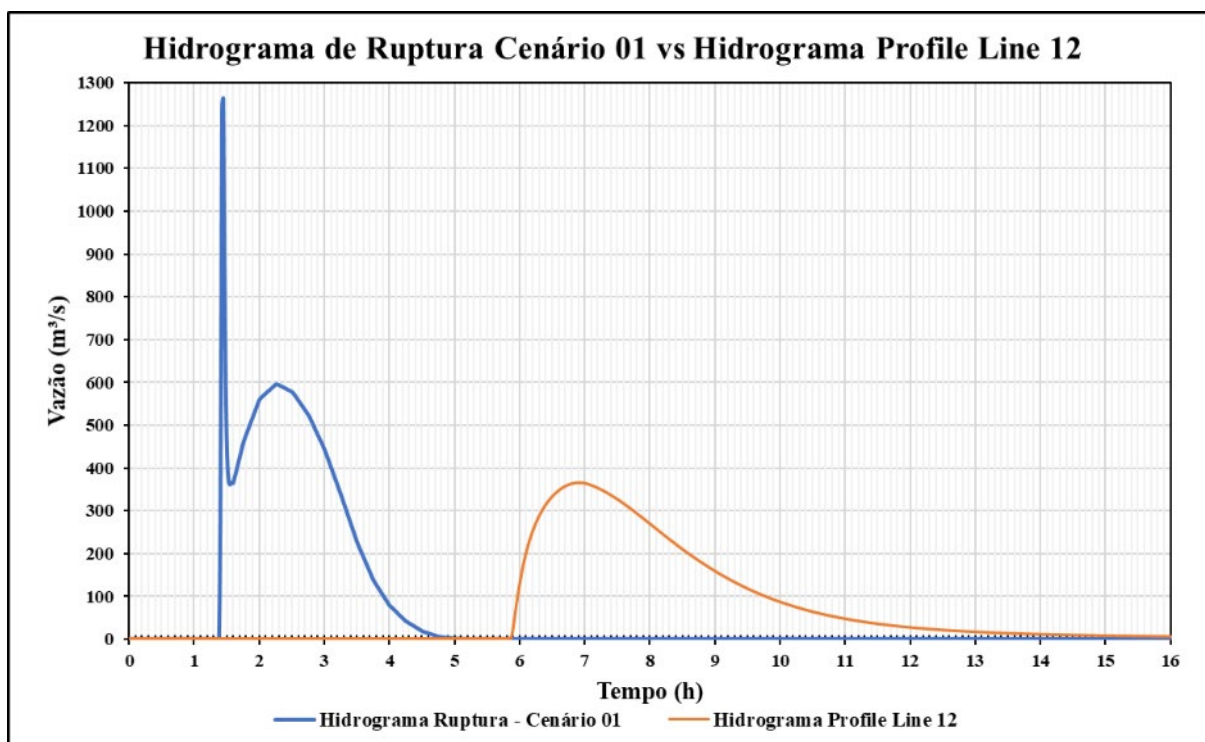


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.12 Seção 12 – Cenário 01

A Figura 85 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras para o Cenário 01 e hidrograma na seção da Profile Line 12.

Figura 85: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 12

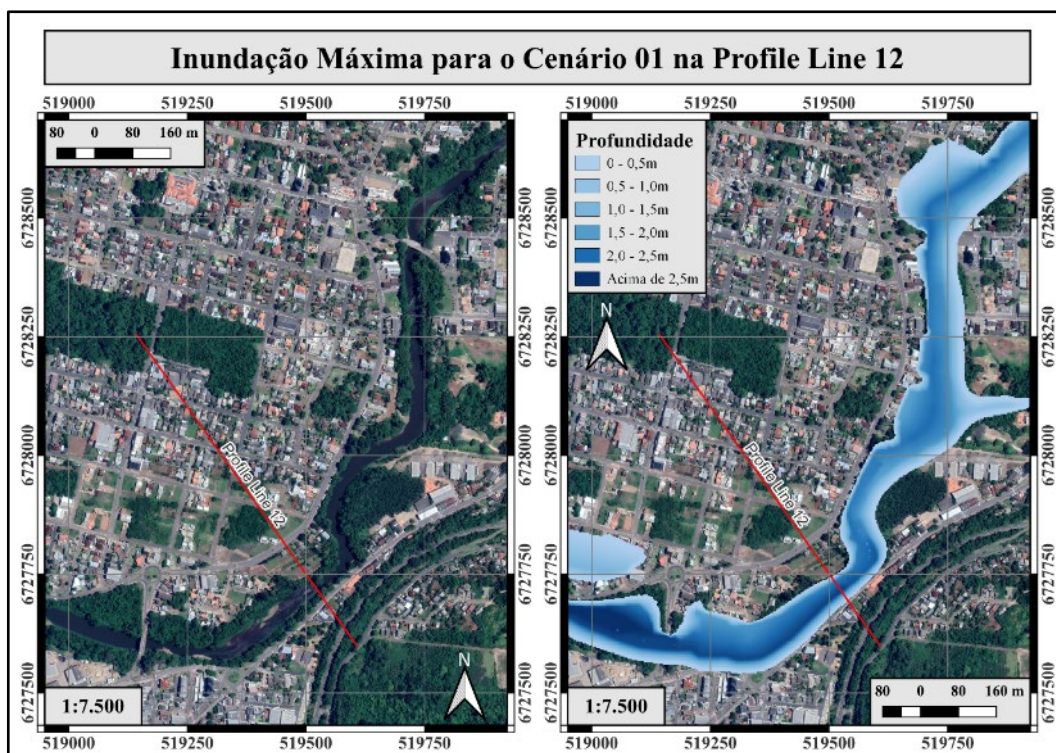


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 12 com 5 horas e 48 minutos, ou seja, 4 horas e 25 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 12 foi de 364,98 m³/s e é alcançada com 6 horas e 55 minutos, ou 5 horas e 32 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 12 está localizada a cerca de 30,7 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 86 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 12 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

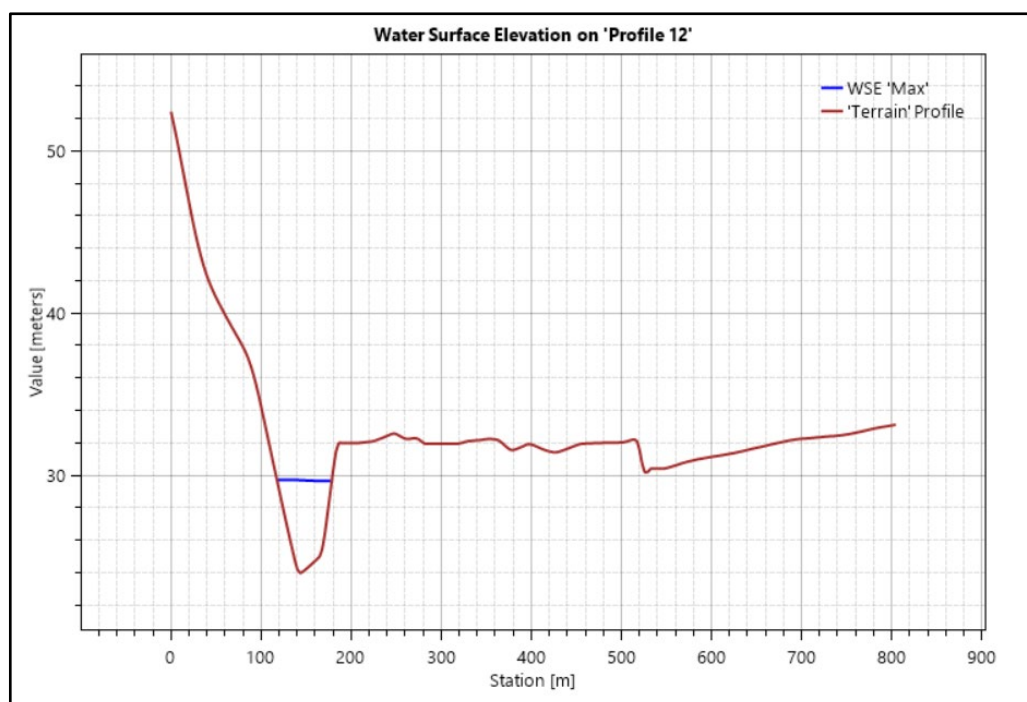
Figura 86: Inundação máxima na Profile Line 12 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 87 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 12 para o cenário de rompimento 01.

Figura 87: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 12 no cenário 01

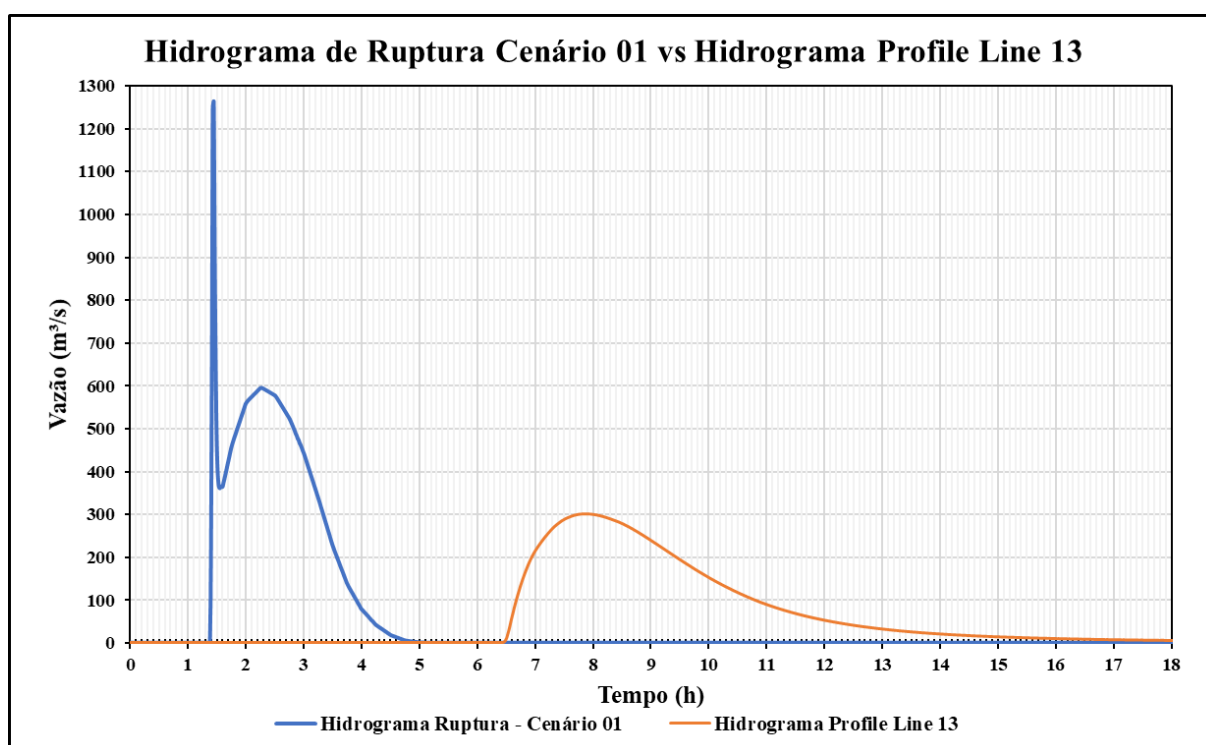


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.13 Seção 13 – Cenário 01

A Figura 88 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 13.

Figura 88: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 13

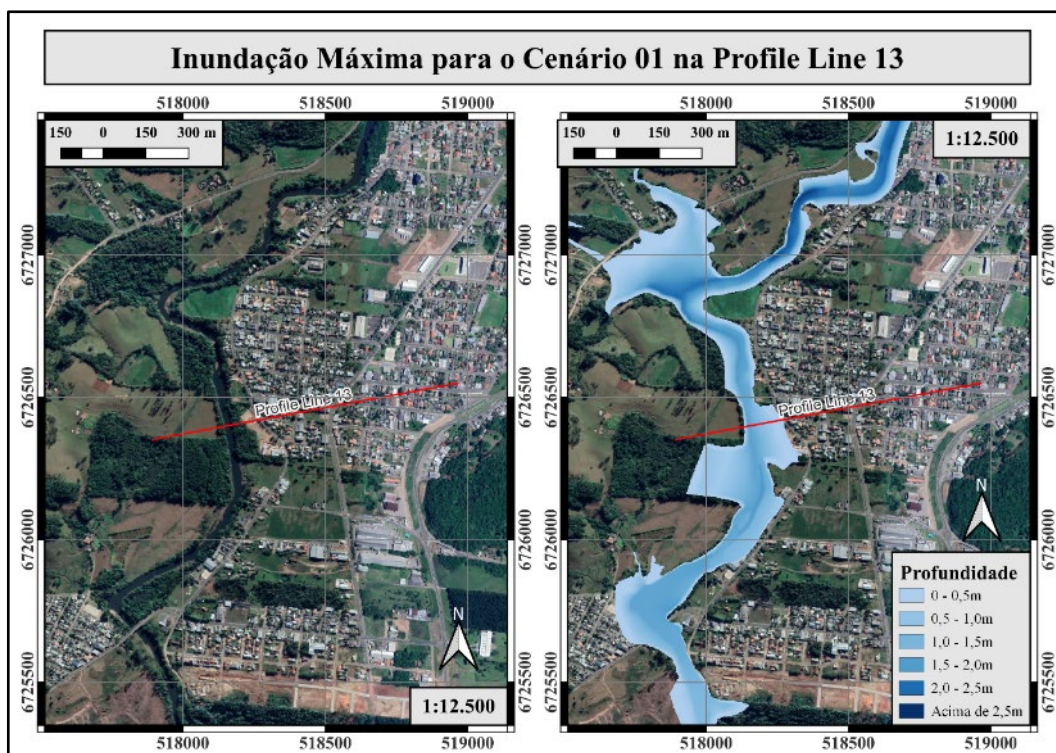


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 13 com 6 horas e 20 minutos, ou seja, 4 horas e 57 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 13 foi de 302,56 m³/s e é alcançada com 7 horas e 52 minutos, ou 6 horas e 29 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 13 está localizada a cerca de 33,4 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 89 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 13 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

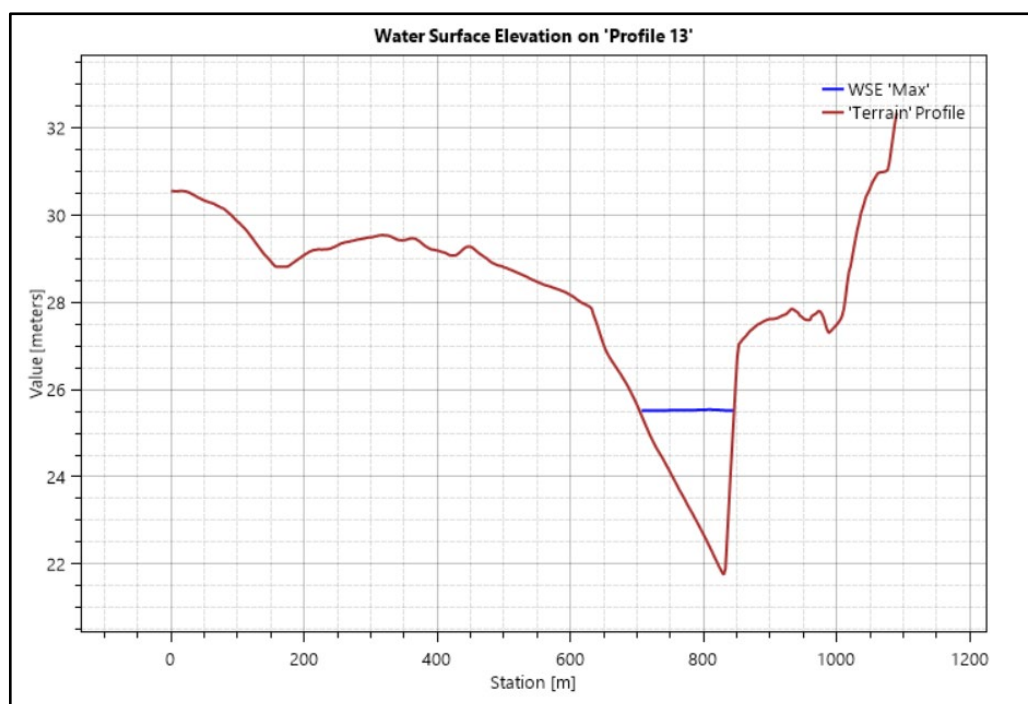
Figura 89: Inundação máxima na Profile Line 13 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 90 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 13 para o cenário de rompimento 01.

Figura 90: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 13 no cenário 01

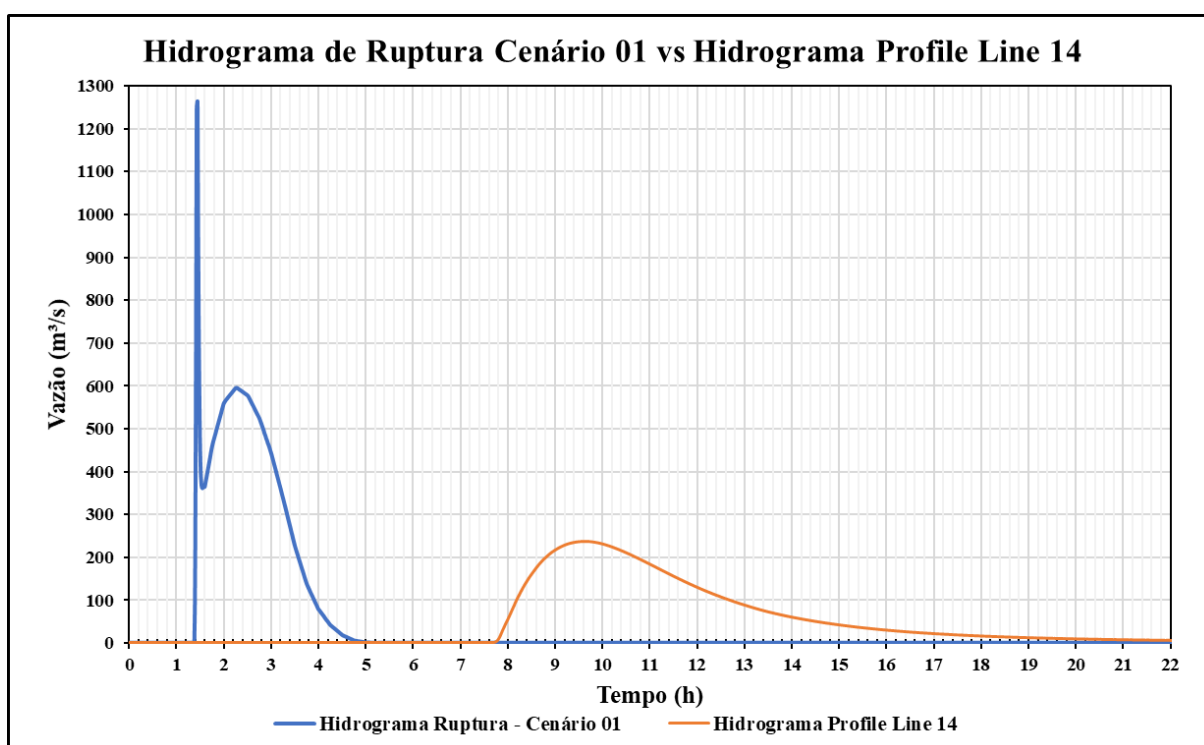


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.14 Seção 14 – Cenário 01

A Figura 91 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 14.

Figura 91: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 14

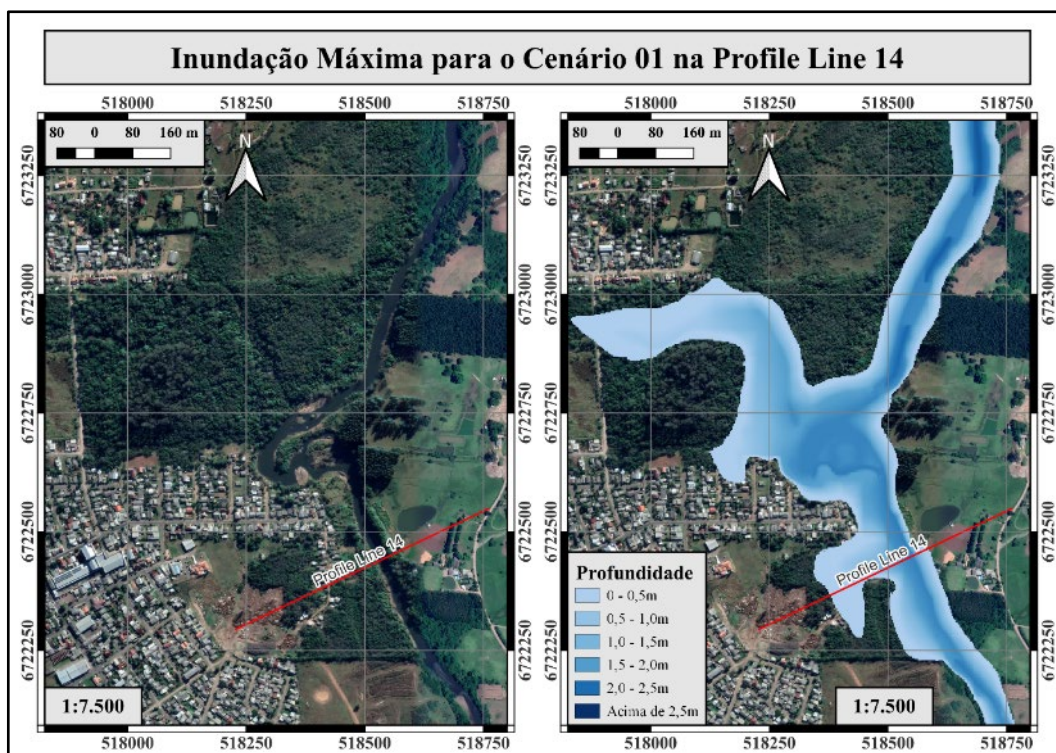


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 14 com 7 horas e 40 minutos, ou seja, 6 horas e 17 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 14 foi de 238,48 m³/s e é alcançada com 9 horas e 37 minutos, ou 8 horas e 14 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 14 está localizada a cerca de 38,7 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 92 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 14 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

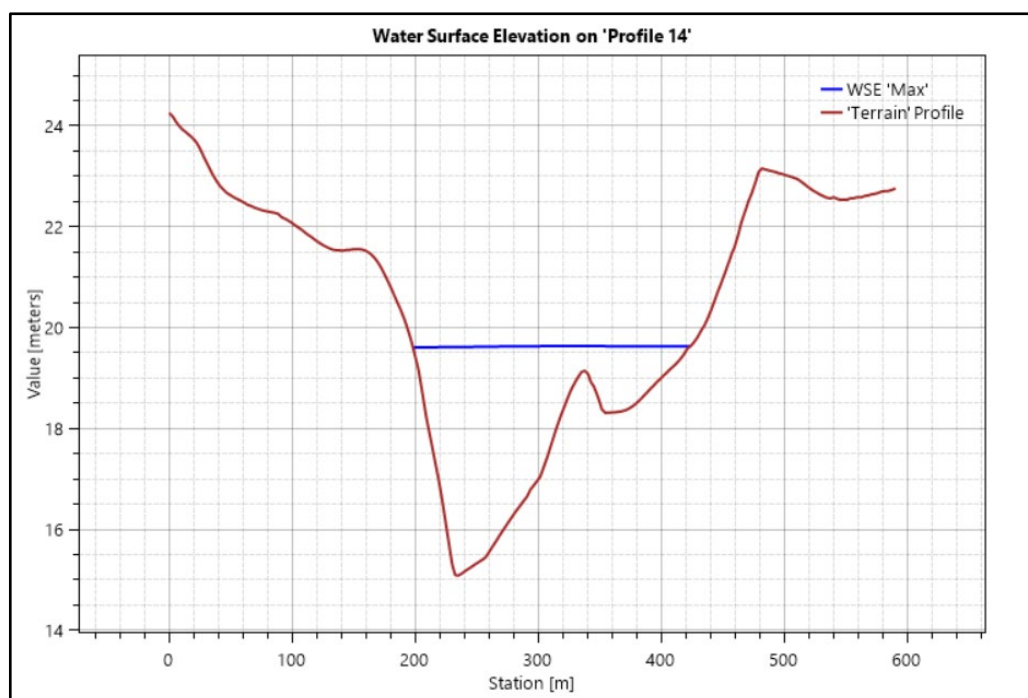
Figura 92: Inundação máxima na Profile Line 14 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 93 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 14 para o cenário de rompimento 01.

Figura 93: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 14 no cenário 01

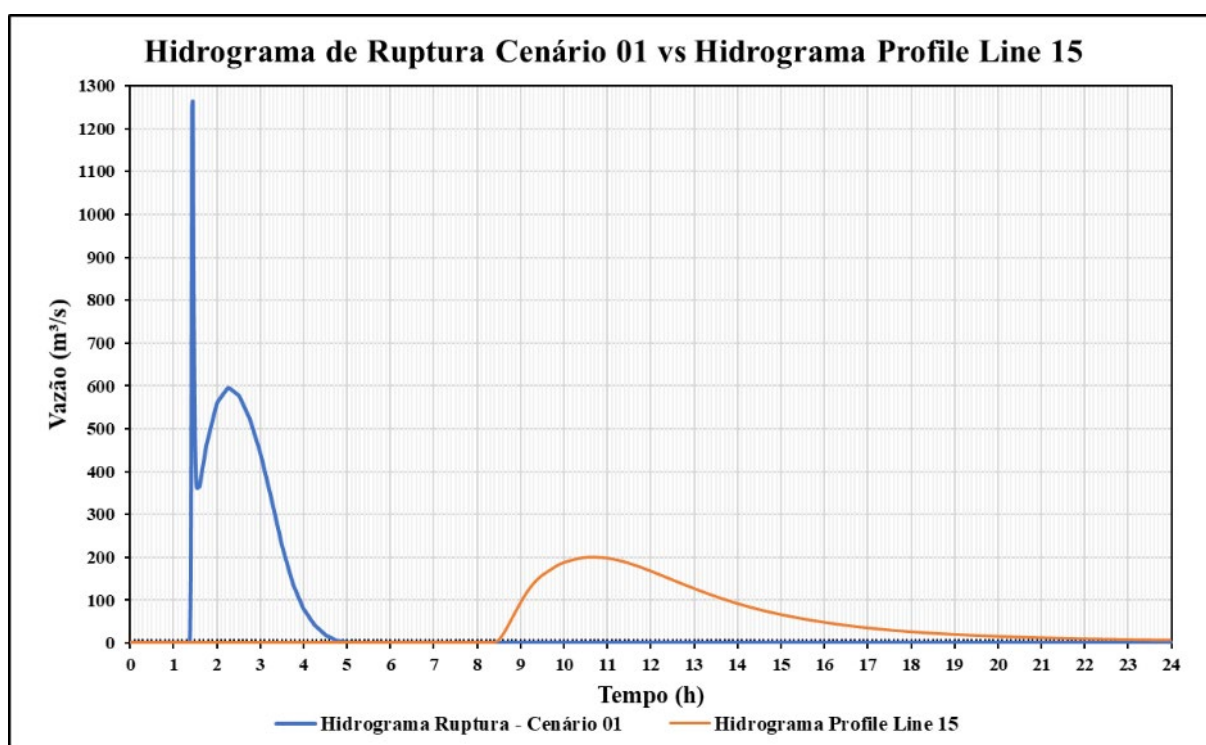


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.1.15 Seção 15 – Cenário 01

A Figura 94 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 01 e o hidrograma na seção da Profile Line 15.

Figura 94: Hidrograma de ruptura do cenário 01 e hidrograma da Profile Line 15

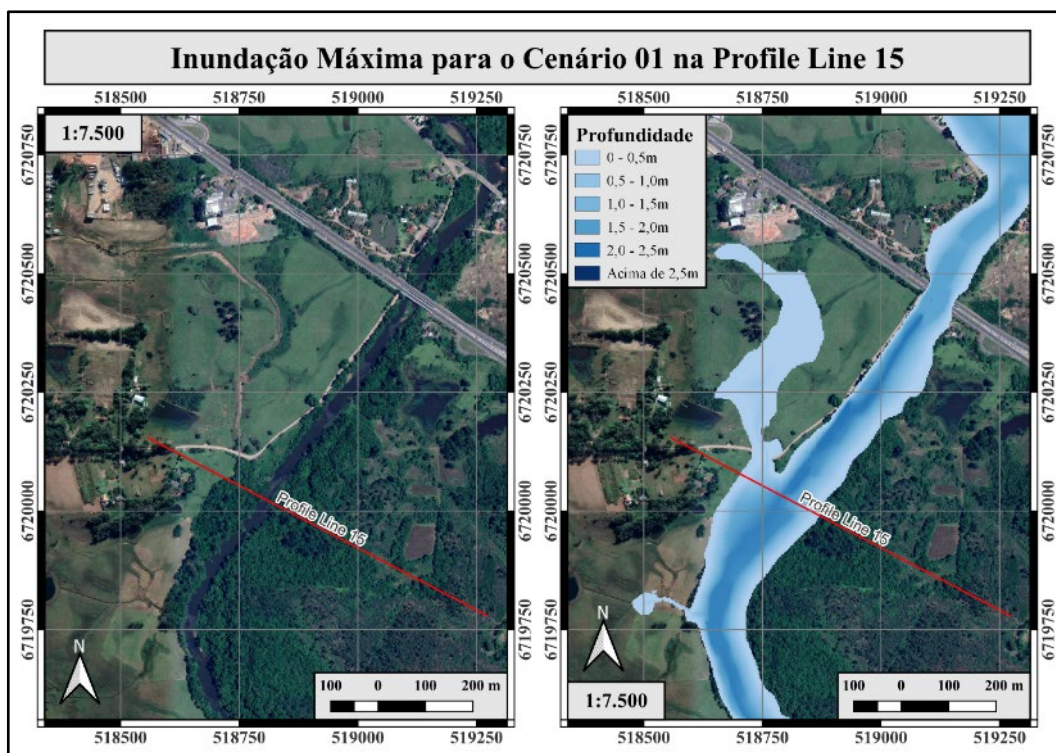


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 01, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 15 com 8 horas e 22 minutos, ou seja, 6 horas e 59 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 15 foi de 201,53 m³/s e é alcançada com 10 horas e 39 minutos, ou 9 horas e 16 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 15 está localizada a cerca de 41,5 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 95 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 15 para o Cenário 01 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

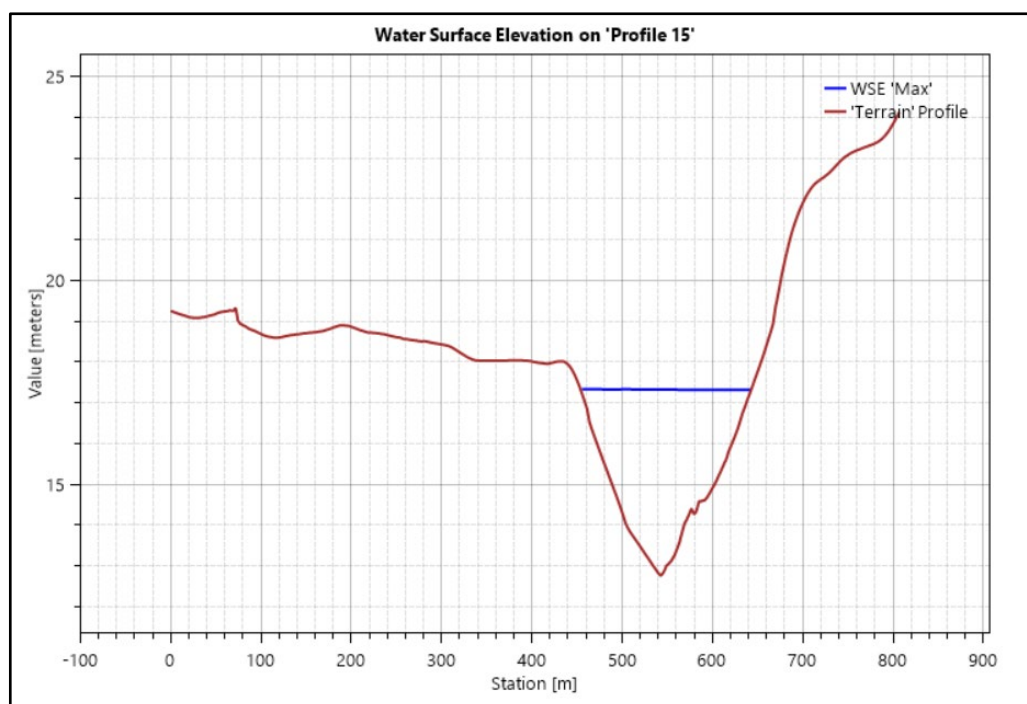
Figura 95: Inundação máxima na Profile Line 15 para o cenário 01



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 96 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 15 para o cenário de rompimento 01.

Figura 96: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 15 no cenário 01



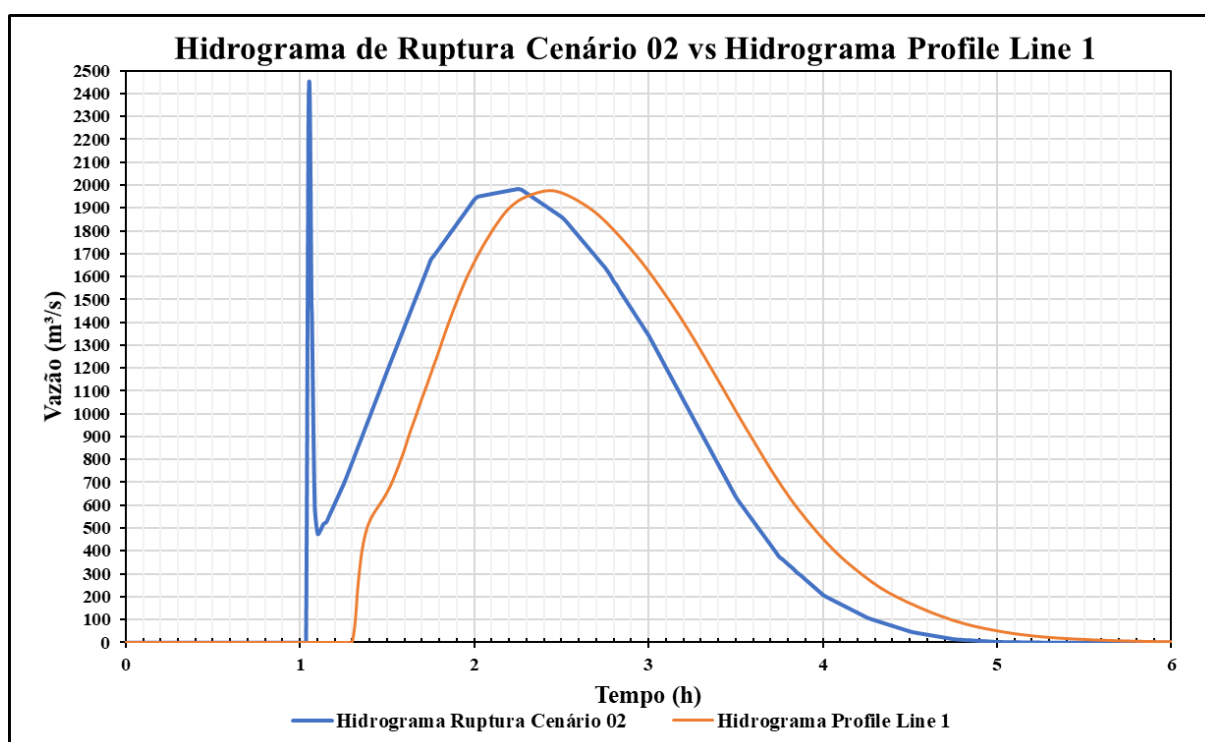
Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2 Resultados das Profile Lines para o Cenário 02

4.4.2.1 Seção 1 – Cenário 02

A Figura 97 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 01.

Figura 97: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 1

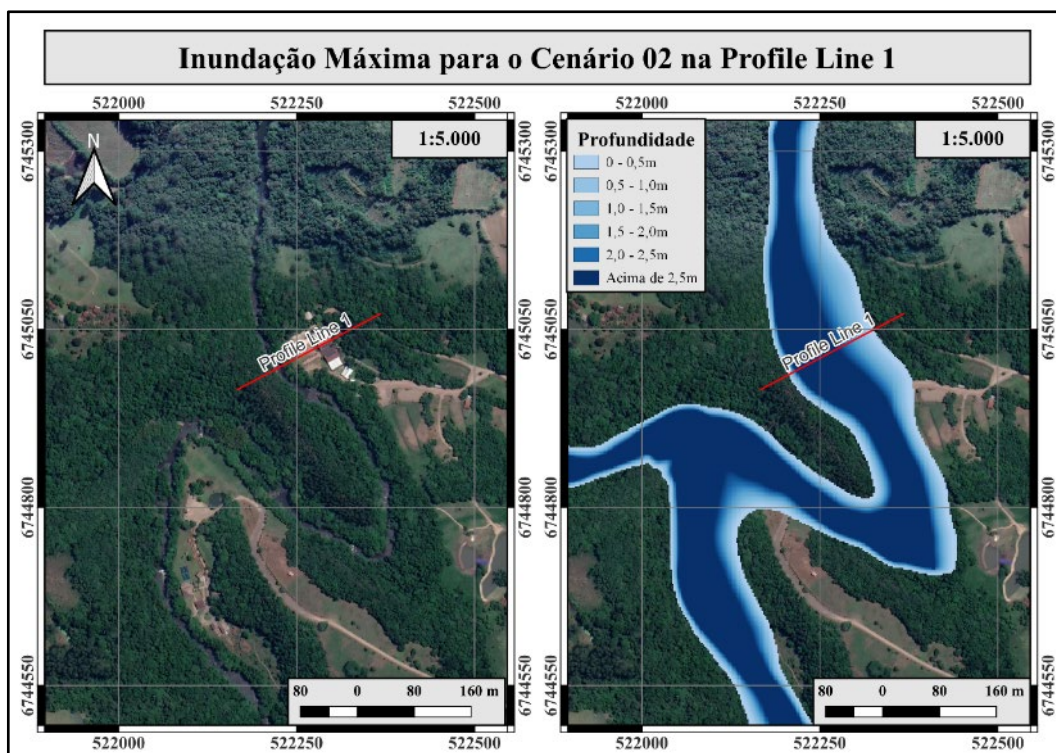


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 1 com 1 hora e 18 minutos, ou seja, 15 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 1 foi de 1.975,39 m³/s e é alcançada com 2 horas e 26 minutos, ou 1 hora e 23 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 1 está localizada a cerca de 4,8 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 98 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 1 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

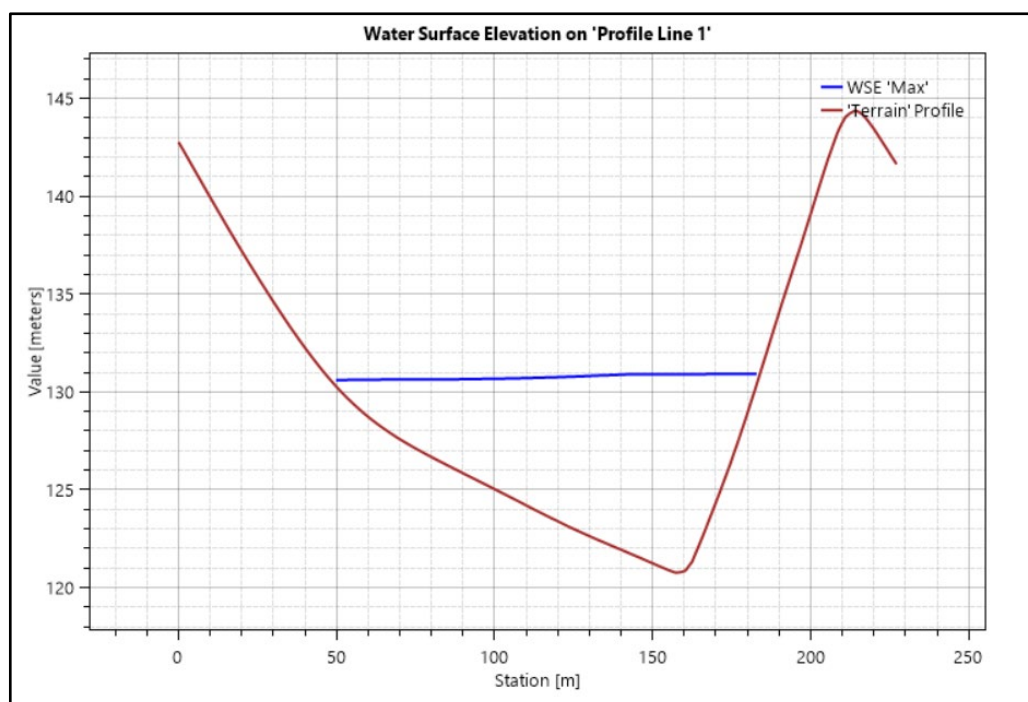
Figura 98: Inundação máxima na Profile Line 1 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 99 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 1 para o cenário de rompimento 02.

Figura 99: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 1 no cenário 02

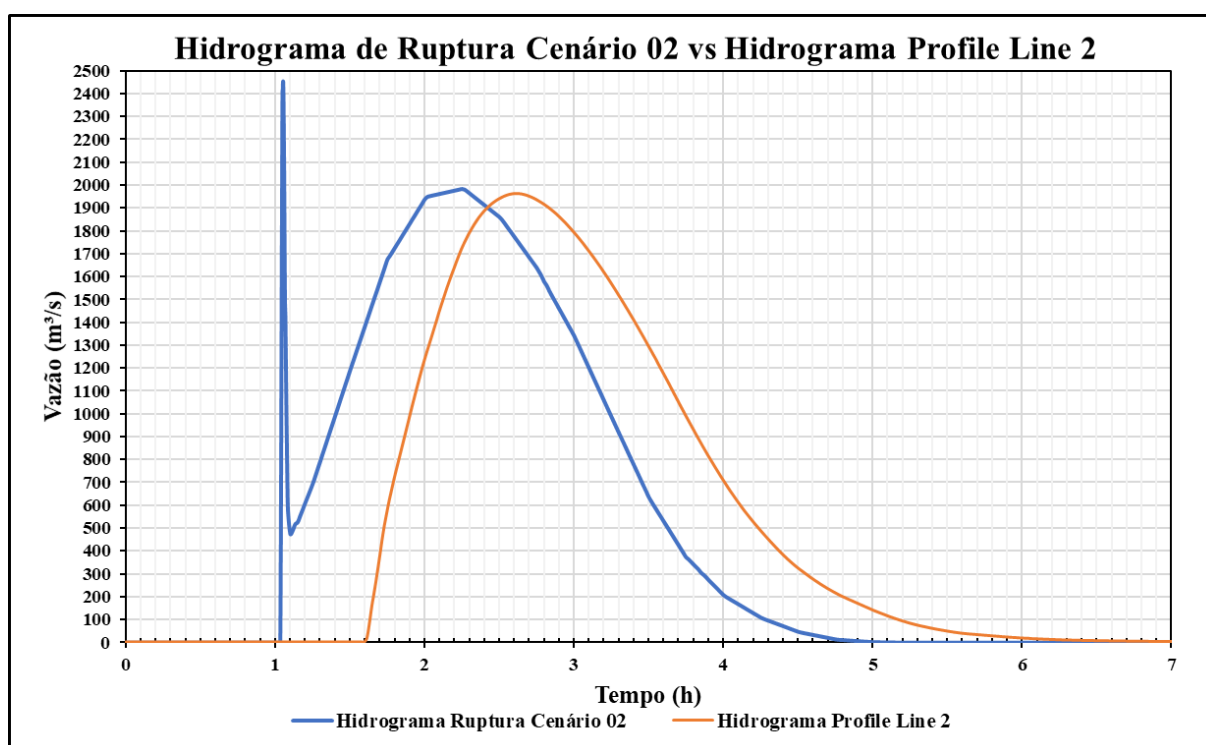


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.2 Seção 2 – Cenário 02

A Figura 100 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 02.

Figura 100: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 2

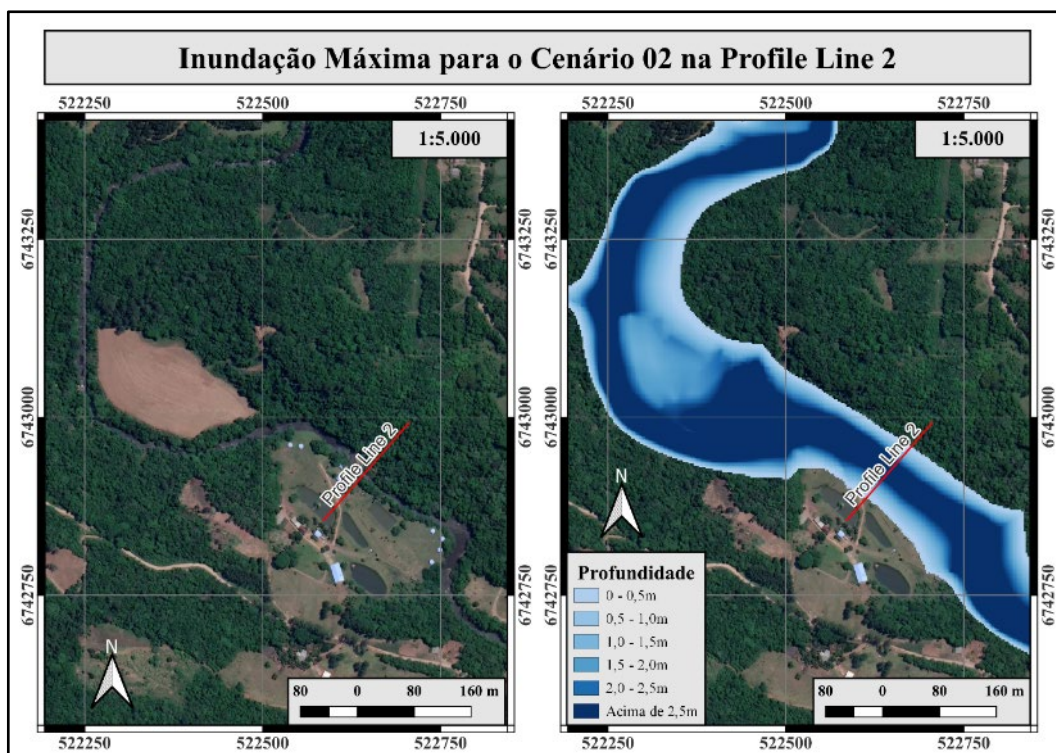


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 2 com 1 hora e 36 minutos, ou seja, 33 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 2 foi de 1.963,05 m³/s e é alcançada com 2 horas e 37 minutos, ou 1 hora e 34 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 2 está localizada a cerca de 8,3 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 101 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 2 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

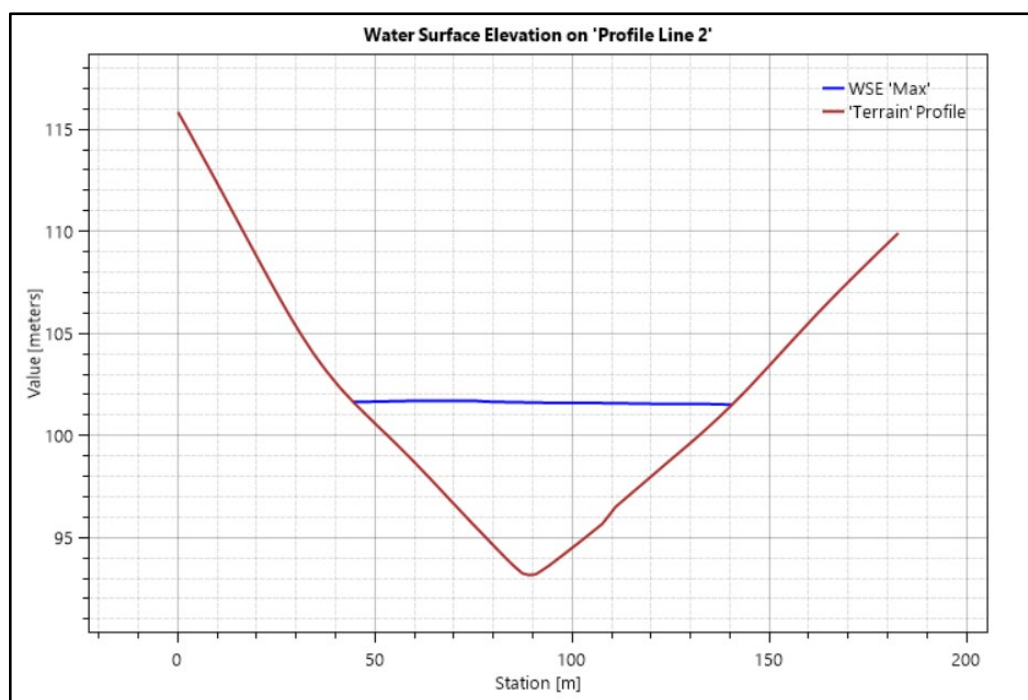
Figura 101: Inundação máxima na Profile Line 2 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 102 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 2 para o cenário de rompimento 02.

Figura 102: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 2 no cenário 02

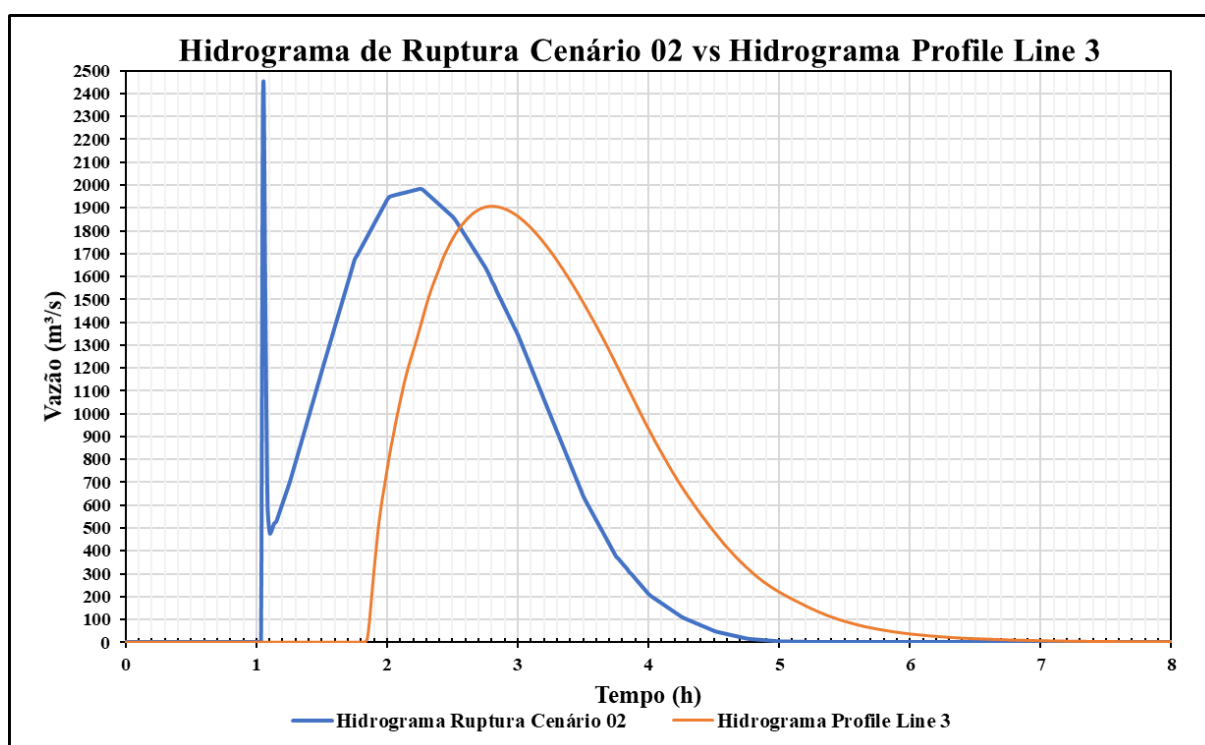


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.3 Seção 3 – Cenário 02

A Figura 103 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 03.

Figura 103: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 3

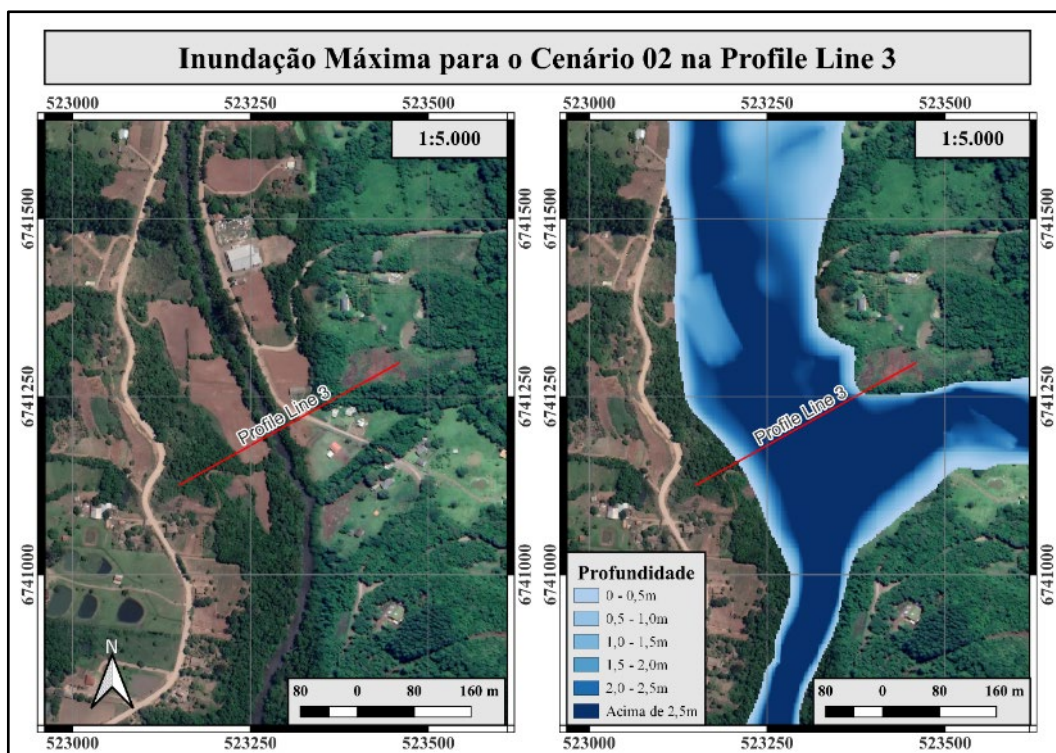


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 3 com 1 hora e 49 minutos, ou seja, 46 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 3 foi de 1.906,98 m³/s e é alcançada com 2 horas e 48 minutos, ou 1 hora e 45 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 3 está localizada a cerca de 10,5 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 104 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 3 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

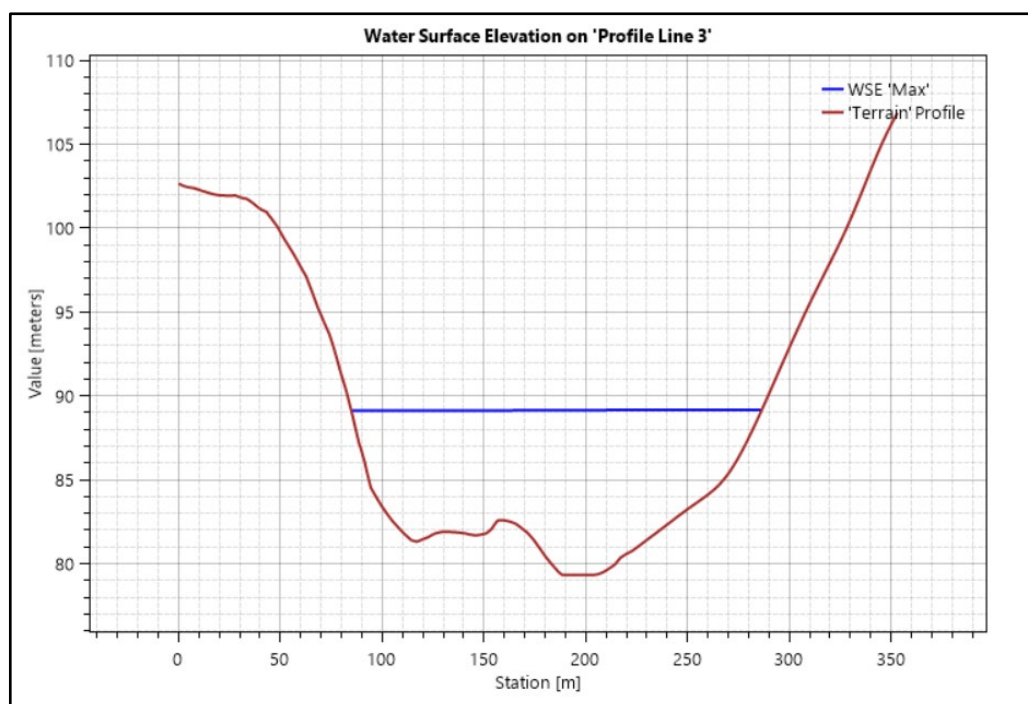
Figura 104: Inundação máxima na Profile Line 3 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 105 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 3 para o cenário de rompimento 02.

Figura 105: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 3 no cenário 02

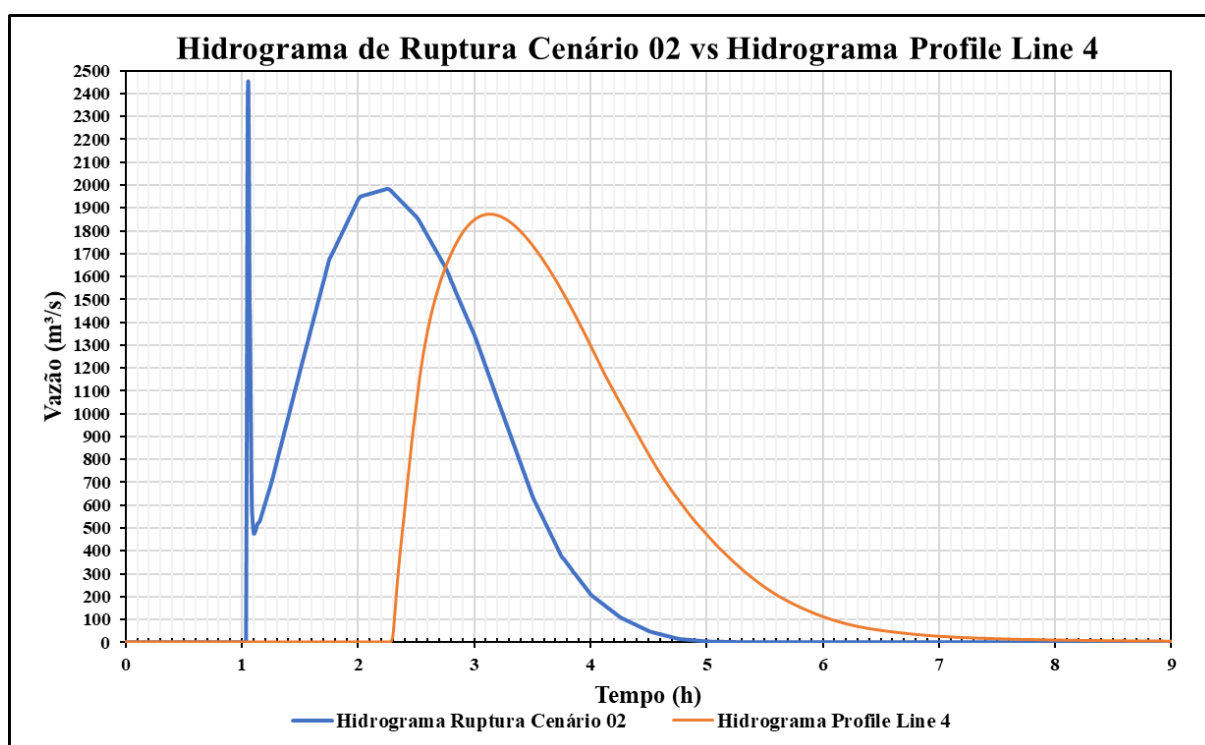


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.4 Seção 4 – Cenário 02

A Figura 106 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 04.

Figura 106: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 4

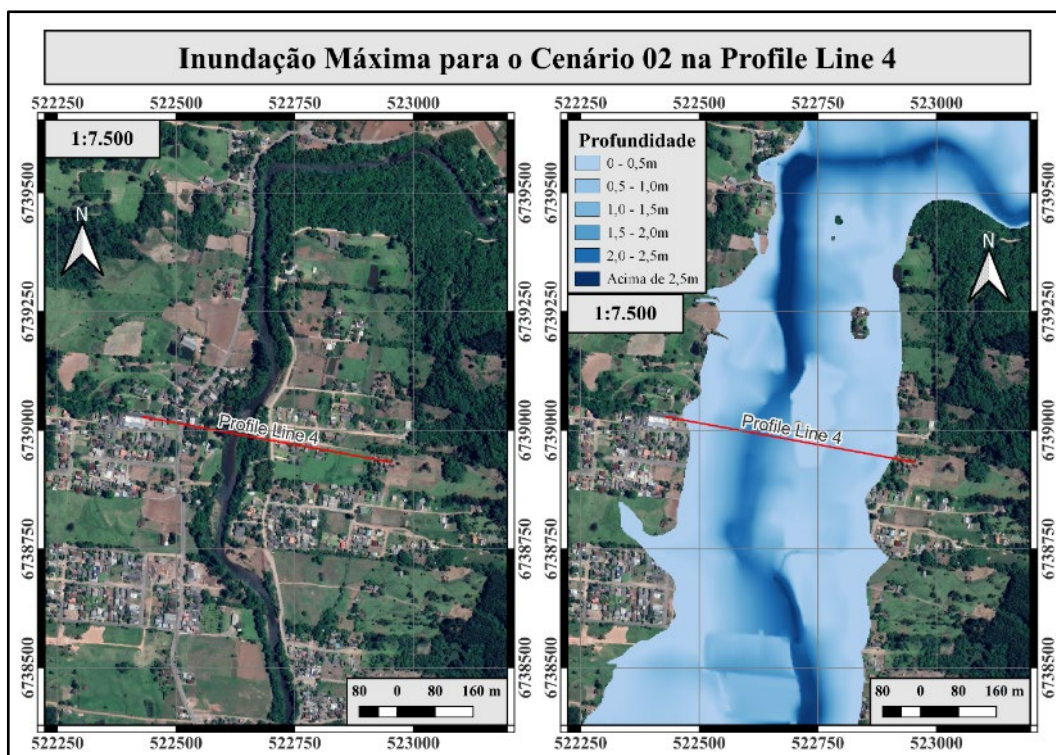


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 4 com 2 horas e 17 minutos, ou seja, 1 hora e 14 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 4 foi de 1.871,94 m³/s e é alcançada com 3 horas e 8 minutos, ou 2 horas e 5 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 4 está localizada a cerca de 14,4 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 107 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 4 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

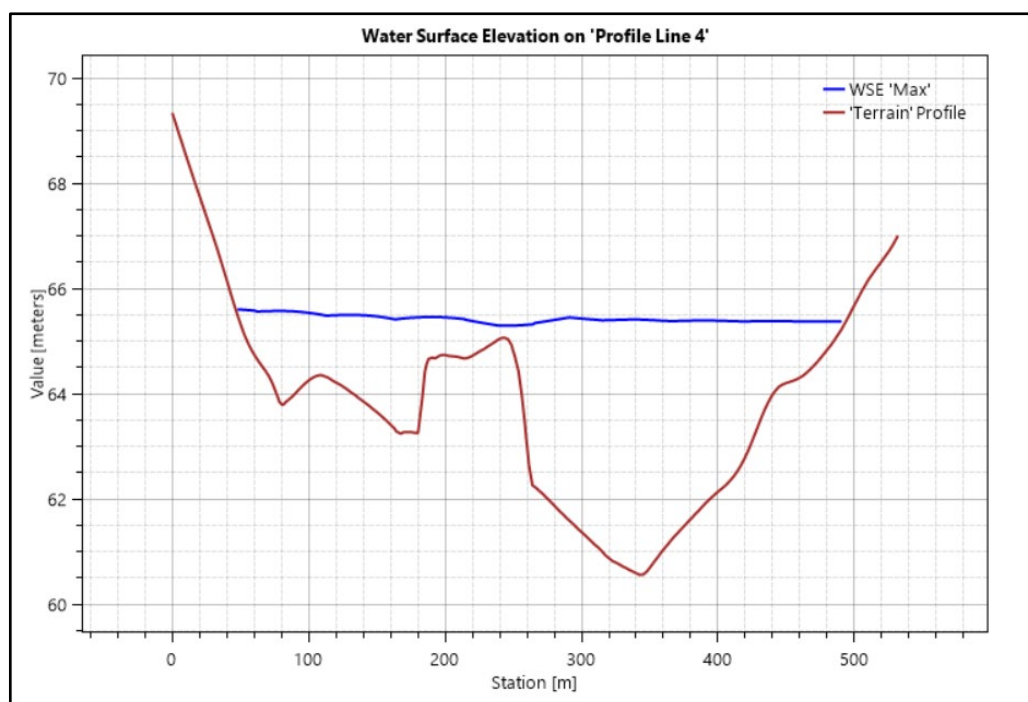
Figura 107: Inundação máxima na Profile Line 4 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 108 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 4 para o cenário de rompimento 02.

Figura 108: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 4 no cenário 02

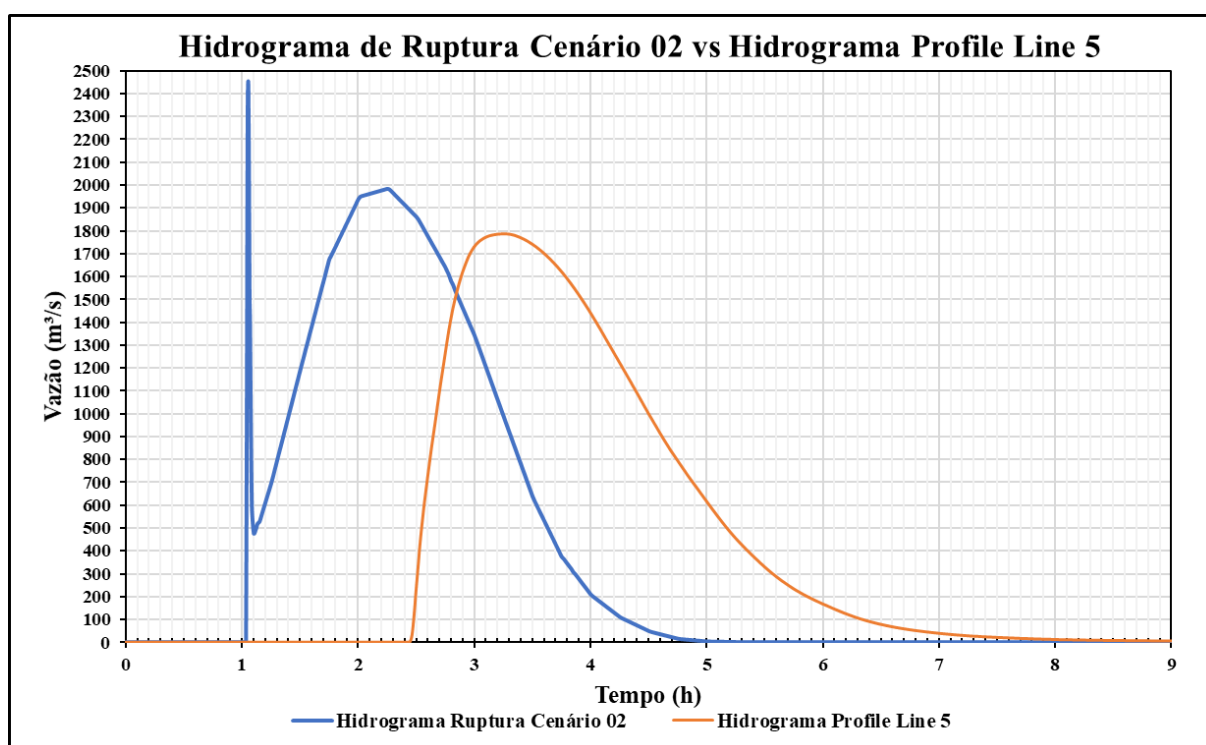


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.5 Seção 5 – Cenário 02

A Figura 109 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 05.

Figura 109: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 5

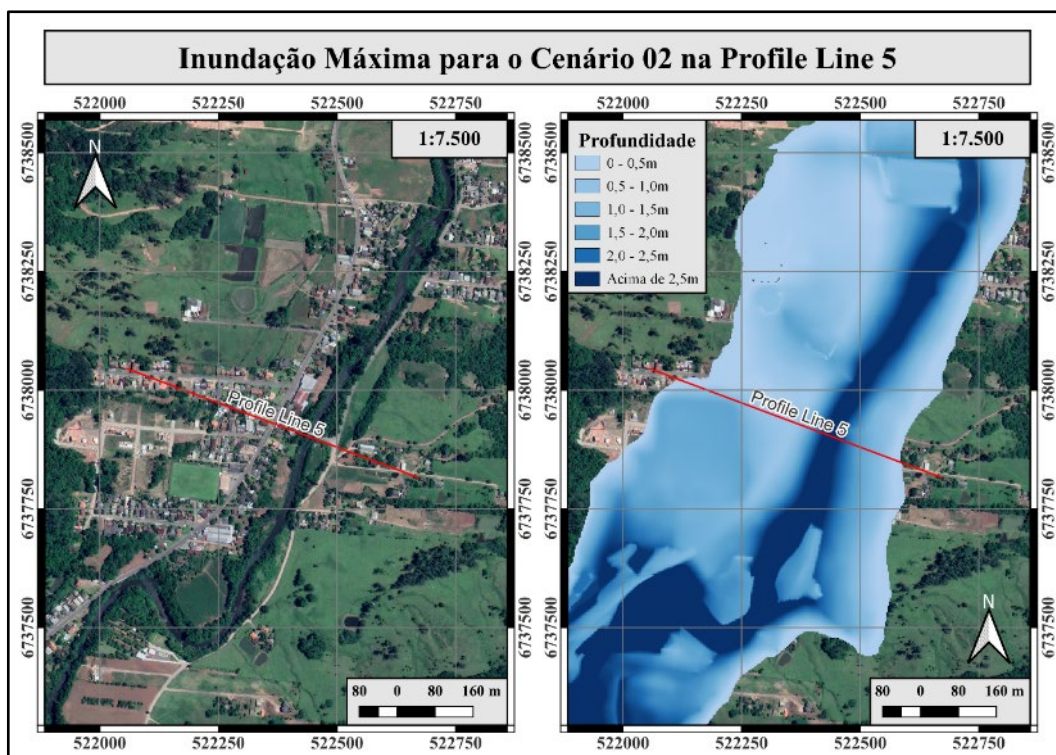


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 5 com 2 horas e 26 minutos, ou seja, 1 hora e 23 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 5 foi de 1.786,72 m³/s e é alcançada com 3 horas e 16 minutos, ou 2 horas e 13 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 5 está localizada a cerca de 15,6 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 110 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 5 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

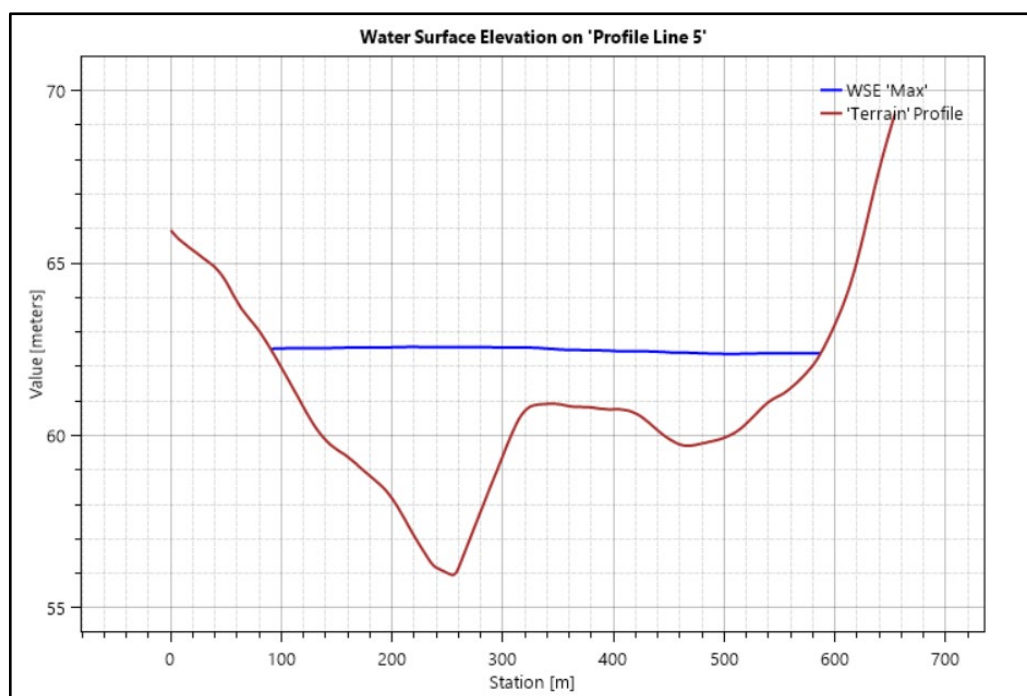
Figura 110: Inundação máxima na Profile Line 5 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 111 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 5 para o cenário de rompimento 02.

Figura 111: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 5 no cenário 02

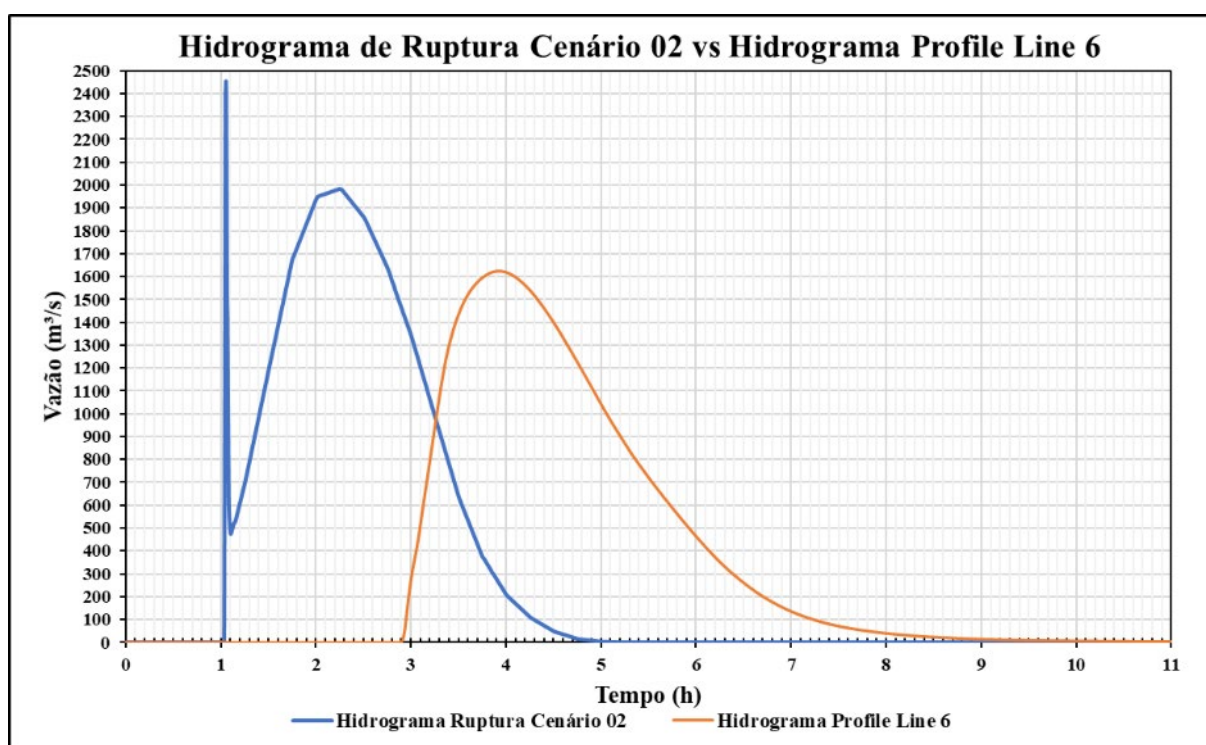


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.6 Seção 6 – Cenário 02

A Figura 112 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 06.

Figura 112: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 6

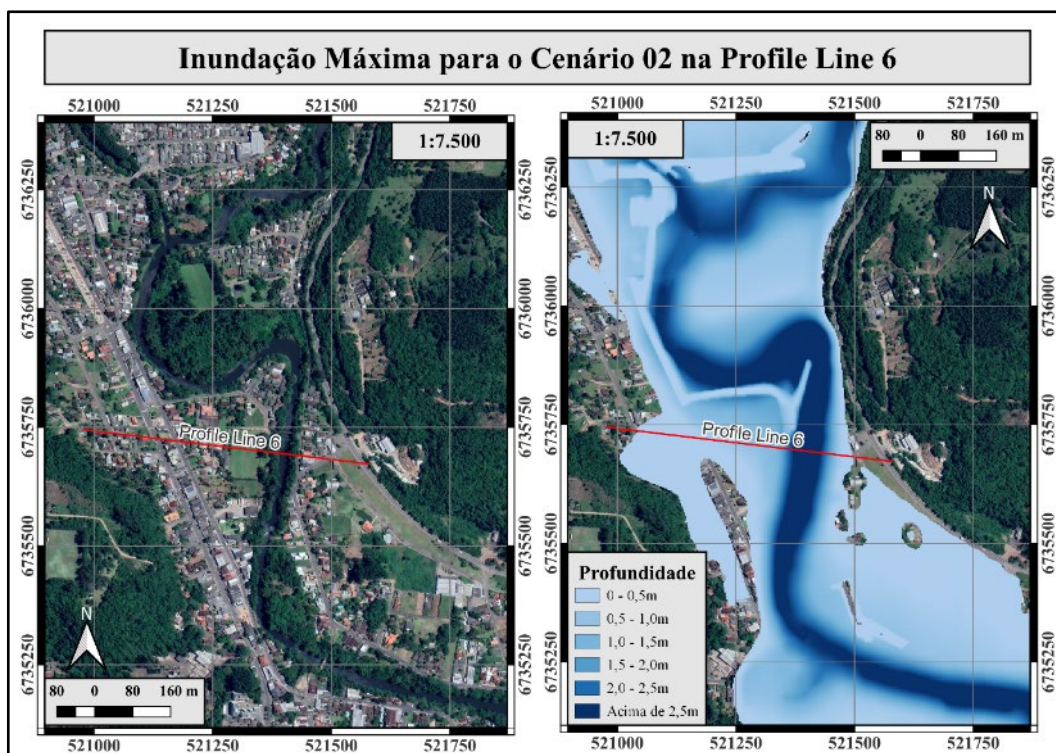


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 6 com 2 horas e 52 minutos, ou seja, 1 hora e 49 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 6 foi de 1.622,88 m³/s e é alcançada com 3 horas e 56 minutos, ou 2 horas e 53 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 6 está localizada a cerca de 19,2 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 113 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 6 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

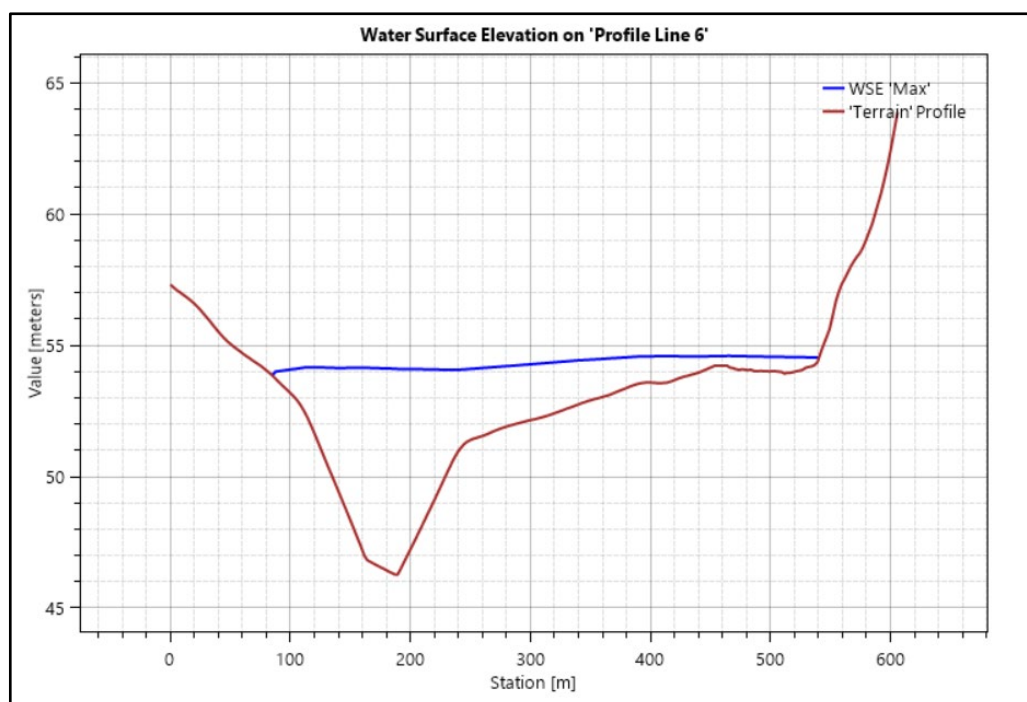
Figura 113: Inundação máxima na Profile Line 6 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 114 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 6 para o cenário de rompimento 02.

Figura 114: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 6 no cenário 02

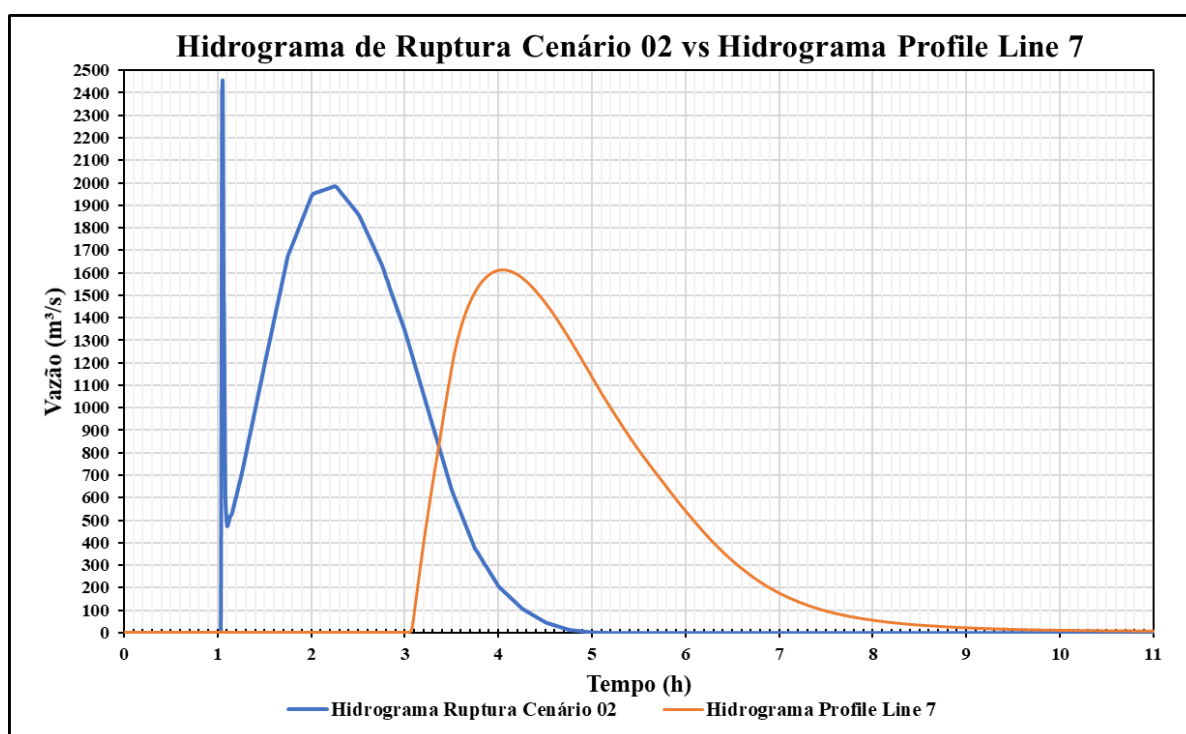


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.7 Seção 7 – Cenário 02

A Figura 115 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 07.

Figura 115: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 7

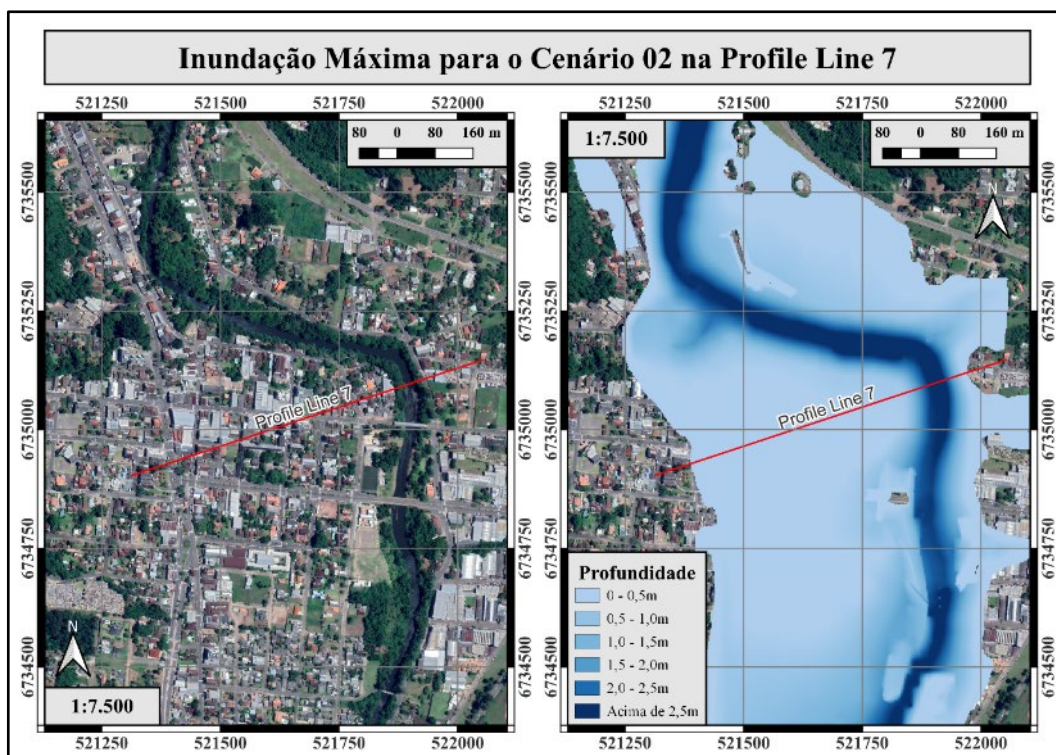


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 7 com 3 horas e 1 minutos, ou seja, 1 hora e 58 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 7 foi de 1.614,72 m³/s e é alcançada com 4 horas e 3 minutos, ou 3 horas após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 7 está localizada a cerca de 20,1 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 116 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 7 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

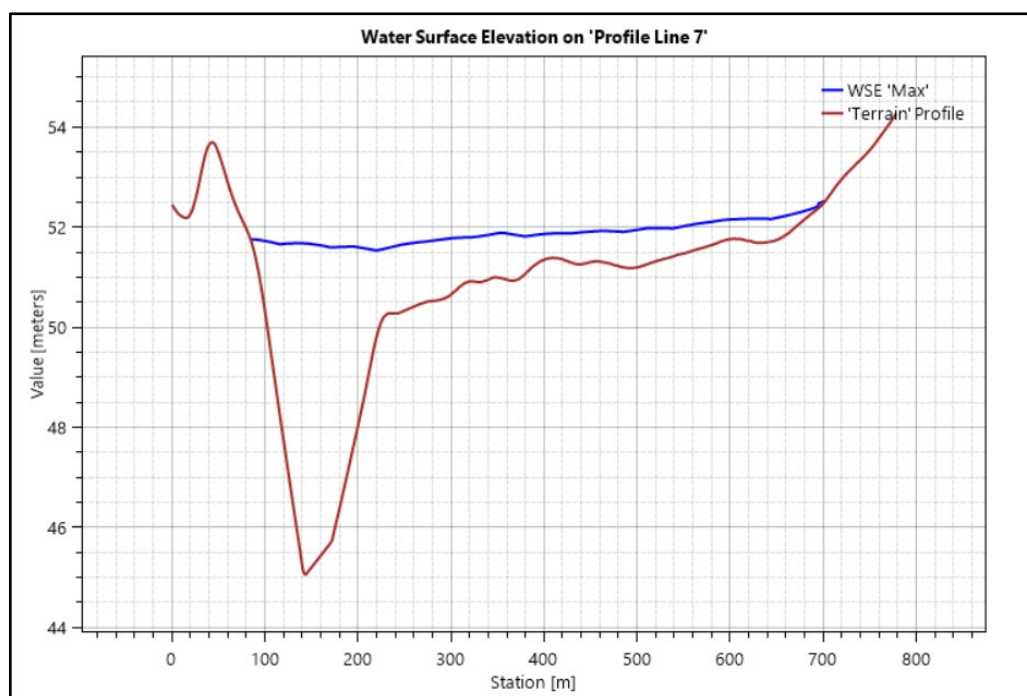
Figura 116: Inundação máxima na Profile Line 7 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 117 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 7 para o cenário de rompimento 02.

Figura 117: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 7 no cenário 02

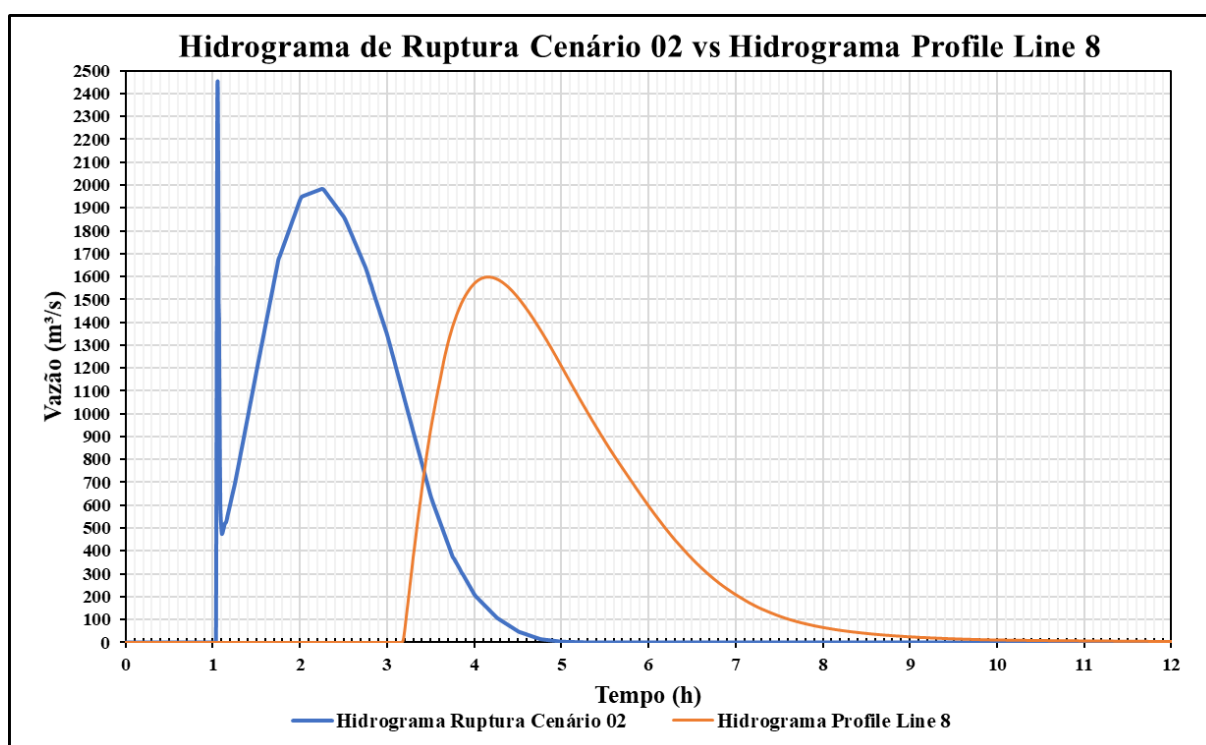


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.8 Seção 8 – Cenário 02

A Figura 118 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 08.

Figura 118: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 8

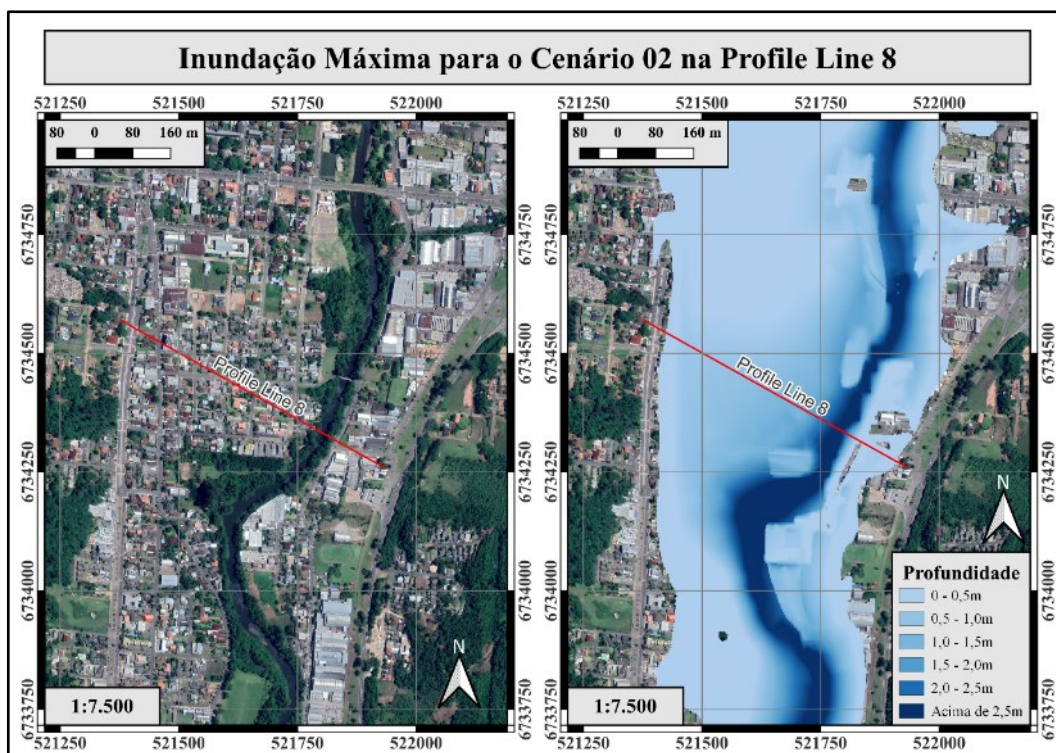


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 8 com 3 horas e 9 minutos, ou seja, 2 horas e 6 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 8 foi de 1.598,80 m³/s e é alcançada com 4 horas e 10 minutos, ou 3 horas e 7 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 8 está localizada a cerca de 20,9 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 119 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 8 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

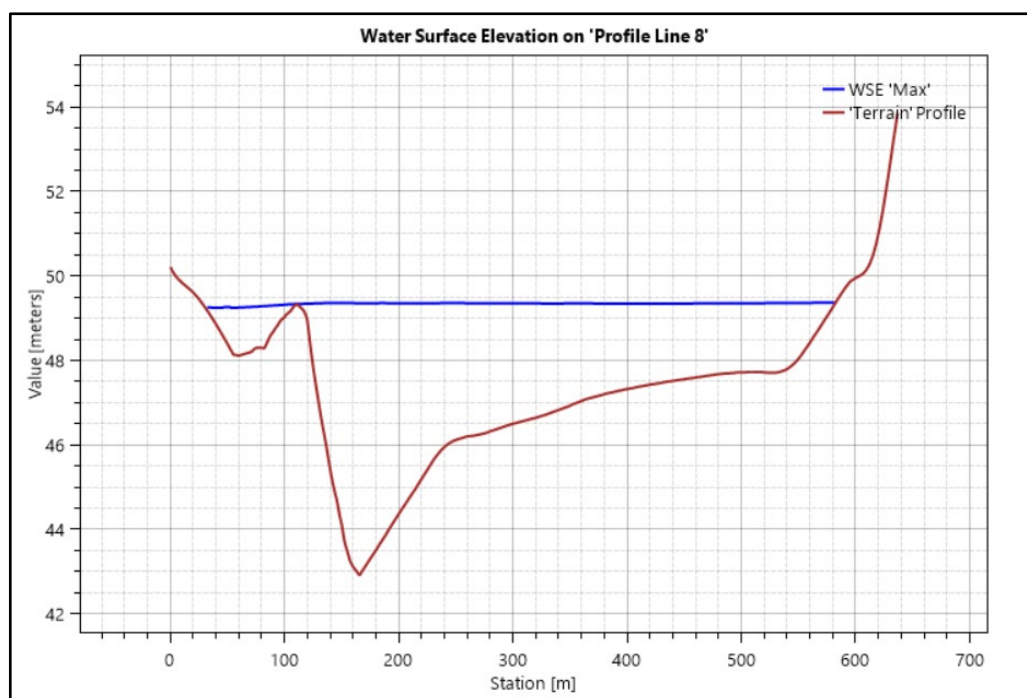
Figura 119: Inundação máxima na Profile Line 8 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 120 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 8 para o cenário de rompimento 02.

Figura 120: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 8 no cenário 02

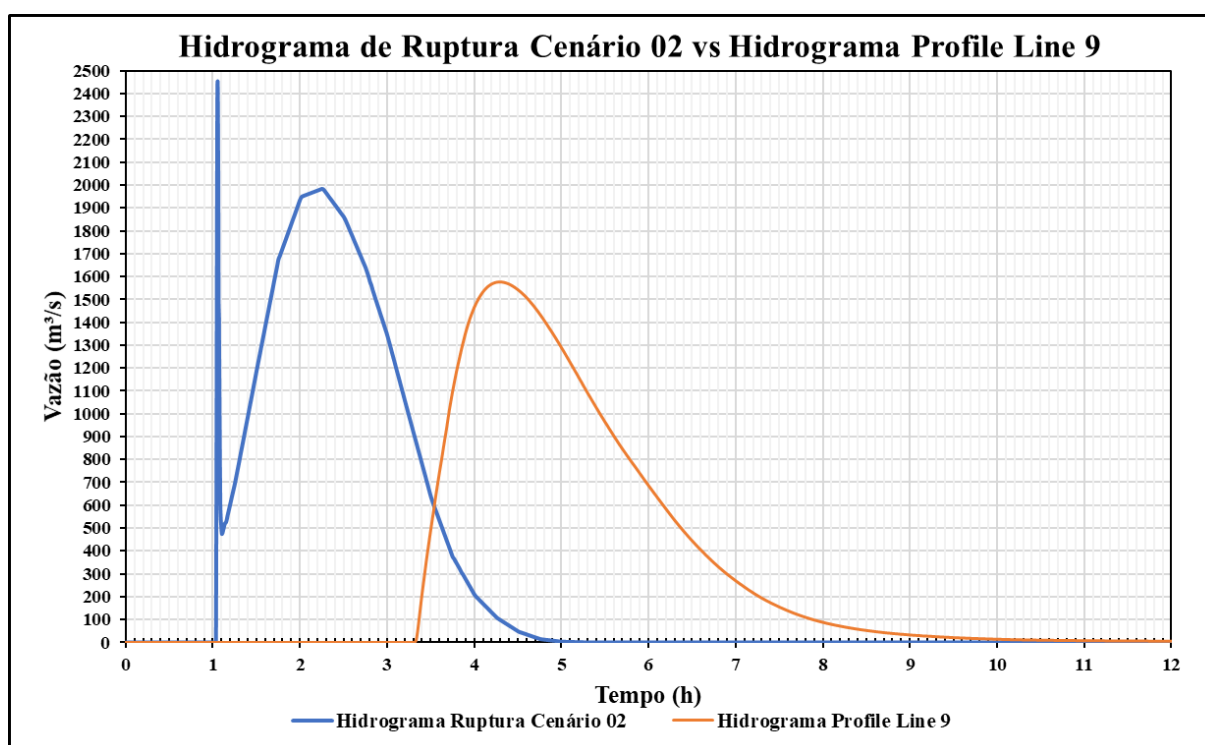


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.9 Seção 9 – Cenário 02

A Figura 121 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 09.

Figura 121: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 9

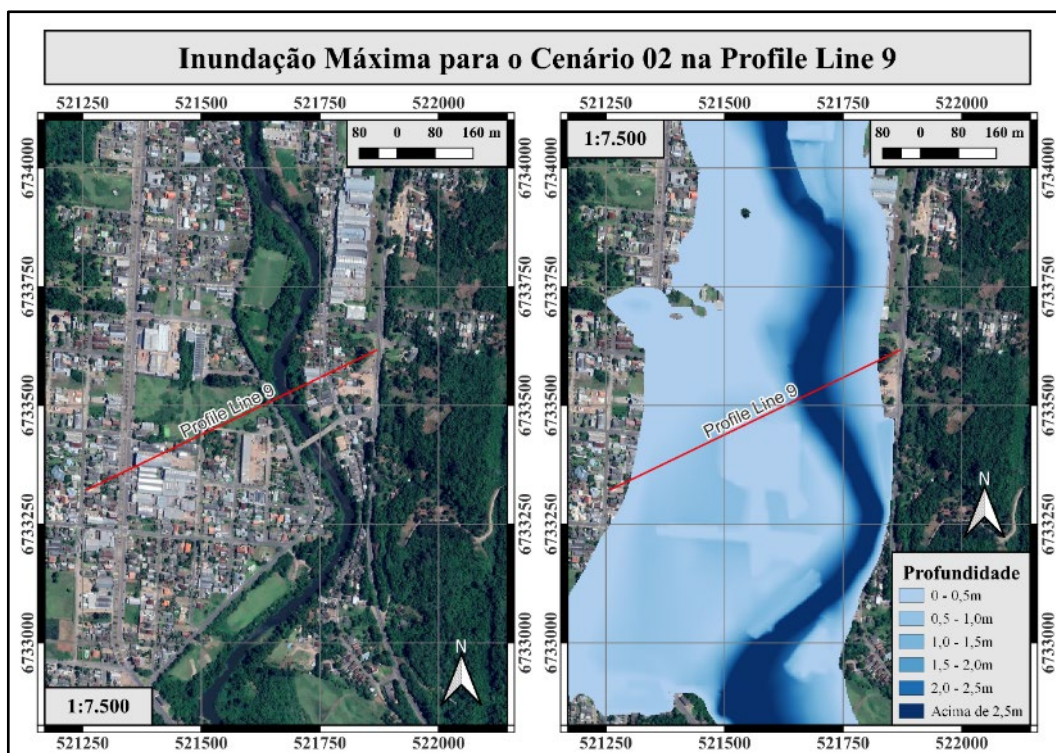


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 9 com 3 horas e 18 minutos, ou seja, 2 horas e 15 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 9 foi de 1.578,17 m³/s e é alcançada com 4 horas e 18 minutos, ou 3 horas e 15 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 9 está localizada a cerca de 21,9 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 122 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 9 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

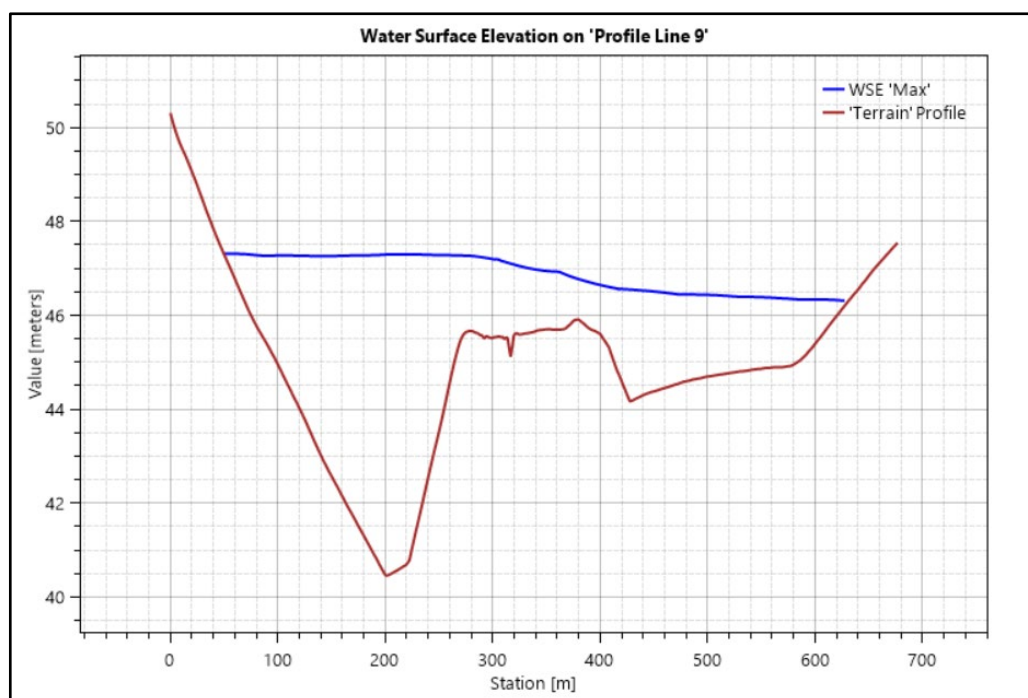
Figura 122: Inundação máxima na Profile Line 9 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 123 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 9 para o cenário de rompimento 02.

Figura 123: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 9 no cenário 02

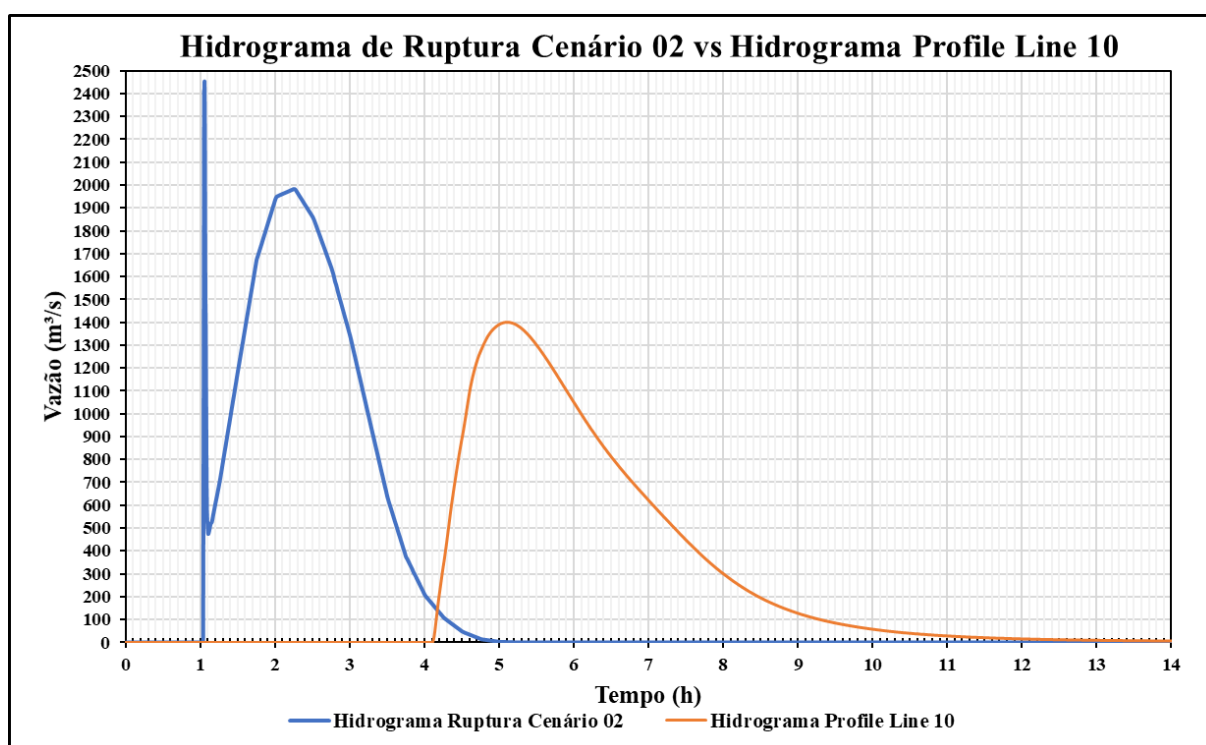


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.10 Seção 10 – Cenário 02

A Figura 124 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 10.

Figura 124: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 10

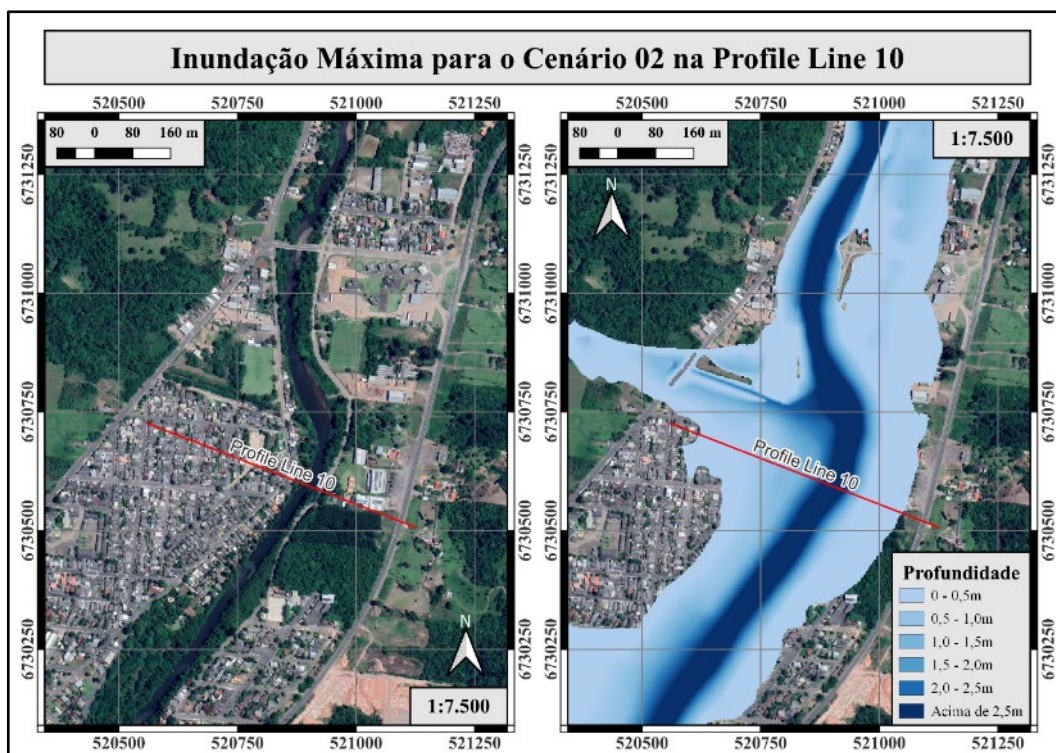


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 10 com 4 horas e 6 minutos, ou seja, 3 horas e 3 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 10 foi de 1.401,07 m³/s e é alcançada com 5 horas e 7 minutos, ou 4 horas e 4 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 10 está localizada a cerca de 26,8 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 125 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 10 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

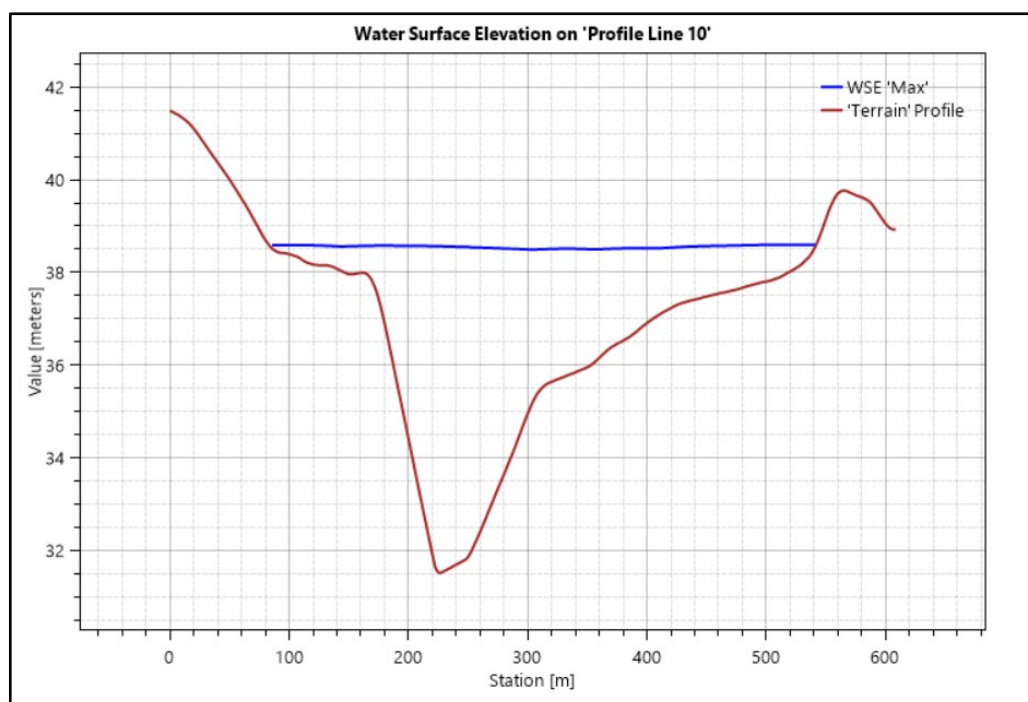
Figura 125: Inundação máxima na Profile Line 10 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 126 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 10 para o cenário de rompimento 02.

Figura 126: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 10 no cenário 02

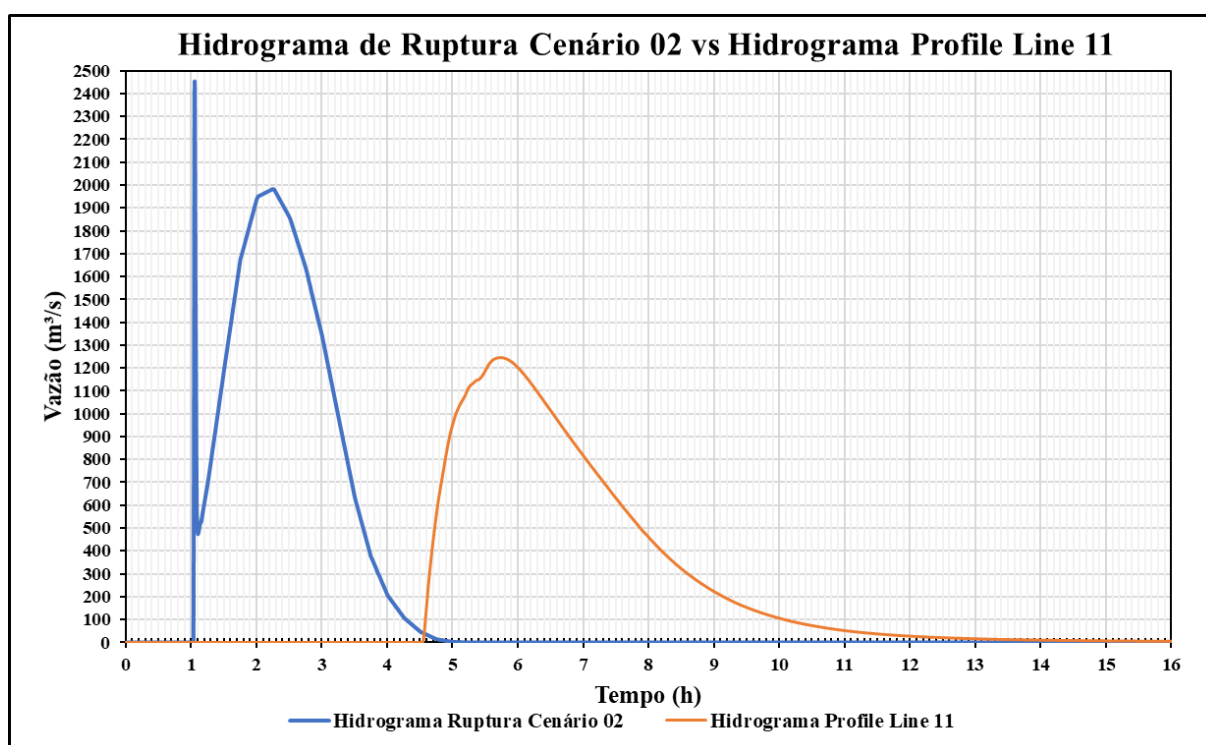


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.11 Seção 11 – Cenário 02

A Figura 127 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 11.

Figura 127: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 11

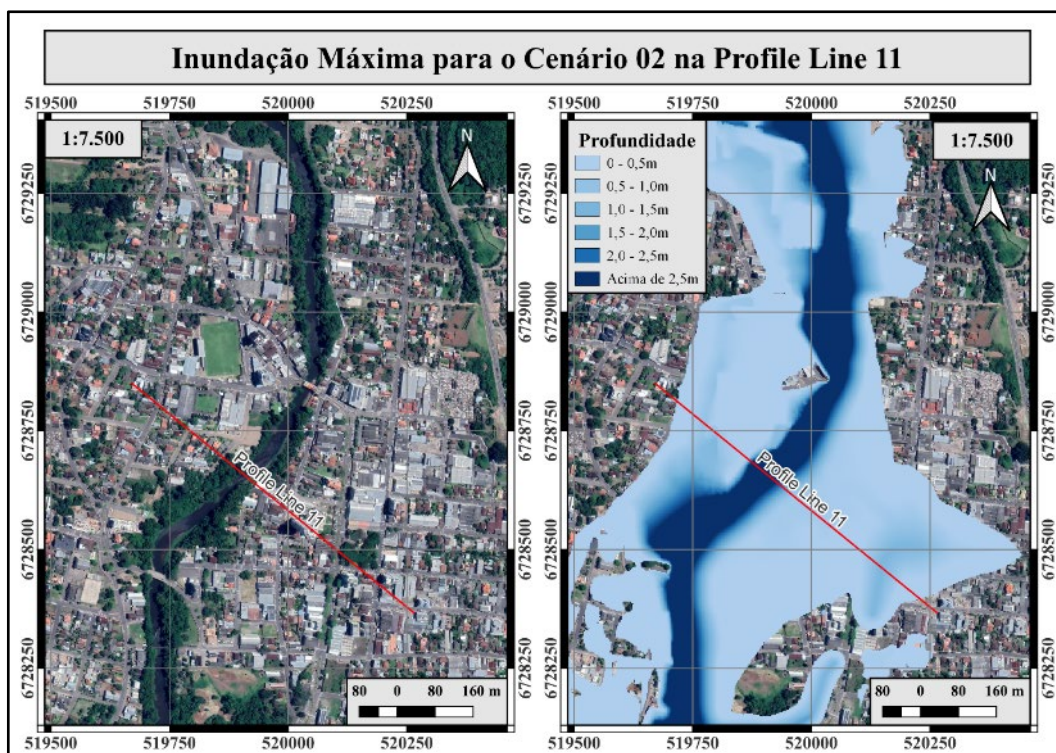


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 11 com 4 horas e 32 minutos, ou seja, 3 horas e 29 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 11 foi de 1.244,46 m³/s e é alcançada com 5 horas e 44 minutos, ou 4 horas e 41 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 11 está localizada a cerca de 29,5 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 128 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 11 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

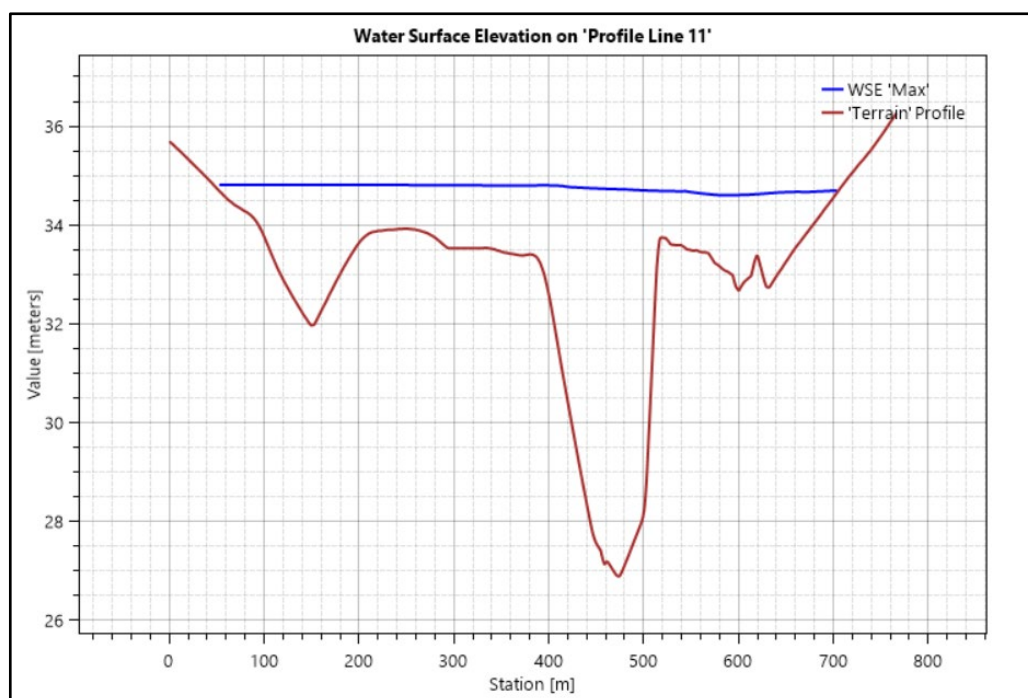
Figura 128: Inundação máxima na Profile Line 11 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 129 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 11 para o cenário de rompimento 02.

Figura 129: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 11 no cenário 02

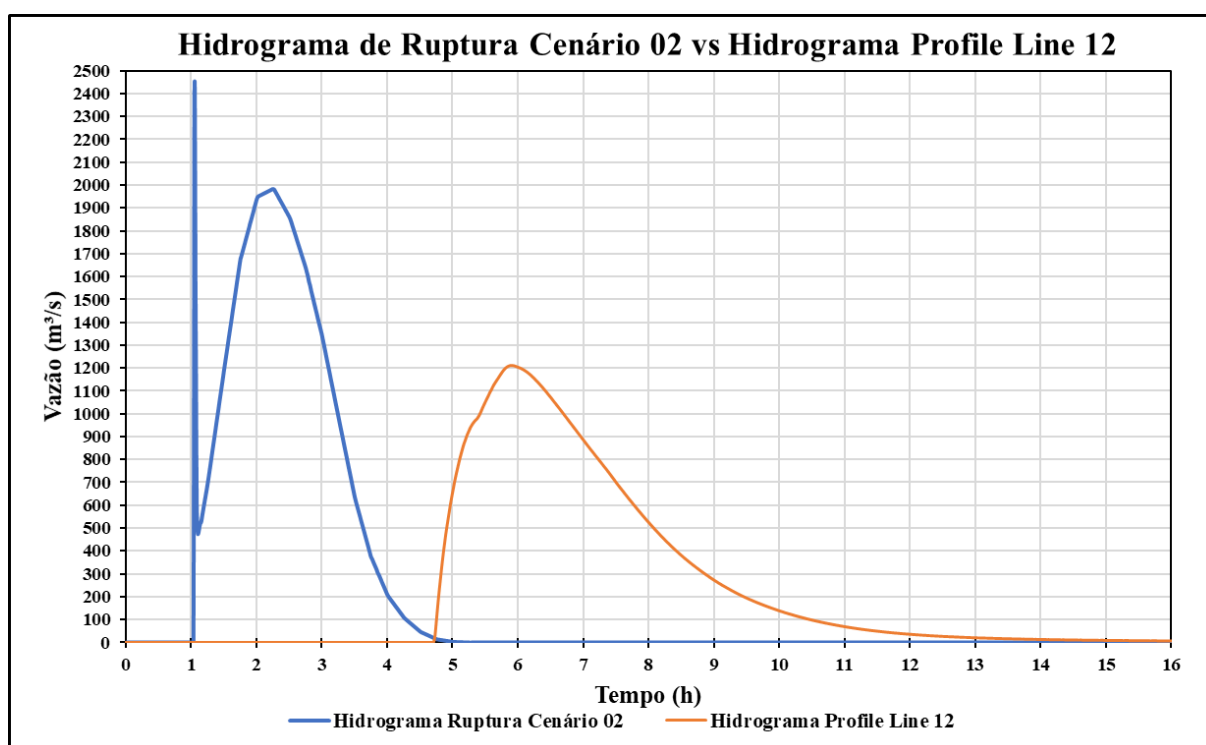


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.12 Seção 12 – Cenário 02

A Figura 130 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 12.

Figura 130: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 12

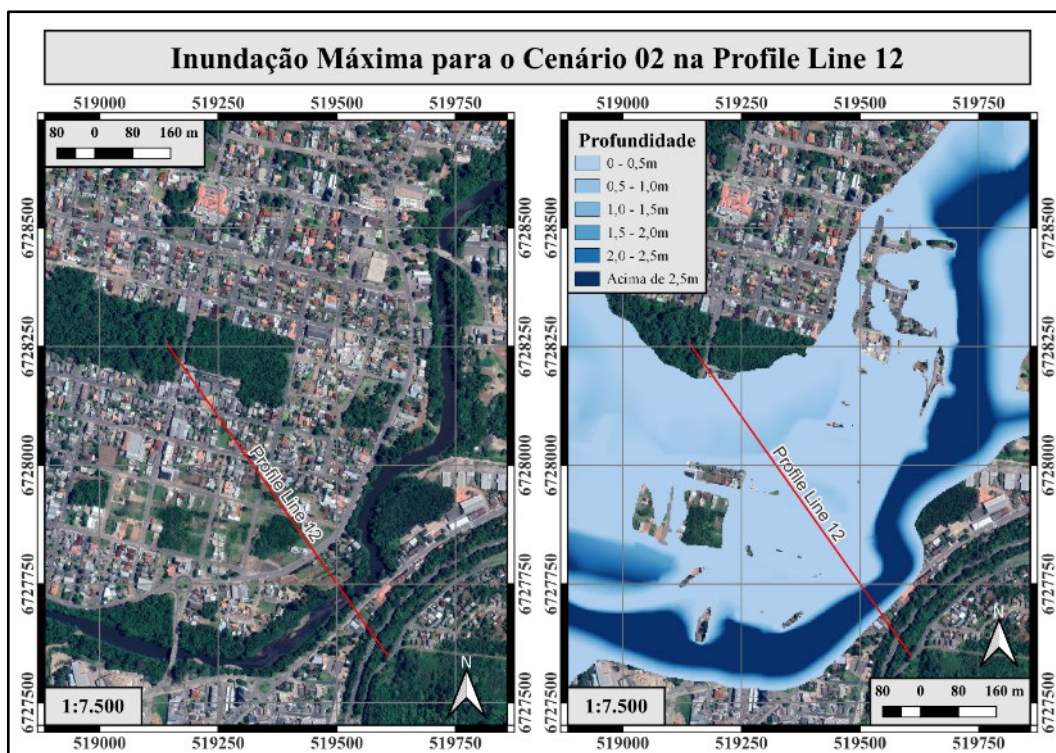


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 12 com 4 horas e 42 minutos, ou seja, 3 horas e 39 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 12 foi de 1.211,97 m³/s e é alcançada com 5 horas e 54 minutos, ou 4 horas e 51 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 12 está localizada a cerca de 30,7 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 131 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 12 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

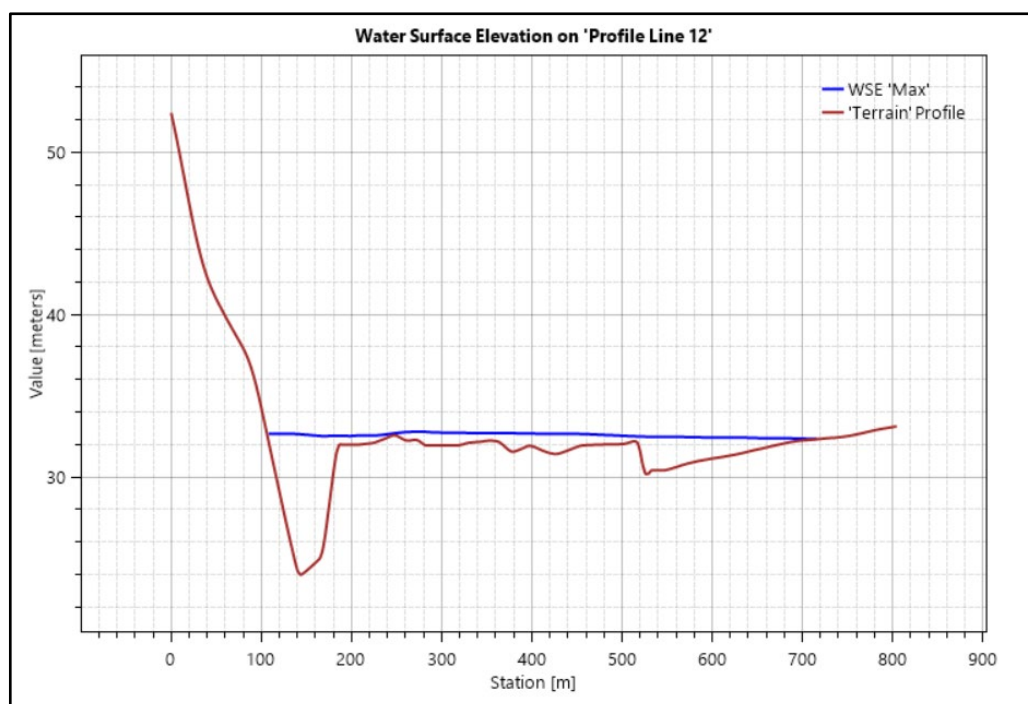
Figura 131: Inundação máxima na Profile Line 12 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 132 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 12 para o cenário de rompimento 02.

Figura 132: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 12 no cenário 02

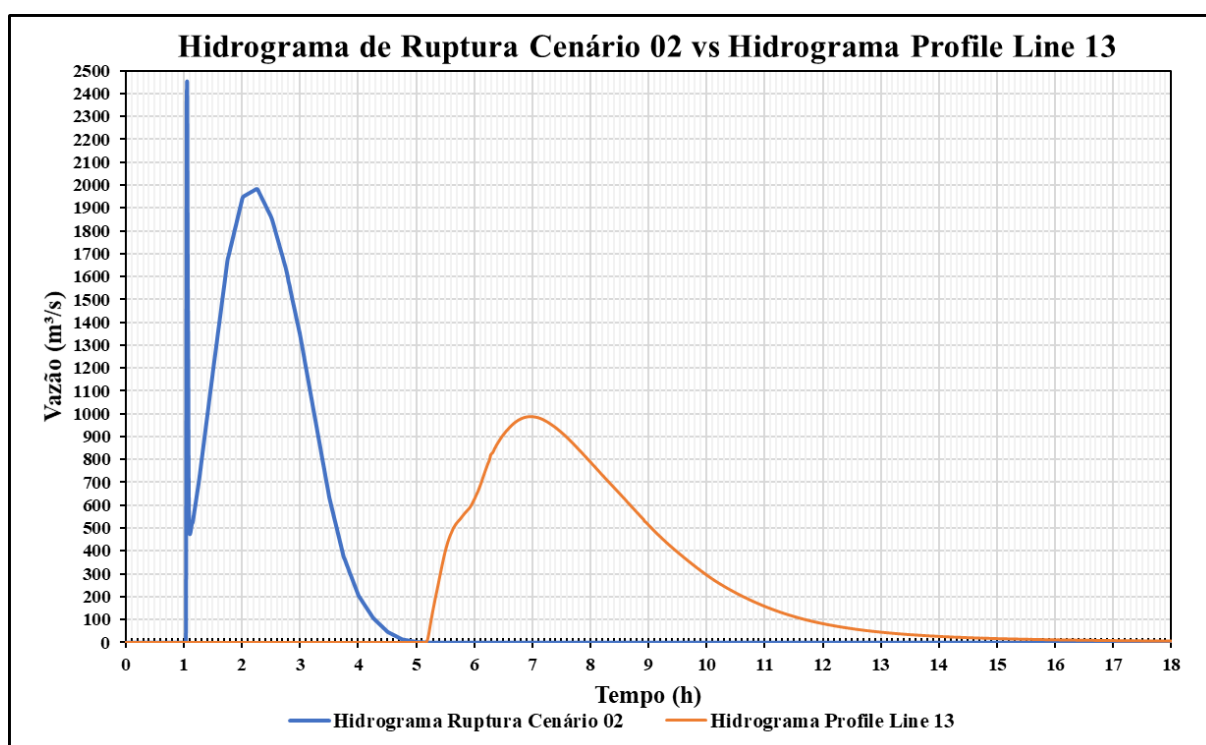


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.13 Seção 13 – Cenário 02

A Figura 133 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 13.

Figura 133: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 13

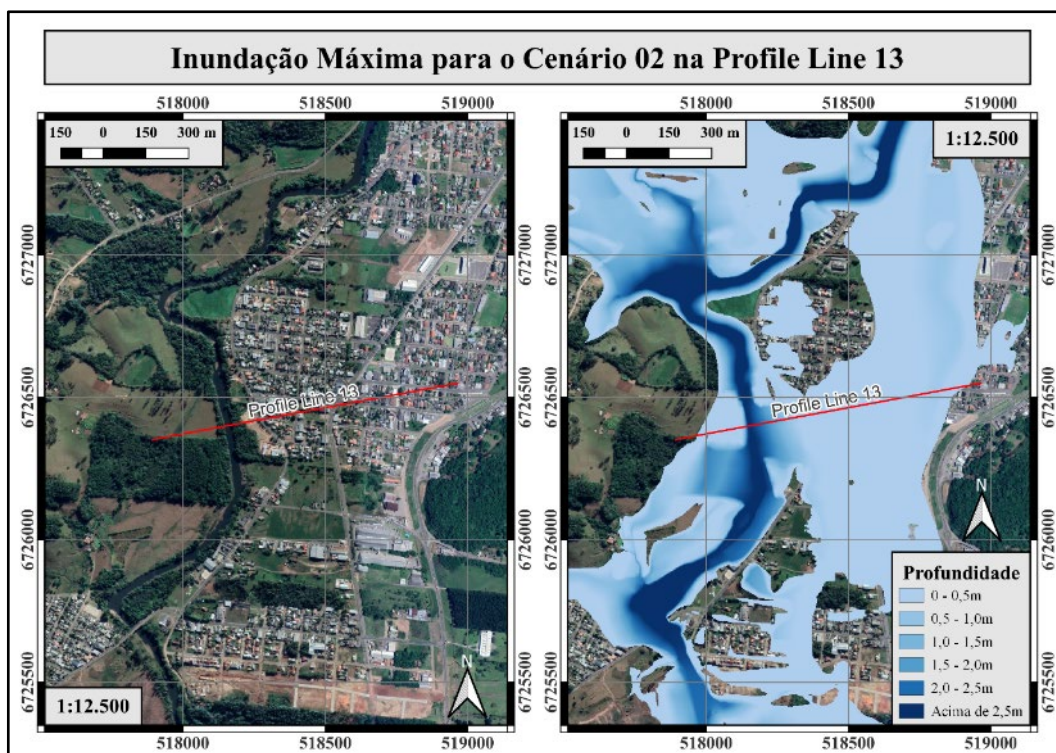


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 13 com 5 horas e 8 minutos, ou seja, 4 horas e 5 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 13 foi de 989,53 m³/s e é alcançada com 6 horas e 58 minutos, ou 5 horas e 55 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 13 está localizada a cerca de 33,4 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 134 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 13 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

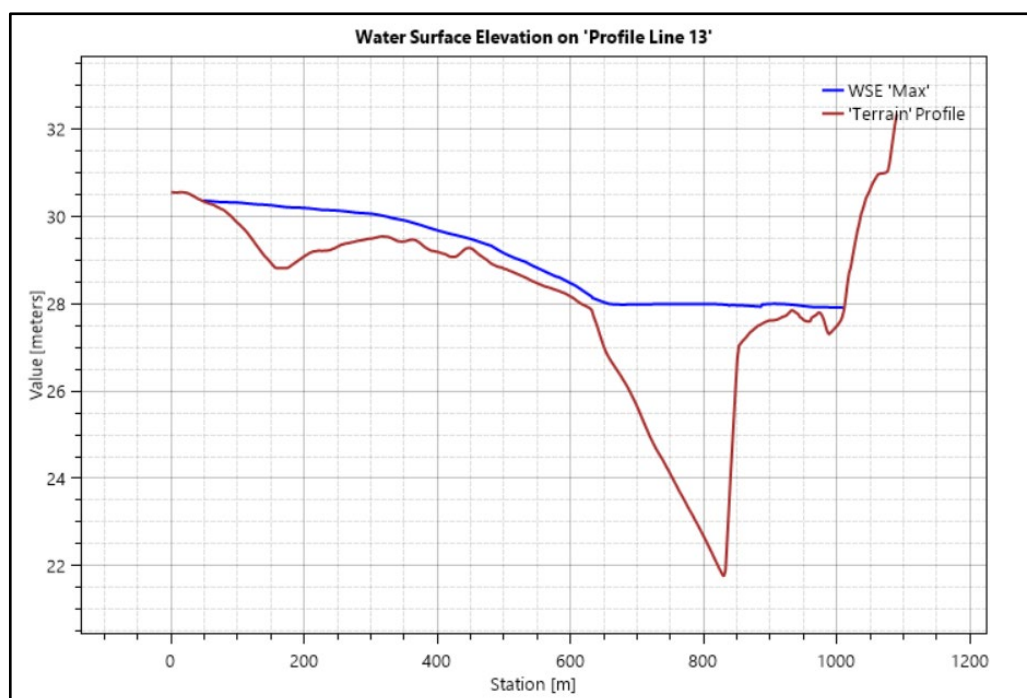
Figura 134: Inundação máxima na Profile Line 13 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 135 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 13 para o cenário de rompimento 02.

Figura 135: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 13 no cenário 02

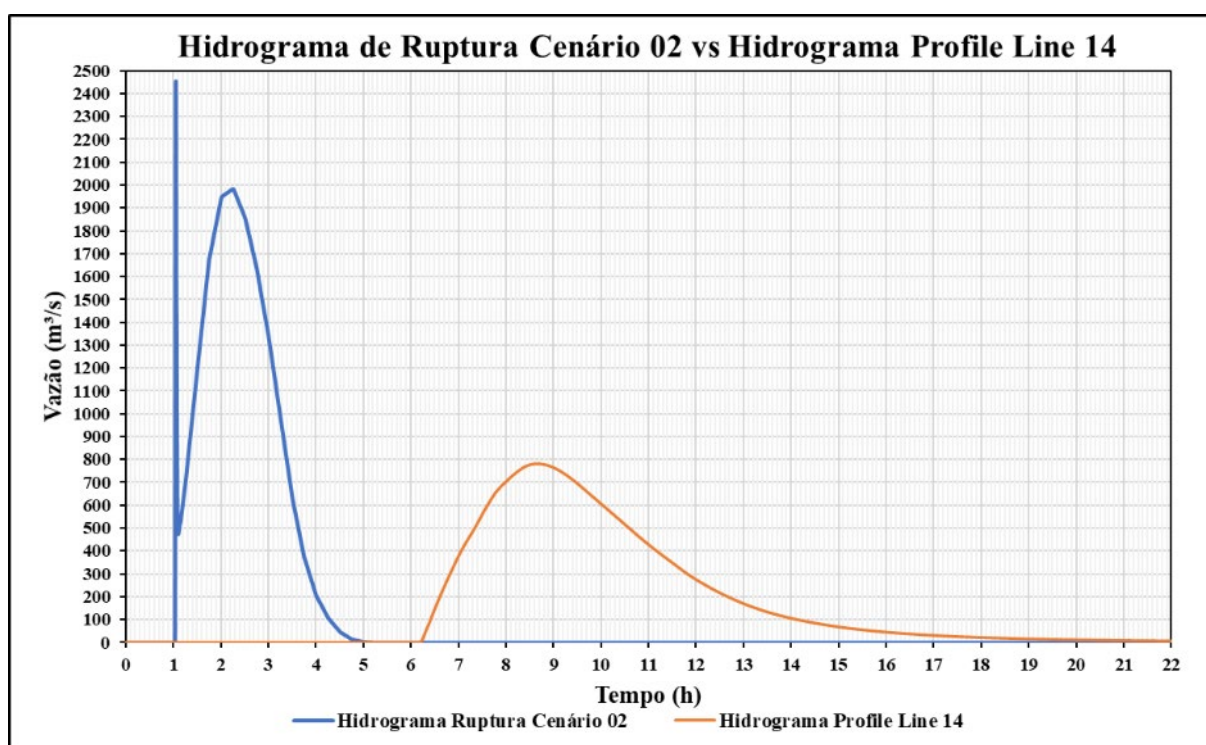


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.14 Seção 14 – Cenário 02

A Figura 136 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 14.

Figura 136: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 14

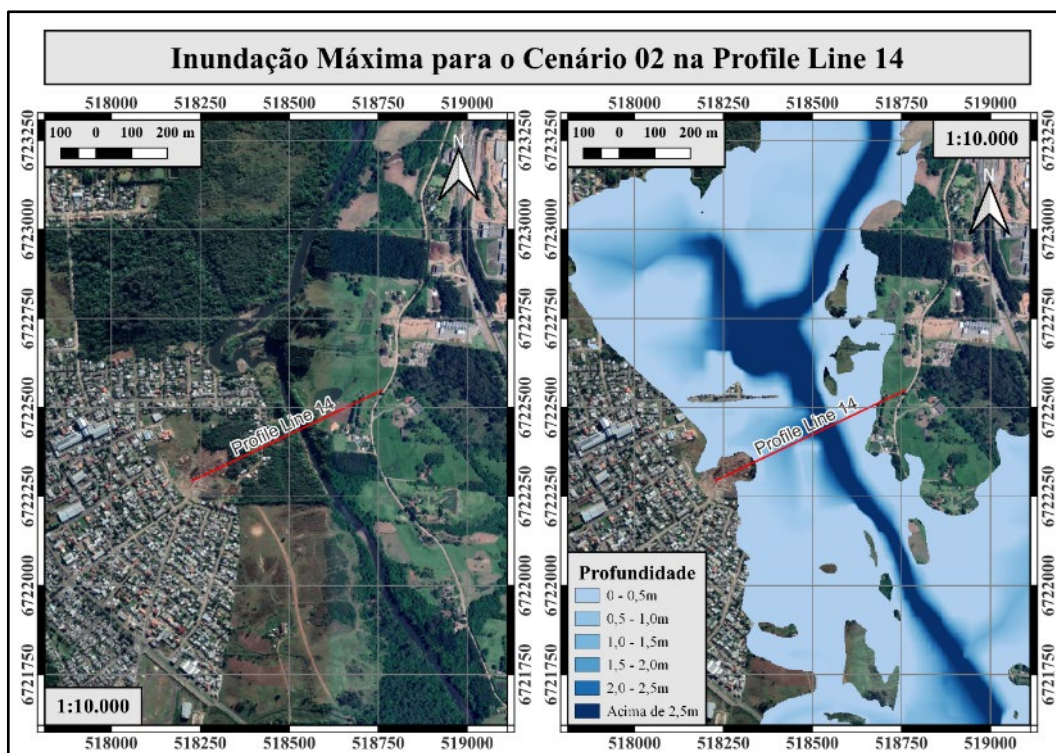


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 14 com 6 horas e 8 minutos, ou seja, 5 horas e 5 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 14 foi de 781,88 m³/s e é alcançada com 8 horas e 40 minutos, ou 7 horas e 37 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 14 está localizada a cerca de 38,7 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 137 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 14 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

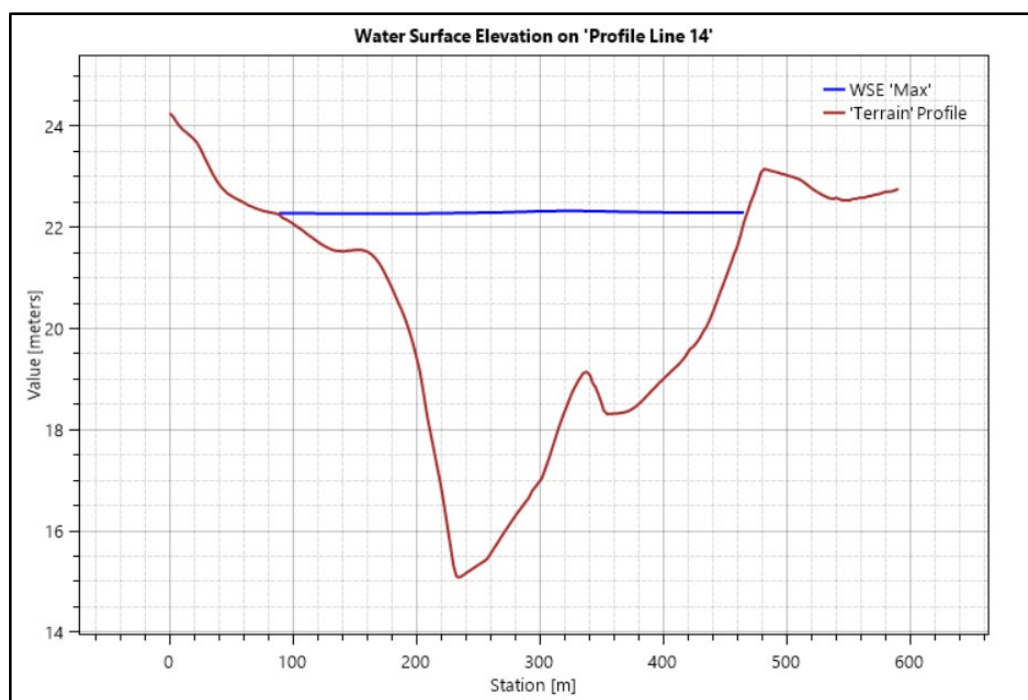
Figura 137: Inundação máxima na Profile Line 14 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 138 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 14 para o cenário de rompimento 02.

Figura 138: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 14 no cenário 02

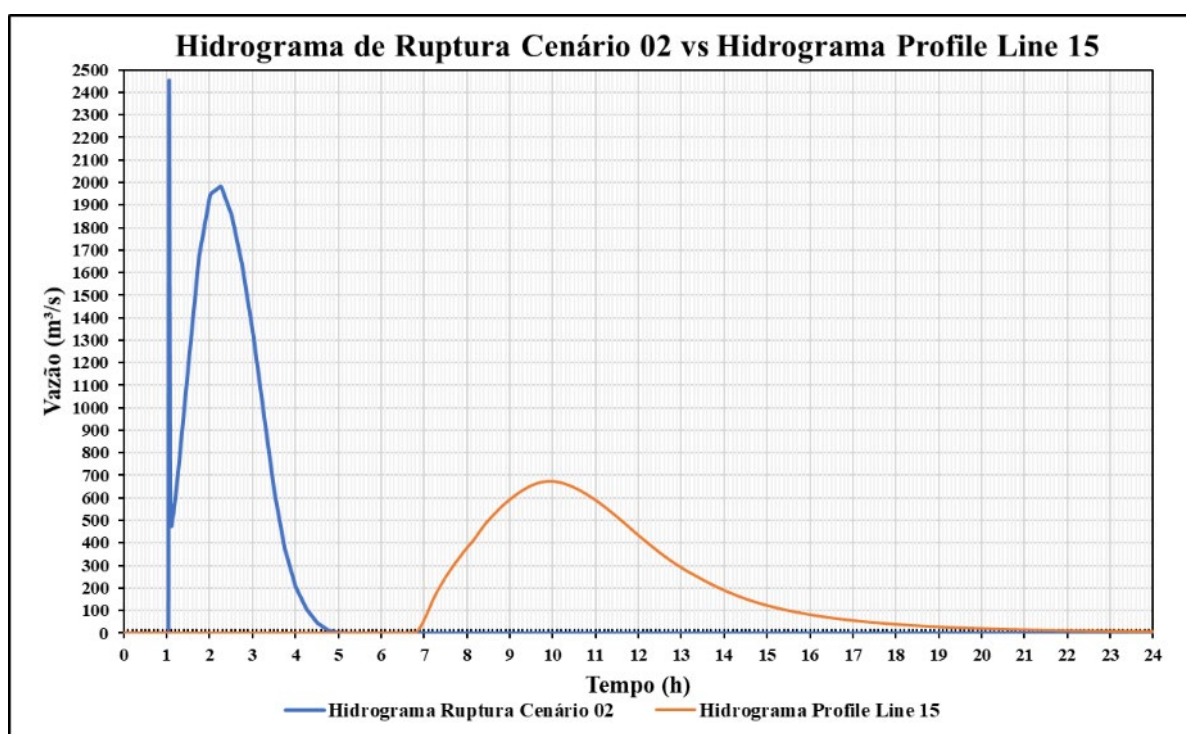


Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.4.2.15 Seção 15 – Cenário 02

A Figura 139 apresenta uma comparação entre o hidrograma de ruptura da Barragem das Laranjeiras no Cenário 02 e o hidrograma na seção da Profile Line 15.

Figura 139: Hidrograma de ruptura do cenário 02 e hidrograma da Profile Line 15

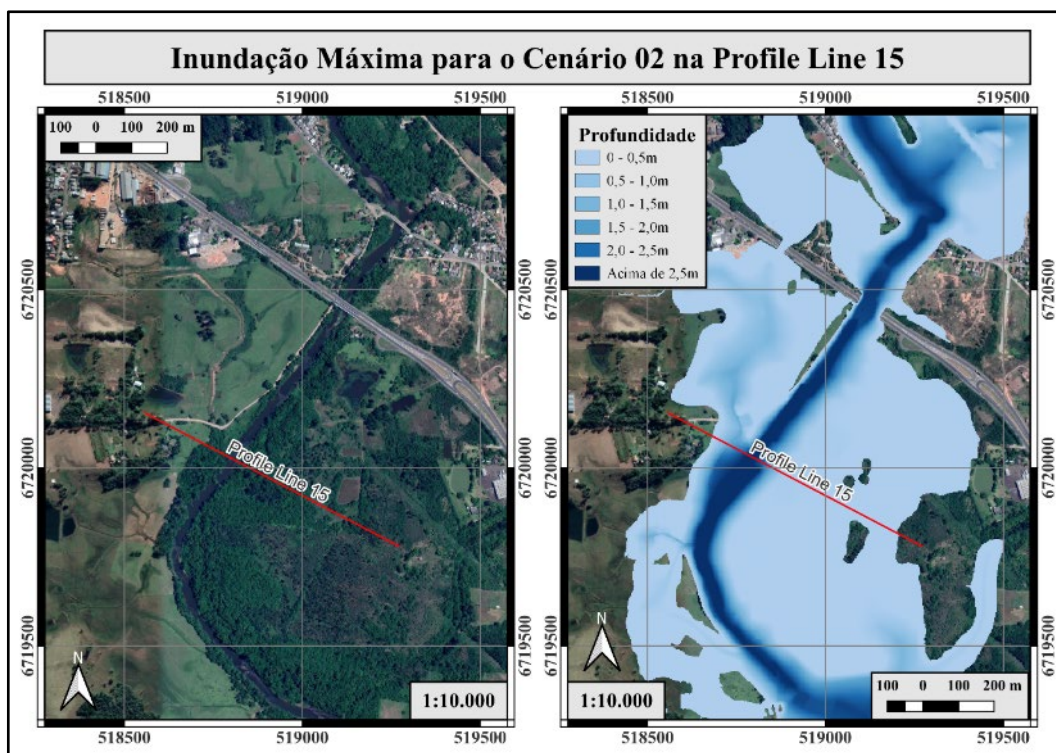


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o Cenário 02, a onda de cheia do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras atinge a Profile Line 15 com 6 horas e 45 minutos, ou seja, 5 horas e 42 minutos após o início do rompimento da barragem. A vazão de pico na Profile Line 15 foi de 675,65 m³/s e é alcançada com 9 horas e 6 minutos, ou 8 horas e 3 minutos após o início do rompimento da barragem.

A Profile Line 15 está localizada a cerca de 41,5 km a jusante da Barragem das Laranjeiras seguindo pelo curso do Rio Paranhana. A Figura 140 apresenta a inundação máxima nas proximidades da Profile Line 15 para o Cenário 02 de rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras.

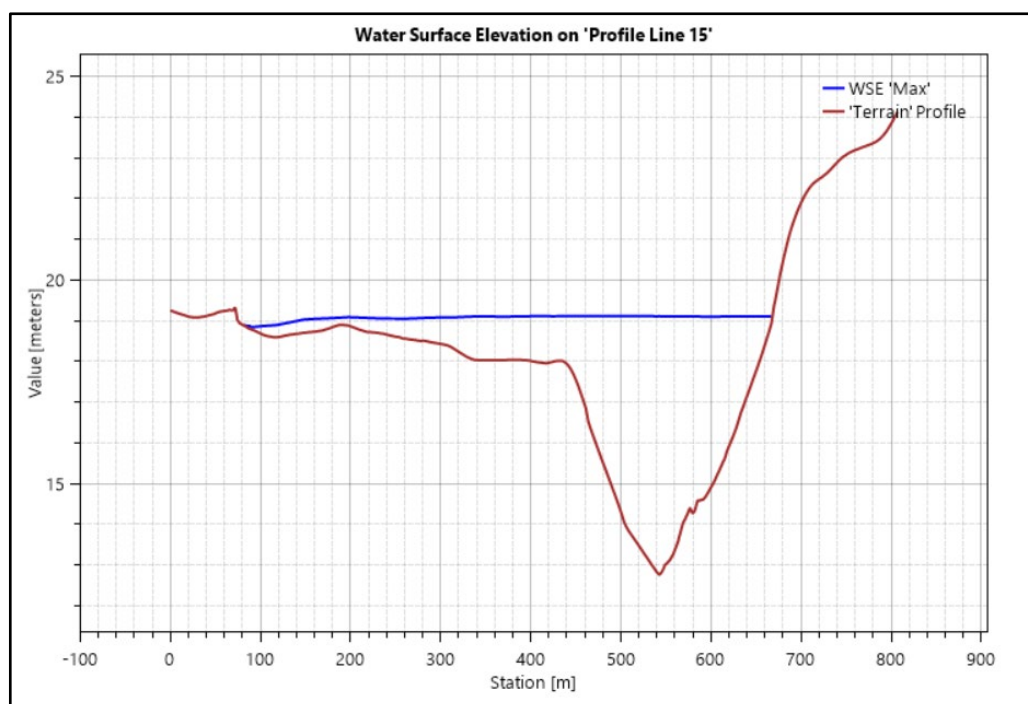
Figura 140: Inundação máxima na Profile Line 15 para o cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A Figura 141 apresenta a elevação máxima da água em relação ao terreno ao longo da seção da Profile Line 15 para o cenário de rompimento 02.

Figura 141: Elevação máxima do nível d'água na Profile Line 15 no cenário 02



Fonte: Adaptado do HEC-RAS (2022).

4.5 ERROS E INCERTEZAS DE PROJETO

4.5.1 Erro de Volume

O HEC-RAS ao final de uma computação apresenta sempre uma verificação de contabilidade de volume para a simulação realizada. A contabilização de volume é realizada para os modelos 1D/2D e para todos os elementos da simulação. Tipicamente grandes erros na contagem de volume representam instabilidade no modelo hidráulico gerado, logo busca-se sempre que a computação de uma simulação hidrodinâmica apresente pequenos erros de volume.

4.5.1.1 Erro de volume para o Cenário 01

O HEC-RAS apresentou um erro de contagem de volume total para a simulação de rompimento do cenário 01 de 3,512 m³ em 1.000 m³.

4.5.1.2 Erro de volume para o Cenário 02

O HEC-RAS apresentou um erro de contagem de volume total para a simulação de rompimento do cenário 02 de 6,636 m³ em 1.000 m³.

4.5.2 Curva Cota-Volume do Reservatório da Barragem das Laranjeiras

A curva cota-volume do reservatório da Barragem das Laranjeiras utilizada para as simulações foi obtida a partir de questões simplificadoras conforme apresentado na metodologia. Para a realização de um Plano de Ação Emergencial real para a Barragem das Laranjeiras é recomendado a realização de uma curva cota-área-volume obtida através da batimetria do reservatório e de levantamentos *in situ*.

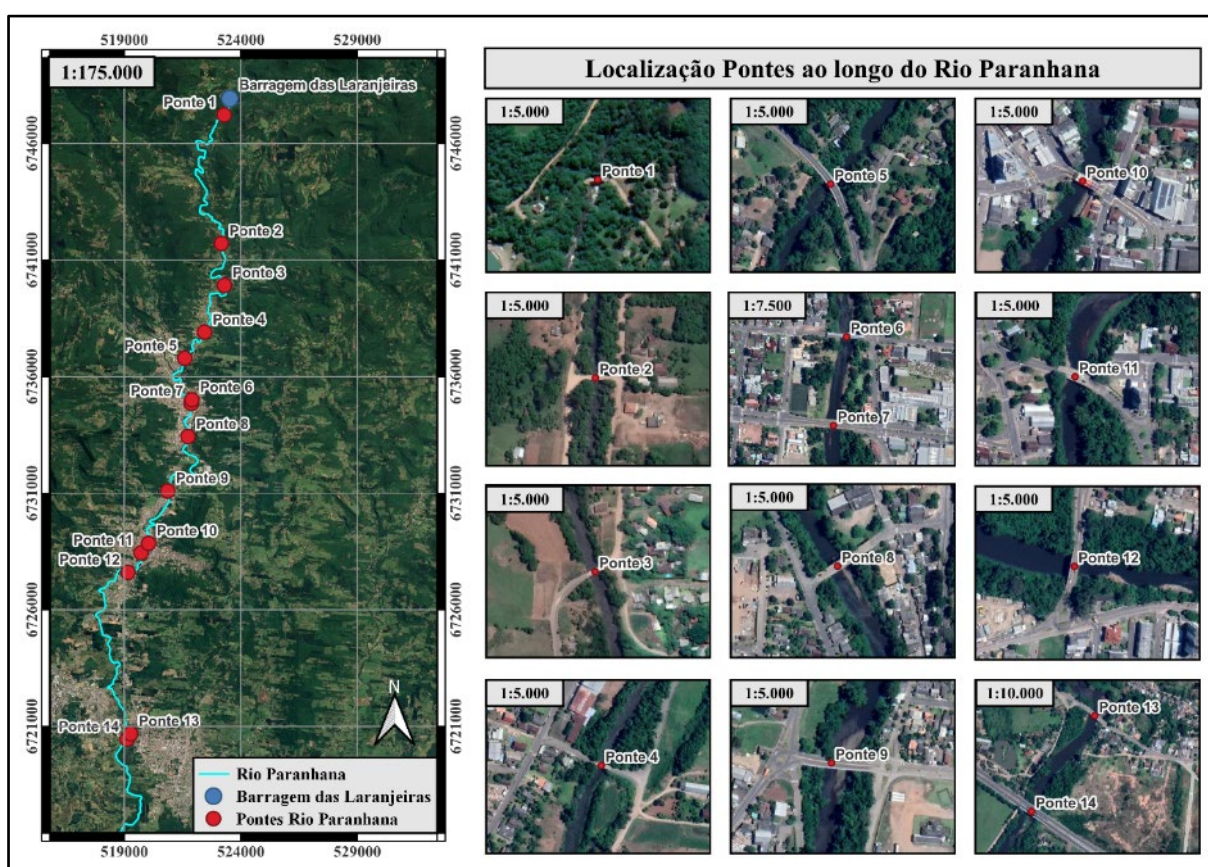
4.5.3 Pontes

Uma das incertezas em estudos de modelagem hidrodinâmica é a presença de estruturas que atrapalhem ou possam barrar o escoamento, é o caso da presença de pontes na área de estudo. Em uma modelagem hidrodinâmica para realização de um

Plano de Ação Emergencial, a presença de pontes no rio a jusante da barragem pode impactar nos resultados obtidos, devendo ser incorporadas ao modelo hidrodinâmico.

Salienta-se que no estudo realizado não foram incorporadas a estrutura das pontes existentes ao longo do Rio Paranhana dentro da área da área de estudo. A jusante da Barragem das Laranjeiras existem 14 pontes sobre o Rio Paranhana, conforme apresentado pela Figura 142.

Figura 142: Pontes existentes a jusante da Barragem das Laranjeiras



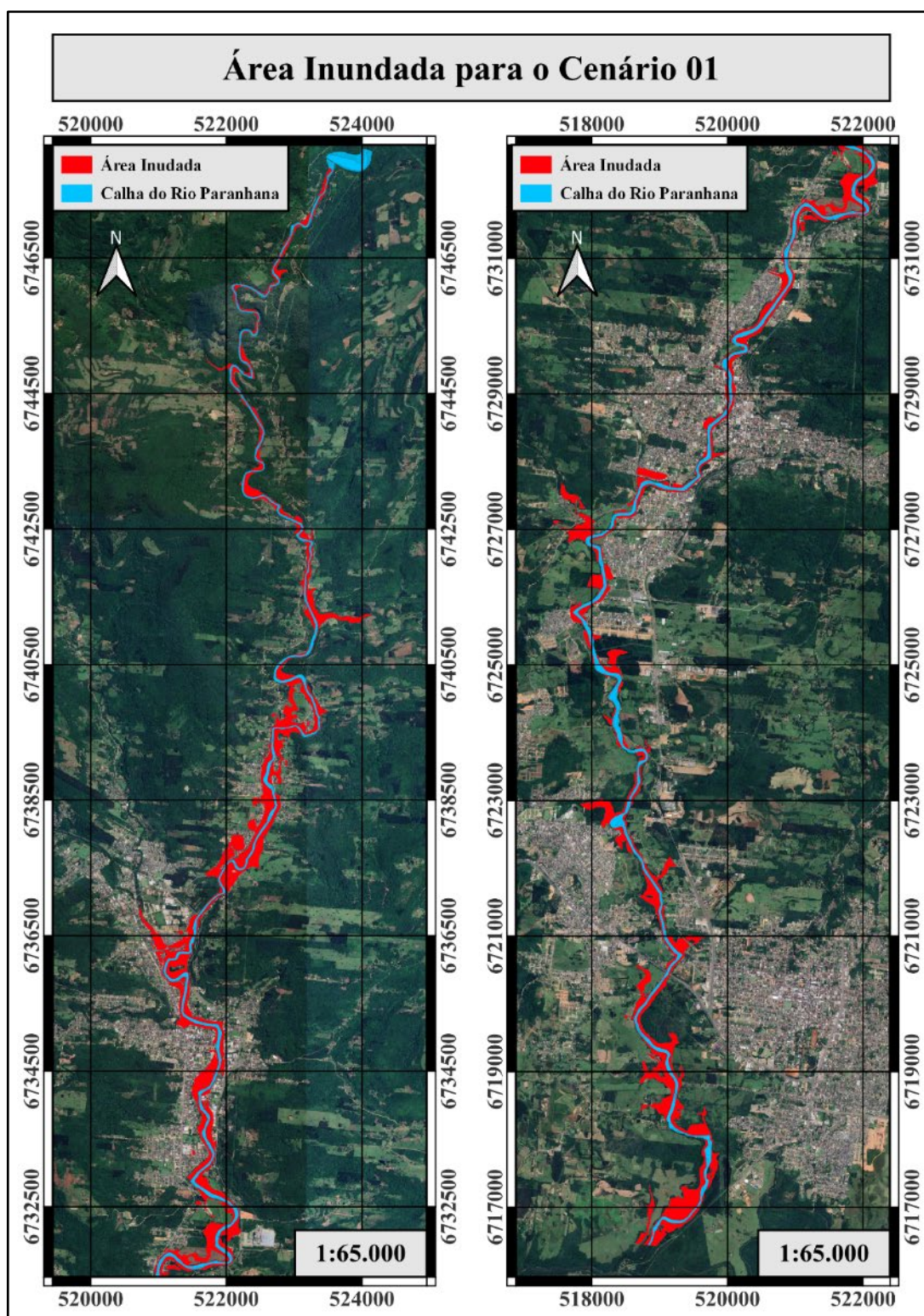
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

4.6 IMPACTOS DA INUNDAÇÃO

4.6.1 Impactos da inundação para o Cenário 01

A partir da inundação máxima obtida para o rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras para o cenário 01 foi obtida a área inundada na planície de inundação do Rio Paranhana, conforme apresentado na Figura 143.

Figura 143: Área inundada para o rompimento no cenário 01

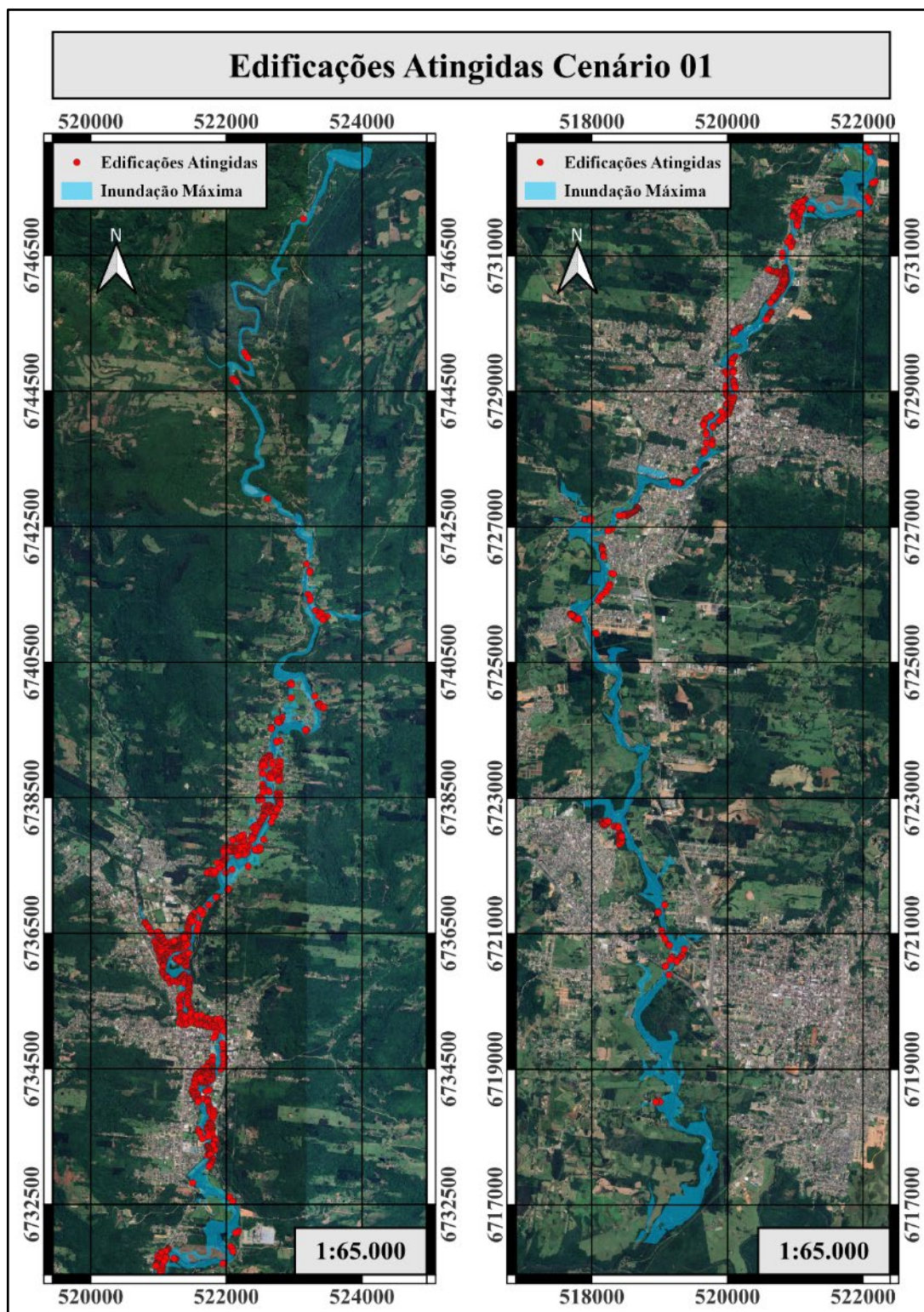


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o cenário 01 de rompimento a inundação máxima atingiu uma área de inundação na planície de inundação do Rio Paranhana de cerca de 4,65 km².

A contabilização do número de edificações atingidas foi realizada a partir da demarcação manual das edificações dentro da área de inundação máxima. Para este cenário foram atingidas um total de 1.519 edificações, conforme exibido na Figura 144.

Figura 144: Edificações atingidas pela inundação máxima do cenário 01

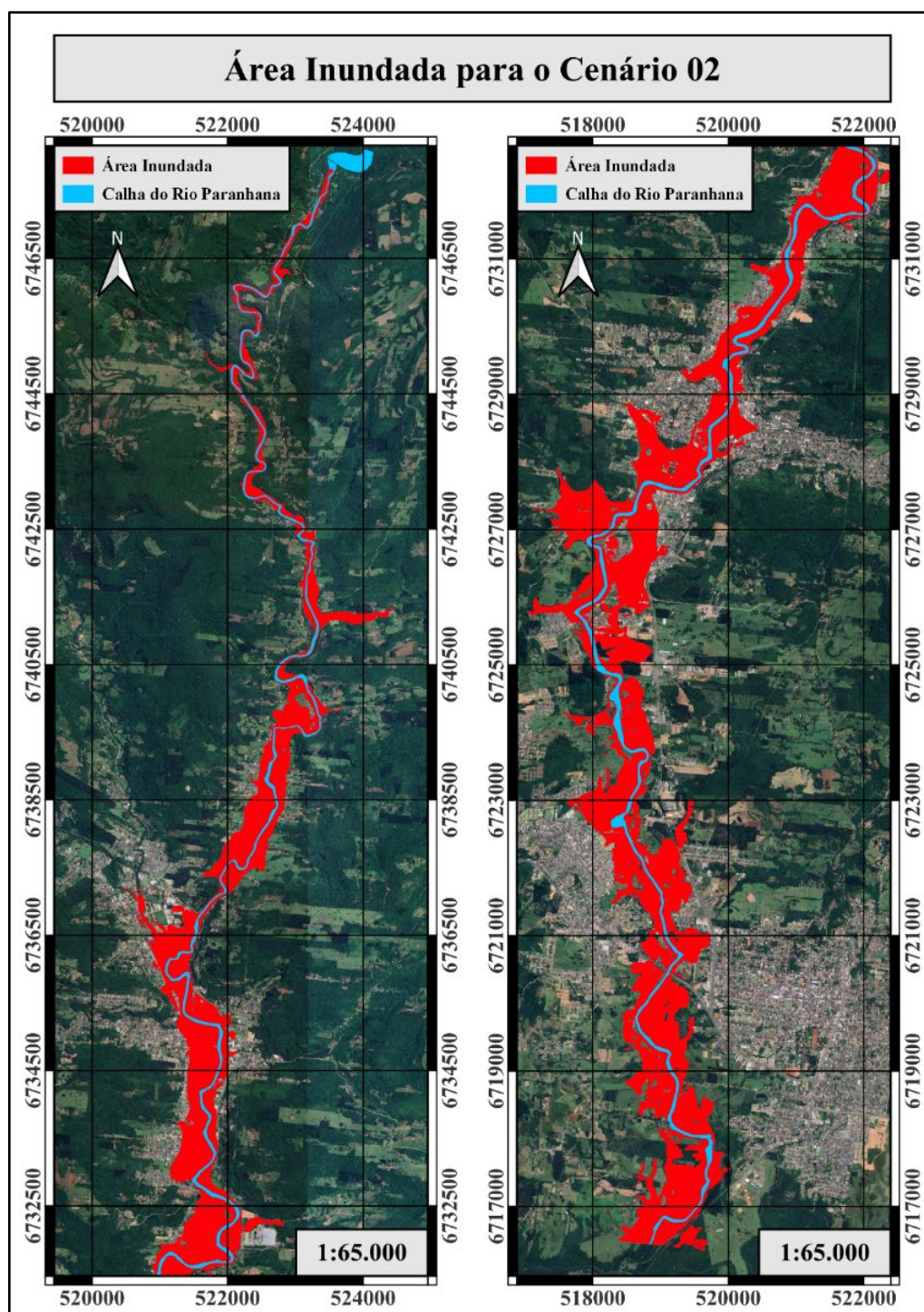


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

4.6.1 Impactos da inundação para o Cenário 02

A partir da inundação máxima obtida para o rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras para o cenário 02 foi obtida a área inundada na planície de inundação do Rio Paranhana, conforme apresentado na Figura 145.

Figura 145: Área inundada para o rompimento no cenário 02

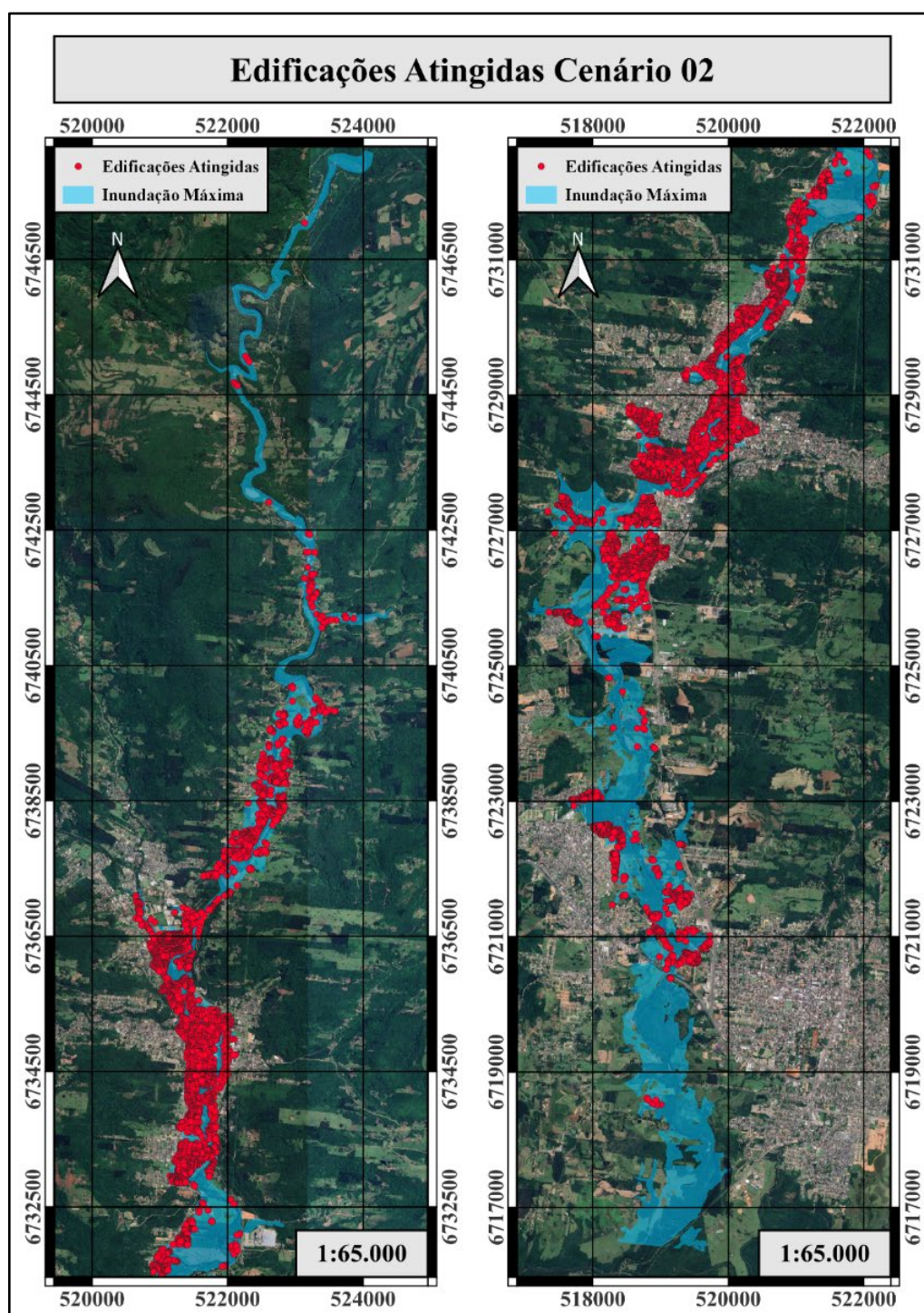


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para o cenário 02 de rompimento a inundação máxima atingiu uma área de inundação na planície de inundação do Rio Paranhana de cerca de 15,46 km².

A contabilização do número de edificações atingidas foi realizada a partir da demarcação manual das edificações dentro da área de inundação. Para este cenário, foram atingidas um total de 6.804 edificações, conforme apresentado na Figura 146.

Figura 146: Edificações atingidas pela inundação máxima do cenário 02



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

5 DISCUSSÃO

O presente trabalho teve como objetivo avaliar a inundação ocasionada pelo rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras utilizando cenários de rompimento que possam ser utilizados para a realização de um Plano de Ação Emergencial da barragem. A avaliação da inundação foi realizada a partir da simulação de um modelo hidrodinâmico bidimensional no HEC-RAS 6.1, onde foram inseridos dados de entrada como a topografia da área de estudo, curva cota-área-volume do reservatório, hidrogramas associados a determinado tempo de recorrência, parâmetros formadores da brecha e o tipo de equacionamento utilizado. Para as simulações foi utilizado um modelo digital de elevação de precisão, com resolução espacial de 2,5 metros.

O modelo digital de elevação pode apresentar uma enorme relevância na precisão e na confiabilidade dos resultados, especialmente quando utilizados em estudos de ruptura de pequenas barragens. Por outro lado, geralmente os modelos digitais de elevação mais utilizados são os obtidos gratuitamente, com resolução espacial da ordem de 30 metros. No estudo realizado utilizou-se um modelo digital de precisão, cuja resolução espacial é de 2,5 metros.

Como o objetivo do trabalho era realizar simulações utilizadas para a realização de um PAE, determinou-se dois cenários de simulação. O cenário 01, também chamado de cenário de ruptura mais provável, é o cenário onde o hidrograma de vazão afluente está associado a uma cheia com tempo de recorrência de 100 anos. O cenário 02, também chamado de cenário de ruptura extremo, é o cenário onde no instante inicial da ruptura da barragem o nível de água está 0,15 metros acima do nível da crista da barragem, e o hidrograma de entrada está associado a uma cheia com tempo de recorrência de 10.000 anos.

Como parâmetros de entrada no HEC-RAS, para o cenário 01 adotou-se largura final da brecha de 48,25 metros, altura final da brecha de 15 metros e com um tempo de formação de 0,20 horas, e para o cenário 02 adotou-se largura final da brecha de 193 metros, altura final da brecha de 15 metros e com um tempo de formação de 0,10 horas.

Os cenários de rompimentos estão associados a vazões afluentes referentes a tempo de recorrência de 100 anos e 10.000 anos. Para a determinação da vazão afluente para estes tempos de recorrência, foi extraída a bacia de contribuição a

montante da Barragem das Laranjeiras, realizando a classificação quanto ao uso e tipo do solo da bacia. O parâmetro CN médio da bacia de contribuição a montante da Barragem das Laranjeiras foi de 73,59. Utilizando o método SCS determinou-se o hidrograma da chuva associada ao tempo de recorrência de cada um dos cenários de rompimento. Para o cenário 01 a vazão de pico do hidrograma para uma chuva com tempo de recorrência de 100 anos foi de 597,29 m³/s. Para o cenário 02 a vazão de pico do hidrograma para uma chuva com tempo de recorrência de 10.000 anos foi de 2.030,52 m³/s.

A partir das simulações realizadas no HEC-RAS obteve-se os hidrogramas de ruptura para os dois cenários de rompimento. Para o cenário 01, o rompimento da Barragem das Laranjeiras ocorreu com 1 hora e 23 minutos de propagação do hidrograma associado a cheia com tempo de recorrência de 100 anos, e a vazão de pico foi de 1.269,19 m³/s atingida com 1 hora e 27 minutos. Para o cenário 02, o rompimento da Barragem das Laranjeiras ocorreu com 1 hora e 3 minutos de propagação do hidrograma associado a cheia com tempo de recorrência de 10.000 anos, e a vazão de pico foi de 2.411,73 m³/s atingida no momento do rompimento, isso se deve ao fato de ser um cenário de rompimento extremo, com elevadas vazões e com um pequeno tempo de formação da brecha.

Em relação às comunidades atingidas a jusante da Barragem das Laranjeiras, a onda de cheia proveniente do rompimento da barragem para o cenário 01 atinge a área urbana de Três Coroas, localizada a cerca de 15,6 km a jusante da barragem, com 1 hora e 33 minutos após o início do rompimento, e o pico da onda de cheia com 2 horas e 25 minutos após o início do rompimento da barragem, com uma vazão de pico de 553,53 m³/s. Já a área urbana de Igrejinha, localizada a cerca de 26,8 km a jusante da barragem, é atingida com 3 horas e 39 minutos após o início do rompimento, e o pico da onda de cheia com 4 horas e 45 minutos, com uma vazão de pico de 407,89 m³/s. Os municípios de Parobé e Taquara por serem separados justamente pelo Rio Paranhana são atingidos pela onda de cheia, a cerca de 38,7 km a jusante da barragem, com 6 horas e 17 minutos após o início do rompimento, e o pico da onda de cheia com 8 horas e 14 minutos, com uma vazão de pico de 238,48 m³/s. Para o cenário 02, a onda de cheia do rompimento da Barragem das Laranjeiras atinge a área urbana de Três Coroas, com 1 hora e 23 minutos após o início do rompimento, e o pico da onda de cheia com 2 horas e 13 minutos, com uma vazão de pico de 1.786,72 m³/s. Já a área urbana de Igrejinha, é atingida com 3 horas e 3

minutos após o início do rompimento, e o pico da onda de cheia com 4 horas e 4 minutos, com uma vazão de pico de 1.401,07 m³/s. Os municípios de Parobé e Taquara são atingidos pela onda de cheia com 5 horas e 5 minutos após o início do rompimento, e o pico da onda de cheia com 7 horas e 37 minutos após o rompimento da barragem, com uma vazão de pico de 781,88 m³/s.

A partir do resultado da inundação para os cenários de rompimento foi determinado o número de edificações atingidas e área de inundação máxima. Para o cenário de rompimento 01 a inundação máxima atingiu uma área de cerca de 4,65 km² e um total de 1.519 edificações. Para o cenário de rompimento 02 a inundação máxima atingiu uma área de 15,46 km² e um total de 6.804 edificações.

Salienta-se também que apesar do estudo ter sido realizado e estabelecido a partir de questões legais que regulamentam o tema de rompimento de barragens, e ser desenvolvido com um modelo digital de elevação de precisão, com resolução espacial de 2,5 metros, o presente estudo não pode ser utilizado para a elaboração de um Plano de Ação Emergencial da Barragem das Laranjeiras, tendo em vista que no estudo foram adotadas algumas simplificações. A curva cota-área-volume utilizada no estudo foi obtida a partir de questões simplificadoras, sendo recomendado para a realização de um PAE o desenvolvimento da curva cota-área-volume utilizada no estudo a partir da batimetria do reservatório da barragem. Outra simplificação utilizada foi não considerar as pontes existentes na área de estudo, que totalizam 14 pontes entre a Barragem das Laranjeiras e o exutório do Rio Paranhana no Rio do Sinos. As pontes apresentam enorme relevância em estudos de modelagem hidrodinâmica, podendo gerar efeito de remanso no escoamento e ter influência nos resultados obtidos. Além disso, num estudo típico que subsidia um PAE, é esperado que o coeficiente de Manning adotado seja calibrado a partir de observação de cheias locais passadas.

O volume total propagado pelo rompimento da Barragem das Laranjeiras na simulação hidrodinâmica para o cenário 01 totalizou cerca de 4,07 hm³ e para o cenário 02 totalizou cerca de 13,53 hm³, enquanto o reservatório da Barragem das Laranjeira possui uma capacidade de armazenamento de apenas 0,18 hm³.

Se analisarmos o hidrograma de rompimento do cenário 01 e compararmos com o hidrograma de cheia na Profile Line 2, é possível verificar que o pico associado ao rompimento da barragem se torna irrelevante frente ao hidrograma de cheia propagado logo a 8,3 km a jusante da barragem e antes mesmo de atingir as áreas

urbanas a jusante. No caso do rompimento da barragem para o cenário 02, é possível verificar que o pico associado ao rompimento da barragem se torna irrelevante frente ao hidrograma de cheia já a 4,8 km a jusante da Barragem das Laranjeiras, através da comparação do hidrograma de rompimento e do hidrograma de cheia na Profile Line 1.

Para o caso da Barragem das Laranjeiras, apesar de o estudo seguir questões que abordam o tema de rompimento de barragens e a escolher cenários de rompimento dentro de diretrizes que podem ser utilizadas para a realização de um PAE, nesse caso em específico, não foi possível determinar apropriadamente quais os impactos estão relacionados unicamente ao rompimento da barragem e quais impactos estão associadas a cheia natural referente ao tempo de recorrência dos cenários simulados. O reservatório da Barragem das Laranjeiras possui um volume pequeno em função dos volumes da cheia natural, e antes mesmo de atingir qualquer área urbana o pico associado ao rompimento da barragem é engolido frente ao hidrograma de cheia de 100 e de 10.000 anos, dos cenários 01 e 02 respectivamente.

A probabilidade de rompimento de uma barragem está diretamente associada com o tempo de recorrência para qual o vertedouro da barragem foi dimensionado. Se considerarmos para a Barragem das Laranjeiras que o vertedouro foi dimensionado para um tempo de recorrência de 1.000 anos, e que dessa forma a barragem teria probabilidade de rompimento de 0,1% em um ano qualquer, no caso de uma cheia associada a um tempo de recorrência de 100 anos, ou seja, com probabilidade de 1% de ocorrer num ano qualquer, essa cheia causaria um impacto maior a jusante que o rompimento da própria barragem.

Por fim, sugere-se para a realização do Plano de Ação Emergencial da Barragem das Laranjeiras, o desenvolvimento de uma curva cota-área-volume do reservatório da barragem a partir de dados obtidos *in situ*, a realização da batimetria do rio a jusante, a inclusão das pontes na simulação hidrodinâmica para consideração de possíveis efeitos de remanso no escoamento provocados por essas estruturas, verificação dos efeitos no escoamento provocados por edificações ao longo da planície de inundação e a análise e verificação dos impactados unicamente associados ao rompimento da barragem, tendo em vista que os danos causados por uma inundação associada a uma cheia natural não seriam de responsabilidade da CEEE, sendo de sua responsabilidade apenas os danos na zona de inundação causados unicamente pelo rompimento da Barragem das Laranjeiras.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo realizado teve como objetivo identificar e analisar áreas inundáveis devido ao rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras através de uma simulação hidrodinâmica bidimensional no HEC-RAS com um modelo digital de elevação de alta precisão, empregando diretrizes que seriam utilizadas para a elaboração de um PAE. No estudo foram identificadas as áreas inundadas para os dois cenários de rompimentos, além dos impactos causados pela onda de cheia nas comunidades a jusante, identificando as áreas atingidas, tempo de chegada, vazão máxima e tempo de pico.

No estudo foram utilizados dois cenários de rompimento, o cenário 01, cenário de rompimento mais provável, e o cenário 02, cenário de ruptura extremo. A inundação gerada pela simulação do rompimento hipotético da Barragem das Laranjeiras para o cenário 01 atingiu uma área total de 4,65 km² e um total de 1.519 edificações, enquanto para o cenário 02, a inundação atingiu uma área total de 15,46 km² e um total de 6.804 edificações.

Apesar de que os cenários adotados no estudo foram escolhidos seguindo leis e diretrizes sobre o rompimento de barragens o estudo não pode ser utilizado para a realização do Plano de Ação Emergencial da Barragem das Laranjeiras, tendo em vista que no estudo não foram consideradas as pontes existentes na área de estudo e que a curva cota-área-volume adotada no trabalho foi estimada a partir de questões simplificadoras.

Avaliando os volumes propagados pelo rompimento da barragem para o cenário 01, que totalizou cerca de 4,07 hm³, e para o cenário 02, que totalizou cerca de 13,53 hm³, em relação ao volume do reservatório que é de 0,18 hm³, pode-se concluir que o que foi analisado na realidade é a passagem da onda de cheia associada aos tempos de recorrências dos cenários adotados. O volume propagado pelo rompimento da barragem no cenário 01, que possui vazões associadas a um tempo de recorrência de 100 anos é 22,63 vezes maior que o volume da Barragem das Laranjeiras. Já para o cenário 02, que possui vazões associadas a um tempo de recorrência de 10.000 anos, o volume propagado pelo rompimento da barragem é 75,15 vezes maior que o volume da Barragem das Laranjeiras.

A vazão de pico proveniente do rompimento da Barragem das Laranjeiras para os dois cenários é engolida pela passagem da onda de cheia antes mesmo de atingir

as áreas urbanas das comunidades a jusante, logo infere-se que o volume da barragem é irrelevante frente à propagação da onda de cheia, principalmente para locais mais distantes da barragem. Isso porque o que acaba sendo simulado é majoritariamente a passagem de uma cheia natural com elevado tempo de recorrência. Os impactos que estão sendo avaliados, dessa forma, têm influência mínima associada ao volume de água do reservatório da barragem. Por outro lado, destaca-se que nesse trabalho não foi realizado um estudo de ruptura da barragem de Laranjeiras sem afluições de montante, não sendo esses impactos individualmente avaliados.

A questão de o volume da barragem ser irrelevante em função dos volumes propagados para os cenários de rompimento abre precedente para uma avaliação sobre qual seriam os impactos causados única e exclusivamente pelo o rompimento da barragem. A Barragem das Laranjeiras é de propriedade da CEEE, e os danos causados a jusante pelo seu rompimento seriam de responsabilidade da empresa, enquanto danos associados a passagem de uma onda de cheia natural não seriam de sua responsabilidade.

Por fim, fica o questionamento se todas as barragens necessariamente precisariam utilizar a mesma metodologia e passar pela mesma avaliação tecnológica para a realização do Plano de Ação Emergencial e estimação das áreas inundadas, isso porque apesar da Barragem das Laranjeiras ter um barramento com uma altura de 15 metros, o volume do reservatório acaba sendo irrelevante frente a volumes de cheias naturais, como por exemplo cheias de cenário de ruptura mais provável, com tempo de recorrência de 100 anos, e cheia de cenários extremos, com elevados tempo de recorrência.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Relatório De Segurança de Barragens 2011**. Brasília, DF. 2013.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Relatório De Segurança de Barragens 2012/2013**. Brasília, DF. 2015a.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Relatório De Segurança de Barragens 2014**. Brasília, DF. 2015b.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens: Guia de Orientação e Formulários dos Planos de Ação de Emergência - PAE**. Brasília, DF, v.4. 2016a.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Relatório De Segurança de Barragens 2015**. Brasília, DF. 2016b.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Relatório De Segurança de Barragens 2016**. Brasília, DF. 2017.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Relatório De Segurança de Barragens 2017**. Brasília, DF. 2018.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Relatório De Segurança de Barragens 2018**. Brasília, DF. 2019.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil 2020**. Brasília, DF. 2020a.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Relatório De Segurança de Barragens 2019**. Brasília, DF. 2020b.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUA E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Relatório De Segurança de Barragens 2020**. Brasília, DF. 2021.

ALVES, Luna Gripp Simões; SILVA, Demetrius David da; PRUSKI, Fernando Falco; FILIZOLA, Naziano. Estimativa do coeficiente de Manning para cálculo de vazão em regime sob efeito de remanso hidráulico na bacia amazônica. *In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – SBRH*, 20. 2017, Florianópolis. 2017. **Anais eletrônicos [...]**. Florianópolis: Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH. p. 1-7. 2017. Disponível em:<http://abrh.s3.amazonaws.com/Eventos/Trabalhos/60/PAP022828.pdf>. Acessado em: 14 de nov. 2021.

AMARAL, Diego Roger Borba. **Simulação de ondas cheia induzidas pelo rompimento hipotético da barragem de Peti em São Gonçalo do Rio Abaixo-MG**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2018.

BERTONI, Juan Carlo; TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. Precipitação. In: **Hidrologia Ciência e Aplicação**. Porto Alegre: Editora da UFRGS. Cap. 5, p. 177-241. 1993.

BRASIL, Lucas Samuel Santos. **Utilização de modelagens uni e bidimensional para a propagação de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem. Estudo de caso: Barragem de Rio de Pedras – MG**. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG. 2005.

BRASIL. **Lei Nº 12.334, de 20 de setembro de 2010**. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens. Brasília, DF.

BRASIL. **Lei Nº 14.066, de 30 de setembro de 2020**. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). Brasília, DF.

BRUNI, José Carlos. **A água e a vida**. Tempo Social. Revista de Sociologia da USP. São Paulo, p. 53-65. 1993.

CARMO, José Simão Antunes do. **Grandes barragens: vulnerabilidades e riscos**. Departamento de Geografia. Faculdade de Letras. Universidade de Coimbra. Coimbra, PT. 2013.

COBALCHINI, Érick Rúbens Oliveira. **Estimativa espaço-temporal da recarga subterrânea em área de afloramento do sistema Aquífero Guarani, Brasil**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, PR, 2019.

COLFERAI, Marcele Nonnenmacher. **Análise da influência da topobatimetria de jusante em estudo de rompimento de barragem**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

COLLISCHONN, Walter. **Análise do Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina-RS**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.

COLLISCHONN, Walter; TASSI, Rutinéia. **Introduzindo a hidrologia**. Apostila IPH UFRGS. Porto Alegre. 2008.

COLLISCHONN, Walter; DORNELLES, Fernando. **Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais**. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH), 2013.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS (CBDB). **A História das Barragens no Brasil: Séculos XIX, XX e XXI**. Ed. Corrado Piasentin. Rio de Janeiro. 2011.

COMPANHIA ESTADUAL DE GERAÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA (CEEE). **Barragem das Laranjeiras**. Três Coroas, RS. 2021. Fotografia.

COMPANHIA ESTADUAL DE GERAÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA (CEEE). **Plano de Uso e Ocupação do Solo no Entorno do Reservatório da UHE Canastra**. Porto Alegre. 2011.

CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS (CNRH). **Resolução nº 143 de 10 de julho de 2012**. Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume do reservatório, em atendimento ao art. 7º da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Brasília, DF.

CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS (CNRH). **Resolução nº 144 de 10 de julho de 2012**. Estabelece diretrizes para implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens, aplicação de seus instrumentos e atuação do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens, em atendimento ao art. 20 da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que alterou o art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997. Brasília, DF.

CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS (CNRH). **Resolução nº 223 de 20 de novembro de 2020**. Altera a Resolução CNRH n. 144, de 10 de julho de 2012, que estabelece diretrizes para implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens, e dá outras providências. Brasília, DF.

COSTA, Nelson Carvalho Dantas de Brito; VENÂNCIO, Stênio de Sousa; PINHO, José Luís da Silva; VIEIRA, José Manuel Pereira. Análise hidrodinâmica do estuário do rio Lima, Portugal, a partir de simulação numérica. **Revista Ambiente & Água - An Interdisciplinary Journal of Applied Science**. [S. l.], v. 12, n. 3, mai./jun. 2017.

CUNHA, Stéphanie Fernandes; OLIVEIRA E SILVA, Francisco Eustáquio; MOTA, Tainá Ulhoa; PINHEIRO, Mário Cicareli. Avaliação da acurácia dos métodos do SCS para cálculo da precipitação efetiva e hidrogramas de cheia. **RBRH, Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, v. 20, n. 4, p. 837-848. 2015.

DAMÉ, Rita de Cássia Fraga; TEIXEIRA, Cláudia Fernanda Almeida; TERRA, Viviane Santos Silva. Comparação de diferentes metodologias para estimativa de curvas intensidade-duração-frequência para Pelotas - RS. **Revista Engenharia Agrícola**, Jaboticabal, v. 28, n. 2, p.245-255. 2008.

EISENBEISS, Henri. **The Potential of Unmanned Aerial Vehicles for Mapping**. Photogrammetric Week'11. Wichmann/VDE Verlag, Berlin & Offenbach. [S. l.], p. 134-145. 2011.

FARIA, Fábio L. F.; SILVA, Matheus B.; REIS, Marcelo de M.; AMORIM, José C. C. **Metodologia para obtenção do hidrograma para simulação de ruptura de barragens**. Revista Militar de Ciência e Tecnologia. [S. l.], v. 36, n. 3, p. 31-37. 2019.

FAN, Fernando Mainardi; PONTES, Paulo Rógenes Monteiro; PAIVA, Rodrigo Cauduro Dias de; COLLISCHONN, Walter. **Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant**. RBRH, Revista Brasileira de Recursos Hídricos. [S. l.], v. 19, n. 4, p. 134-137. 2014.

FERNANDES, Renato de Oliveira; COSTA, Celme Torres Ferreira da; STUDART, Ticiano Marinho de Carvalho. Análise de sensibilidade em hidrogramas de cheias máximas obtidas pelo método do SCS em uma bacia urbana. **Águas Subterrâneas**, São Paulo, v. 31, n. 3, p. 243-254, 2017.

FERNANDES, Manuel Moreira. **Análise de risco de ruptura de barragens**: estudo de caso de seis barragens na Ilha de Santiago em Cabo Verde-África. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Recursos Hídricos), Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Centro de Tecnologia, Universidade Federal Do Ceará, Fortaleza (CE), 2020.

FREITAS, Raquel. **Tragédia de Mariana, 5 anos**: sem julgamento ou recuperação ambiental, 5 vidas contam os impactos no período. *In*: G1: Minas. Belo Horizonte, 05 de nov. 2020. Disponível em: <https://g1.globo.com/mg/minas-gerais/noticia/2020/11/05/tragedia-de-mariana-5-anos-sem-julgamento-ou-recuperacao-ambiental-5-vidas-contam-os-impactos-no-periodo.ghtml>. Acessado em: 11 de nov. 2021.

GASPERINI, Daniela, ALLEMAND, Pascal, DELACOURT, Christophe & Grandjean, Philippe. **Potential and limitation of UAV for monitoring subsidence in municipal landfills**. International Journal of Environmental Technology and Management. [S. l.], v. 17, n. 1, p. 1-13. 2014.

GOMES, Jésus de Lisboa; BARBIERI, José Carlos. **Gerenciamento de recursos hídricos no Brasil e no estado de São Paulo**: um novo modelo de política pública. Cadernos EBAPE. São Paulo, v. 2, n. 3. 2004.

GONTIJO, Maria Lúcia. **Brumadinho**: mais uma vítima da tragédia da Vale é identificada; agora são sete desaparecidos. *In*: G1: Minas. Belo Horizonte, 10 de nov. 2021. Disponível em: <https://g1.globo.com/mg/minas-gerais/noticia/2021/11/10/brumadinho-mais-uma-vitima-da-tragedia-da-vale-e-identificada-agora-sao-setedesaparecidos.ghtml>. Acessado em: 11 de nov. 2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Três Coroas, RS**: panorama: população. Rio de Janeiro: IBGE, 2021. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/triunfo/panorama>. Acesso em: 30 nov. 2021.

INFRAESTRUTURA ESTADUAL DE DADOS ESPACIAIS – RS (IEDE). **Cartografia Interativa do RS**: Base 1:25.000. Porto Alegre: IEDE, 2021. Disponível em: <https://iede.rs.gov.br/portal/apps/webappviewer/index.html?id=de8059e25dcd472982cc5bc055c14da6>

INSTITUTO BRASILEIRO DO MEIO AMBIENTE E DOS RECURSOS NATURAIS (IBAMA). **Laudo Técnico Preliminar**: Impactos Ambientais Decorrentes do Desastre

Envolvendo o Rompimento da Barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais. [Minas Gerais]: IBAMA, 2015.

JENSEN, John R. **Sensoriamento Remoto do Ambiente**: Uma Perspectiva em Recursos Terrestres. Tradução de José Carlos Neves Epiphânio. São José dos Campos: Parêntese, 2009.

KUHLKAMP, Jonas de Freitas. **Análise do efeito em cascata da propagação da onda de cheia gerada pelo rompimento hipotético de uma das barragens existentes no Rio Irani-SC**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC. 2016.

LASCHEFSKI, Klemens Augustinus. Rompimento de barragens em Mariana e Brumadinho (MG): Desastres como meio de acumulação por despossessão. **AMBIENTES**: Revista de Geografia e Ecologia Política, [S. l.], v. 2, n. 1, 2020, p. 98-143. 2020.

LAURIANO, André Wilhiam. **Estudo de Ruptura da Barragem de Funil**: Comparação entre os Modelos FLDWAV e HEC-RAS. Dissertação (Mestrado em Saneamento) – Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

MARAGONI, Thaís Tonelli; SANTINI JUNIOR; Mauricio Antônio; OLIVEIRA, Jefferson Nascimento de. **A utilização do HEC-RAS determinar cota de inundação na ruptura hipotética de uma barragem - Estudo de caso da PCH Salto Buriti**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12., 2017. Florianópolis.

MARTIN, James Lenial; MCCUTCHEON, Steve C. **Hydrodynamics and transport for water quality modeling**. Ed. Lewis Publishers. 1998. E-book. Disponível em: https://www.researchgate.net/profile/Steven-Mccutcheon/publication/282649760_Hydrodynamics_and_Transport_for_Water_Quality_Modeling/links/5bc5c29ba6fdcc03c78907ff/Hydrodynamics-and-Transport-for-Water-Quality-Modeling.pdf. Acessado em: 11 de nov. 2021.

MENDES, Thiago Augusto. **Avaliação da vulnerabilidade de barragens ao rompimento de pequenos barramentos localizados a montante**. Dissertação (Mestrado em Meio Ambiente) – Programa de Pós Graduação em Engenharia do Meio Ambiente, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2008.

MENESCAL, Rogério de Abreu. **Segurança de Barragens e a Gestão de Recursos Hídricos no Brasil**. Ministério da Integração Nacional. Ed. ProÁgua. Brasília. 2005.

MESQUITA, Wilson Oliveira; GRIEBELER, Nori Paulo; OLIVEIRA, Luiz Fernando Coutinho de. Precipitações máximas diárias esperadas para as regiões central e sudeste de Goiás. **Pesquisa Agropecuária Tropical**, Goiânia, v. 39, n. 2, p. 73-81. 2009.

MOCKUS, Victor. **Hydrologic Soil Groups**. USDA-SCS. National Engineering Handbook: Seção 4, cap. 7, Hydrology. 1972.

MORRIS, M. W., GALLAND, J. C. **Dambreak modelling**: Guidelines and best practice. CADAM Project. Reino Unido, 2000.

MOTA, Kevin Reiny Rocha. **Rompimento Hipotético e delimitação da área de inundação da barragem Salto Moraes em Ituiutaba/MG**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2017.

MOTA, Tainá Ulhoa. **Associação entre os métodos SCS-CN e Gradex para cálculo de vazões máximas**. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2016.

NETO, Gastão Cerquinha da Fonseca; SILVA JÚNIOR, Marcos Antônio Barbosa da; RODRIGUES, Arivânia Bandeira; NETO, Alfredo Ribeiro; CABRAL, Jaime Joaquim da Silva Pereira. Modelagem Bidimensional para a Verificação Hidráulica da Canalização de um Trecho do Rio Frágoso em Olinda (Pernambuco, Brasil). **Revista Brasileira de Geografia Física – RBGF**, [S. l.], v.13, n. 6, p. 2963-2977. 2020.

OLIVEIRA, Alisson Souza; MELO, Carlos Rogério de; FRANCO, Camila Silva; MARQUES, Rosângela Francisca de Paula Vitor; SILVA, Antônio Marciano da. Aplicabilidade da distribuição GEV ao estudo da precipitação máxima diária anual na região sul de Minas Gerais. **Revista Agrogeoambiental**, Pouso Alegre, v. 6, n. 1, p.31-44. 2014.

PAZ, Adriano Rolim da. **Hidrologia aplicada**. Apostila Universidade Estadual do Rio Grande do Sul. Caxias do Sul. 2004.

PERINI, Daniel Sosti. **Estudos de processos envolvidos na análise de riscos de barragens de terra**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Universidade de Brasília. Brasília, DF. 2009.

PEREIRA, Luís Flávio; CRUZ, Gabriela de Barros; GUIMARÃES, Ricardo Morato Fiúza. Impactos do rompimento da barragem de rejeitos de Brumadinho, Brasil: uma análise baseada nas mudanças de cobertura da terra. **Journal of Environmental Analysis and Progress (JEAP)**. Universidade Federal Rural de Pernambuco. Recife, v. 4, n. 2, p. 122–129. 2019.

PINHEIRO, Mario Cicareli. **Diretrizes para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamentos hidráulicos em obras de mineração**. 1. ed. Porto Alegre: ABRH, 2011.

RANGEL, Eduarda Medran; HARTWIG, Marcelo Peske. Análise das curvas de intensidade-duração-frequência de precipitação para a cidade de pelotas através de uma função de desagregação. **Revista Tema**, v. 14, n. 1, p. 63-77. 2017.

RHAMA, Consultoria Ambiental Ltda. **Plano Estratégico de manejo de águas pluviais e prevenção de inundações urbanas de Taquara-RS**: R3 - Relatório

técnico de regulação de drenagem urbana no município de Taquara -RS. Taquara. 2018.

RIFFEL, Eduardo Samuel. **Análise e mapeamento das ocorrências de movimentos de massa na bacia hidrográfica do Rio Paranhana (RS)**. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Geografia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS. 2012.

SANTOS, S.; MONTEIRO, A.; MOURATO, S.; FERNANDEZ, P. **Os sistemas de informação geográfica na modelação hidrológica**. EL ACCESO A LA INFORMACIÓN ESPACIAL Y LAS NUEVAS TECNOLOGÍAS GEOGRÁFICAS, p. 465-479. 2006.

SARTORI, Anderson. **Avaliação da Classificação Hidrológica do Solo para a Determinação do Excesso de Chuva do Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos, Universidade Federal de Campinas, Campinas, 2004.

SCHUMANN, Guy J. P; MOLLER, Delwin K.; MENTGEN, Felix. **High-Accuracy Elevation Data at Large Scales from Air borne Single-Pass SAR Interferometry**. Journal of Frontier in Earth Science. 2016.

SECRETARIA ESTADUAL DE MEIO AMBIENTE E INFRAESTRUTURA (SEMA). **Como medida de segurança, reservatório da Barragem das Laranjeiras é esvaziado**. Porto Alegre, RS, 2020. Disponível em: <https://www.estado.rs.gov.br/como-medida-de-seguranca-reservatorio-da-barragem-das-laranjeiras-e-esvaziado>. Acessado em: 11 de nov. 2021.

SEFIONE, André Luiz. **Estudo comparativo de métodos de extrapolação superior de curvas-chave**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

SIA, Nathalia Bordon Pironato; SILVA, Júlia Castro da. Drenagem Urbana - Cálculos e estimativas através do Modelo Soil Conservation Service (SCS). **Brazilian Journal of Development**, Curitiba, v.7, n.4, p. 33506-33514, apr. 2021.

SILVA, Danielle Letícia da; SCOTTI, Maria Rita; FERREIRA, Matteus Carvalho. O maior desastre ambiental brasileiro: de Mariana (MG) a Regência (ES). **Arquivos do Museu de História Natural e Jardim Botânico**. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, v. 24, n. 1/2, p. 136-158. 2015.

SILVA JÚNIOR, José Carlos Guedes. **Estudo Comparativo Entre Modelos Unidimensional e Pseudo-bidimensional para Simulação da Propagação de Ondas Provocadas Pela Ruptura de Barragens**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

SINGH, V. P.; WHOOLHISER, D. A. Mathematical Modeling of Watershed Hydrology. **Journal of Hydrologic Engineering**, v.7, n. 4, p. 270-292. 2002.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÃO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS (SNISB). **Painel de Informações do SNISB**. Brasília: SNISB, 2021. Disponível em: <https://app.powerbi.com/view?r=eyJrljoiYjk1NjE3ZjQtNmIzNi00YzkyLWE5Y2UtMTZhZDM4ZDc0MTJlliwidCI6ImUwYml0MDEyLTgxMGltNDY5YS04YjRkLTY2N2ZjZDFiYWY4OCJ9%20>. Acessado em: 19 de set. 2021.

TASSI, Rutinéia; ALLASIA, Daniel G; MULLER, Adalberto Meller; MIRANDA, Talita C.; HOLZ, Josiane; SILVEIRA, André L. L. da. Determinação do parâmetro CN para sub-bacias urbanas do Arroio Dilúvio - Porto Alegre/RS. *In: Simpósio de Recursos Hídricos do Sul-Sudeste*, 1., 2006, Curitiba.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Hidrodinâmica de rios e canais**. São Paulo: Departamento de Águas e Energia Elétrica/USP. 1980.

TSCHIEDEL, Arthur da Fontoura. **Avaliação de fontes de incerteza em estudos de rompimentos de barragens**. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS. 2017.

TYAGI, Jaivir V.; MISHRA, Surendra K.; SINGH, Ranvir; SINGH, Virendra P. SCS-CN based time-distributed sediment yield model. **Journal of Hydrology**, v. 352, p. 388–403, 2008.

UEMURA Sandra. **Instrumentos de avaliação e gestão de impactos gerados por rupturas de barragens**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP. 2009.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **Hydrologic Modeling System HEC-HMS: User Manual**, CPD-74A version 3.01. Hydrologic Engineering Center. California, EUA. 2006.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual**. Hydrologic Engineering Center. California, EUA. 2016.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **Using HEC-RAS for a Dam Break Studies**. Hydrologic Engineering Center. California, EUA. 2014.

VALERIANO, Márcio de Morisson; CARVALHO JÚNIOR, Osmar Abílio de. Geoprocessamento de Modelos Digitais de Elevação para Mapeamento da Curvatura Horizontal em Microbacias. **Revista Brasileira de Geomorfologia - RBG**: [S. l.], ano 4, n. 1, p. 17-29. 2003.

VERÓL, Aline Pires; MIGUEZ, Marcelo Gomes; MASCARENHAS, Flávio Cesar Borba. Propagação da Onda de Ruptura de Barragem Através de um Modelo Quasi-2D. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH**: [S. l.], v.18, n.1, p. 165-176. 2013.

ZHEN-GANG, Ji. **Hydrodynamics and Water Quality**: Modeling Rivers, Lakes and Estuaries. Ed Wiley. 2008. Disponível em: jlakes.org/config/hpkx/news_category/2015-06-01/HydrodynamicsandWaterQuality2008.pdf. Acessado em: 11 de nov. 2021.