

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,**  
**MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA**  
**PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:**  
**RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE**  
**DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS**  
**CONDIÇÕES ATUAIS**

**Lorêdo Vianini Neto**

**Belo Horizonte**  
**2016**

**Lorêdo Vianini Neto**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA  
PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE  
DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
CONDIÇÕES ATUAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Modelagem Física e Matemática em Hidráulica

Orientador: Marcio Benedito Baptista

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2016





UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

*Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos*

*Avenida Antônio Carlos, 6627 - 4º andar - 31270-901 - Belo Horizonte – BRASIL*

*Telefax: 55 (31) 3409-1882 - posgrad@desa.ufmg.br*

*http://www.smarh.eng.ufmg.br*

---

## FOLHA DE APROVAÇÃO

Estudo de ruptura da barragem da Pampulha, em Belo Horizonte: Retroanálise da brecha do acidente de 1954 e ruptura hipotética nas condições atuais

**LORÊDO VIANINI NETO**

Dissertação defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:

  
Prof. MÁRCIO BENEDITO BAPTISTA - ORIENTADOR

  
Prof. ALOYSIO PORTUGAL MAIA SALIBA

  
Prof. JOSÉ RODOLFO SCARATI MARTINS

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH

Versão Final aprovada por

\_\_\_\_\_  
Prof. Nilo de Oliveira Nascimento  
Coordenador

\_\_\_\_\_  
Prof. Márcio Benedito Baptista  
Orientador

Belo Horizonte, 05 de setembro de 2016.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Oriente e Cibele que nunca mediram esforços para me dar as oportunidades que me trouxeram até aqui. Às minhas irmãs Lucieda, Larissa e Letícia que sempre me apoiaram e torceram para que tudo desse certo. À Mariella pelo carinho, incentivo e paciência nos momentos mais difíceis.

Ao professor Márcio Baptista que se mostrou um grande amigo sempre atencioso e presente, me ajudando de diversas formas, orientando, aconselhando, mostrando grande entusiasmo e buscando contribuir muito para um trabalho de qualidade.

À toda a equipe da Pimenta de Ávila que sempre incentivou e apoiou o desenvolvimento deste trabalho. Em especial aos amigos de maior convivência que fazem ou que já fizeram parte da equipe da Pimenta de Ávila que considero como uma segunda família e que me acompanharam nos momentos de entusiasmo e me apoiaram ou foram bons ouvintes nos momentos de ansiedade; Lucas Lucena, principalmente com ajudas em traduções, artigos e referências bibliográficas, Alexandre Ângelo principalmente pelas nossas descobertas conjuntas no HEC-RAS 2D, Nathália Couto com as ajudas e aprendizados do FLO-2D, Joel Cortez pelos conselhos e por transmitir tranquilidade, Roberto Rangel pelas ajudas nas traduções, Cláudia Lopes pela parceria no estudo de quantificação de edificações e estruturas atingidas, Cristiano Claus, Clarisse Pinheiro, Gladstone Rodrigues, Lucas Brasil, Ana Caroline, Marcos Pimenta Filho, Gabriel Tostes, Serginho Prates, Bruninho, dentre outros que não cito nominalmente mas que tornaram o ambiente de trabalho sempre agradável.

Gostaria de agradecer especialmente ao Engenheiro Felipe Rocha, que além de ser um grande amigo e referência profissional, me incentivou na área de recursos hídricos (barragens) e contribuiu muito com idéias e discussões que me guiaram na elaboração deste trabalho.

Ao Engenheiro André Lauriano pela confiança, amizade, apoio, inspiração e grande espírito de liderança que mantém toda a equipe de trabalho unida, motivada e colaborativos uns com os outros.

E, por fim, à todos amigos de infância, aos amigos do jiu-jitsu e familiares que me ajudaram a ter grande força de vontade na vida e de forma indireta contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

*“O que você sabe não tem valor; o valor  
está no que você faz com o que sabe”.*

Bruce Lee

## RESUMO

Os estudos de cenários de ruptura hipotética de barragens se tornaram obrigatórios para determinadas classes de risco de barragens desde a promulgação da Lei Nº 12.334, de 20 de setembro de 2010 que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). No entanto, as metodologias, os custos e premissas de projeto, que são de responsabilidade do proprietário da barragem, podem variar consideravelmente, obtendo-se assim resultados genéricos que podem apresentar manchas de inundação muito improváveis ou incorretas.

No presente trabalho foram avaliadas manchas de inundação resultantes de diversos cenários hipotéticos da ruptura da Barragem da Pampulha, que fica localizada no município de Belo Horizonte, no estado de Minas Gerais. O lago formado pela barragem faz parte do conjunto moderno da Pampulha que recentemente ganhou notória importância por receber o título de patrimônio cultural da humanidade pela Unesco. Nestes cenários foram avaliados métodos e premissas que usualmente são adotados em estudos de rupturas hipotéticas. Em relação à brecha de ruptura foi realizada uma retroanálise da ruptura que ocorreu em abril de 1954 onde foram comparados os resultados das equações de previsão com a geometria da brecha observada. Para verificar a influência e os impactos sobre o hidrograma de ruptura e envoltória da mancha de inundação foram realizadas análises de sensibilidade variando o coeficiente de rugosidade Manning, o volume propagado, a equação de formação da brecha, o tamanho das células dos grids, a topografia, o regime de escoamento e modelos de propagação hidráulica uni e bidimensionais. Os resultados foram avaliados por meio de uma abordagem de comparação entre as manchas previstas e observadas nos cenários base, com cálculo dos índices de desempenho F.

Os resultados sugerem que alguns parâmetros e critérios são mais sensíveis a alterações, destacando-se o modelo hidráulico de propagação e a topografia. Os modelos bidimensionais HEC-RAS 2D e FLO-2D foram mais conservadores que o modelo unidimensional HEC-RAS 1D em que a mancha de inundação resultante foi 35% inferior ao cenário base (no cenário Base foi utilizado o Modelo HEC-RAS 2D). Já a modelagem realizada com modelo digital de elevação (MDE) gratuita SRTM gerou uma mancha 16% inferior ao cenário base em que foi utilizado o MDE gerado a partir do perfilamento a laser LiDAR. Por fim, apesar das diversas incertezas inerentes ao processo de ruptura de barragens, os resultados das análises dos cenários são imprescindíveis para o planejamento de ações emergenciais descritas no PAE.

## ABSTRACT

Hypothetical dam break studies became mandatory for certain dams which were considered of potential risk after the enactment of Law No. 12.334, of 20 September 2010, which establishes the National Policy on Dam Safety. However, methods, criteria and assumptions may vary considerably from one study to another. The costs involved may vary too, as a function of the precision of the topography used in the hydraulic simulations. Therefore, the inundation maps, that are used in the development of emergency plans, may be very improbable or incorrect.

In this paper, inundation maps resulting from the hypothetical break of Pampulha Dam were evaluated. The dam is located in the city of Belo Horizonte, in Minas Gerais State, Brazil. The lake formed by the dam is part of the Pampulha touristic complex, that recently gained notable importance to receive the title of Cultural Heritage of Humanity by Unesco. In the scenarios studied, methods and assumptions that are usually adopted in hypothetical dam break studies were evaluated. Regarding the dam breach, it was made the back analysis of the failure that occurred in April 1954, and the results of the forecast equations were compared with the observed breach geometry. To check the influence and impact of several variables on the dam break hydrograph and on the inundation map, sensitivity analysis were carried out by varying the Manning roughness coefficient, the spread volume, the dam breach estimative equation, the size of the cells of the hydraulic model grid, the topography, the flow regime and the hydraulic model itself. The results were evaluated with a comparison approach between projected and observed inundation limits in the base scenarios, with calculation of performance indicators F.

The results suggest that some parameters and criteria are more sensitive, especially the hydraulic model and topography. The two-dimensional models 2D HEC-RAS and FLO-2D were more conservative than the one-dimensional model HEC-RAS 1D, with which the resulting limits of the inundation were 35% lower than the base scenario. The simulation performed with free SRTM DEM generated inundation limits 16% smaller than the base scenario, where it was used DEM generated from topographic LiDAR. Finally, it is possible to conclude that, despite many uncertainties inherent in the dam break study process, the results of the analysis are essential for the definition of emergency plans.

# SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS .....	III
RESUMO .....	V
ABSTRACT .....	VI
LISTA DE FIGURAS.....	IX
LISTA DE TABELAS.....	XIII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS .....	XIV
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 JUSTIFICATIVA.....	5
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	5
<b>2 OBJETIVOS .....</b>	<b>6</b>
2.1 OBJETIVO GERAL.....	6
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6
<b>3 REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>7</b>
3.1 INTRODUÇÃO.....	7
3.2 REGISTROS DE ACIDENTES E INCIDENTES EM BARRAGENS .....	8
3.2.1 <i>Análise das rupturas sob o aspecto construtivo da barragem</i> .....	8
3.2.2 <i>Distribuição espacial dos eventos de ruptura de barragem</i> .....	9
3.2.3 <i>Apresentação dos casos de rupturas de barragens sob o aspecto temporal</i> .....	10
3.3 CAUSAS DE RUPTURA DE BARRAGENS .....	11
3.3.1 <i>Análise quanto às características físicas da barragem</i> .....	12
3.4 ESTUDO DE RUPTURA DE BARRAGENS.....	14
3.4.1 <i>Formação da brecha de ruptura</i> .....	16
3.4.2 <i>Propagação hidráulica da onda de ruptura</i> .....	28
3.5 MODELOS DIGITAIS DE ELEVAÇÃO (MDEs) E DE TERRENOS (MDTs).....	46
3.5.1 <i>Modelos Digitais de Elevação (MDEs) gratuitos - SRTM</i> .....	50
3.5.2 <i>Modelos Digitais de Terreno (MDTs) – Perfilamento a Laser LiDAR</i> .....	53
3.6 ÍNDICES DE DESEMPENHO PARA AVALIAÇÃO DE MODELOS DE INUNDAÇÃO .....	59
3.7 INCERTEZAS ASSOCIADAS AOS MODELOS HIDRÁULICOS.....	61
3.8 CRITÉRIO DE PARADA DA MODELAGEM HIDRÁULICA.....	62
<b>4 BARRAGEM DA PAMPULHA .....</b>	<b>65</b>
4.1 CONTEXTO HISTÓRICO DA BARRAGEM DA PAMPULHA.....	65
4.2 CARACTERIZAÇÃO DA BARRAGEM .....	68
4.3 DESCRIÇÃO DA ÁREA MODELADA A JUSANTE .....	71
4.4 ACIDENTE COM A BARRAGEM EM 1954 .....	79
4.5 DADOS DISPONÍVEIS PARA A REALIZAÇÃO DO ESTUDO .....	84
4.5.1 <i>Topobatimetria do reservatório</i> .....	84
4.5.2 <i>Topografia da área de estudo</i> .....	85
<b>5 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>87</b>
5.1 INTRODUÇÃO.....	87
5.2 MODELAGEM HIDROLÓGICA.....	88
5.2.1 <i>Parâmetros físicos e hidrológicos da bacia de contribuição</i> .....	89
5.2.2 <i>Tempo de retorno da chuva de projeto</i> .....	95
5.2.3 <i>Estudo de chuvas</i> .....	97
5.2.4 <i>Curva cota-volume</i> .....	101
5.2.5 <i>Curva cota-descarga</i> .....	103
5.3 BRECHA DE RUPTURA (PREVISÃO E RETROANÁLISE) .....	111
<i>Retroanálise da brecha de ruptura de 1954</i> .....	111
5.4 MATERIAL PROPAGADO.....	116

5.5	TRATAMENTO E VALIDAÇÃO DO MDE SRTM E MDT.....	118
5.6	DEFINIÇÃO DAS HIPÓTESES E CENÁRIOS DE RUPTURA.....	120
5.7	SÍNTESE DOS HIDROGRAMAS DE RUPTURA.....	123
5.8	PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA.....	123
5.8.1	<i>Condição de contorno inicial</i> .....	124
5.8.2	<i>Condição de contorno de montante</i> .....	124
5.8.3	<i>Condição de contorno de jusante</i> .....	124
5.8.4	<i>Seções transversais e Grids</i> .....	124
5.8.5	<i>Intervalo de tempo</i> .....	128
5.8.6	<i>Coefficiente de rugosidade</i> .....	128
5.8.7	<i>Definição do critério de parada</i> .....	129
5.9	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE.....	129
5.9.1	<i>Modelo digital de elevação / Topografia</i> .....	131
5.9.2	<i>Equações de previsão dos parâmetros da brecha de ruptura</i> .....	132
5.9.3	<i>Volume propagado para jusante</i> .....	133
5.9.4	<i>Modelos hidráulicos HEC-RAS (1D e 2 D) e FLO-2D</i> .....	134
5.9.5	<i>Dimensões do grid</i> .....	134
5.9.6	<i>Coefficientes de rugosidade de Manning</i> .....	134
5.9.7	<i>Regime de escoamento quanto à sua classificação no tempo</i> .....	135
5.10	EDIFICAÇÕES E ESTRUTURAS ATINGIDAS.....	135
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>138</b>
6.1	RETROANÁLISE DA BRECHA DE RUPTURA.....	138
6.1.1	<i>Geometria</i> .....	138
6.1.2	<i>Tempo de formação</i> .....	138
6.1.3	<i>Comparação da brecha observada com as equações de previsão da brecha</i> .....	139
6.2	MODELAGEM HIDROLÓGICA.....	141
6.3	DEFINIÇÃO DOS CENÁRIOS DE RUPTURA.....	143
6.4	BRECHA DE RUPTURA.....	144
6.5	MATERIAL PROPAGADO.....	145
6.6	TRATAMENTO E AVALIAÇÃO DO MDT E MDE.....	148
6.7	SÍNTESE DOS HIDROGRAMAS DE RUPTURA.....	152
6.8	PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA.....	155
6.9	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE.....	173
6.9.1	<i>Modelo digital de elevação / Topografia</i> .....	173
6.9.2	<i>Equações de previsão dos parâmetros da brecha de ruptura</i> .....	178
6.9.3	<i>Volume propagado para jusante</i> .....	187
6.9.4	<i>Modelos hidráulicos HEC-RAS (1D e 2 D) e FLO-2D</i> .....	192
6.9.5	<i>Dimensões do Grid</i> .....	197
6.9.6	<i>Coefficientes de rugosidade de Manning</i> .....	200
6.9.7	<i>Efeitos do regime de escoamento</i> .....	204
6.10	EDIFICAÇÕES E ESTRUTURAS ATINGIDAS.....	206
6.10.1	<i>Impactos na infraestrutura urbana</i> .....	206
6.10.2	<i>Impactos nas estruturas Educacionais</i> .....	209
6.10.3	<i>Impactos nas estruturas ligadas à saúde e religião</i> .....	211
6.10.4	<i>Impactos nas principais estruturas comerciais</i> .....	211
6.10.5	<i>Impactos nas estruturas com propósitos sociais, segurança e lazer</i> .....	213
6.11	CENÁRIOS EXTREMOS.....	214
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>216</b>
<b>8</b>	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>229</b>

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 – ESTATÍSTICA DE RUPTURA DE BARRAGENS EM FUNÇÃO DO TIPO CONSTRUTIVO .....	9
FIGURA 3.2 – ESTATÍSTICA DA DISTRIBUIÇÃO GEOGRÁFICA DAS RUPTURAS DE BARRAGENS .....	9
FIGURA 3.3 – RELAÇÃO ENTRE OS CASOS DE RUPTURA COM O PERÍODO DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM .....	11
FIGURA 3.4 – PARTICIPAÇÃO DAS CATEGORIAS DE CAUSA DE RUPTURAS DE BARRAGENS.....	12
FIGURA 3.5 – ATRIBUIÇÃO DAS CAUSAS DE RUPTURA DE BARRAGENS.....	12
FIGURA 3.6 – CASOS DE RUPTURA DE BARRAGEM EM FUNÇÃO DA ALTURA DO MACIÇO .....	13
FIGURA 3.7 – PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DE UMA BRECHA DE RUPTURA HIPOTÉTICA.....	16
FIGURA 3.8 – ENSAIO DE CAMPO REALIZADO PELO NRCS (MODO DE FALHA GALGAMENTO E PIPING) .....	27
FIGURA 3.9 - COMPARAÇÃO SRTM 90 M E SRTM 30 M .....	47
FIGURA 3.10 - IMAGEM DE LEVANTAMENTO LIDAR DO SITE DO DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA E INDUSTRIA MINERAL DO OREGON, EUA (DOGAMI - OREGON DEPARTMENT OF GEOLOGY AND MINERAL INDUSTRIES) .....	54
FIGURA 3.11 - ESTRUTURA E FUNCIONAMENTO LIDAR .....	56
FIGURA 3.12 - CARACTERÍSTICA DOS DIFERENTES SISTEMAS ALS, (A) SISTEMA DE ONDAS CONTÍNUAS (FULL- WAVEFORM) E (B) SISTEMA DE PULSOS (DISCRETE ECHO). .....	57
FIGURA 4.1 – LOCALIZAÇÃO MUNICÍPIO DE BELO HORIZONTE .....	65
FIGURA 4.2 – LAGOA DA PAMPULHA EM 1955 E 2009 .....	66
FIGURA 4.3 – LOCALIZAÇÃO DA BARRAGEM DA PAMPULHA E REDE HIDROGRÁFICA .....	68
FIGURA 4.4 – SEÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DA BARRAGEM DA PAMPULHA .....	69
FIGURA 4.5 – CURSOS D'ÁGUA E RELEVO QUE COMPÕE A ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA .....	71
FIGURA 4.6 – SUBDIVISÃO EM TRECHOS DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA E PRINCIPAIS VIAS DE ACESSO.....	72
FIGURA 4.7 – TRECHO 1 DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA.....	73
FIGURA 4.8 – TRECHO 2 DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA.....	74
FIGURA 4.9 – DETALHES DO TRECHO 2 DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA.....	75
FIGURA 4.10 – TRECHO 3 DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA.....	76
FIGURA 4.11 – TRECHO 4 DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA – PARTE 1.....	77
FIGURA 4.12 – TRECHO 4 DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA – PARTE 2.....	77
FIGURA 4.13 – TRECHO 4 DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA – PARTE 3.....	78
FIGURA 4.14 – TRECHO 4 DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA – PARTE 4.....	79
FIGURA 4.15 – JATO D'ÁGUA OBSERVADO A JUSANTE DA BARRAGEM NO DIA 16 DE ABRIL DE 1954.....	80
FIGURA 4.16 – IMPACTOS DA RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA EM 1954.....	82
FIGURA 4.17 – FOTOGRAFIAS REGISTRADAS ANTES, DURANTE E LOGO APÓS A RUPTURA DA BARRAGEM.....	82
FIGURA 4.18 – CARTA BATIMÉTRICA DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM DA PAMPULHA .....	85
FIGURA 4.19 – ENQUADRAMENTO DO LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DA ÁREA DE ESTUDO.....	86
FIGURA 4.20 – CARTA TOPOGRÁFICA DE 1936 DE BELO HORIZONTE .....	86
FIGURA 5.1 – ARRANJO DAS BACIAS TRIBUTÁRIAS DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM DA PAMPULHA.....	89
FIGURA 5.2 – MAPA TOPOLÓGICO PARA MODELAGEM HIDROLÓGICA NO HEC-HMS.....	91
FIGURA 5.3 – SEÇÕES TRANSVERSAIS DOS TRECHOS EM CANAIS NO MÓDULO DE MUSKINGUM-CUNGE.....	94
FIGURA 5.4 – ISOIETAS DE PRECIPITAÇÕES TOTAIS ANUAIS MÉDIAS .....	98
FIGURA 5.5 – DISTRIBUIÇÃO ISOIETAL PADRÃO PARA CÁLCULO DA CHUVA DE PROJETO .....	99
FIGURA 5.6 – FATOR DE ABATIMENTO DA ALTURA DE CHUVA PONTUAL .....	100
FIGURA 5.7 – DISTRIBUIÇÃO ISOIETAL PADRÃO (CHOW ET AL., 1998) PARA CÁLCULO DA CHUVA DE PROJETO NA BACIA HIDROGRÁFICA DA BARRAGEM DA PAMPULHA. ....	100
FIGURA 5.8 – EVOLUÇÃO DO VOLUME DA LAGOA DA PAMPULHA. ....	101
FIGURA 5.9 – CURVA COTA-ÁREA-VOLUME DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM DA PAMPULHA .....	103
FIGURA 5.10 – SISTEMA EXTRAVASOR DA BARRAGEM DA PAMPULHA.....	103
FIGURA 5.11 – SEÇÃO LONGITUDINAL E CROQUI EM PERSPECTIVA DA TULIPA E GALERIA.....	104
FIGURA 5.12 – FOTO DO EMBOQUE DA TULIPA. ....	104
FIGURA 5.13 – DETALHE DA TULIPA EM SEÇÃO E CROQUI EM PERSPECTIVA.....	105
FIGURA 5.14 – FOTO E CROQUI DO EMBOQUE DO VERTEDOR SIDE CHANNEL.....	108
FIGURA 5.15 – CURVA DE DESCARGA DA TULIPA .....	110
FIGURA 5.16 – CURVA DE DESCARGA DO SIDE CHANNEL .....	110
FIGURA 5.17 – CURVA DE DESCARGA DO SISTEMA EXTRAVASOR DA BARRAGEM DA PAMPULHA.....	110
FIGURA 5.18 – RUPTURA DO MACIÇO DA BARRAGEM DA PAMPULHA – DETALHE DA BRECHA DE.....	112
FIGURA 5.19 – RUPTURA DO MACIÇO DA BARRAGEM DA PAMPULHA – DETALHE DA BRECHA DE.....	112



FIGURA 5.20 – VISTA DA BRECHA DE RUPTURA EM PLANTA COM DETALHE PARA O DRENO DE FUNDO.....	113
FIGURA 5.21 – SEÇÃO TIPO DA BARRAGEM DA PAMPULHA EM 1954. ....	113
FIGURA 5.22 – PLANTA DE LEVANTAMENTO AEROFOTOGRAMÉTRICO APÓS A RUPTURA. ....	114
FIGURA 5.23 – SEÇÃO DA BRECHA DE RUPTURA. ....	114
FIGURA 5.24 – VISTA EM PERSPECTIVA DA BRECHA DE RUPTURA DIGITALIZADA NO SKETCHUP®.....	115
FIGURA 5.25 – COMPARAÇÃO DA BRECHA DIGITALIZADA COM A FOTOGRAFIA DE VISTA FRONTAL. ....	115
FIGURA 5.26 – COMPARAÇÃO DA BRECHA DIGITALIZADA COM A FOTOGRAFIA DE VISTA LATERAL. ....	116
FIGURA 5.27 – COMPOSIÇÃO DOS VOLUMES PROPAGADOS DEVIDO A RUPTURA. ....	117
FIGURA 5.28 – MÉTODO PARA OBTENÇÃO DO VOLUME DA BRECHA DE RUPTURA .....	117
FIGURA 5.29 – INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO, LARGURA DO CURSO DE ÁGUA E RESOLUÇÃO HORIZONTAL DO MDE PARA REPRESENTAÇÃO DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO E DA CALHA DO CURSO DE ÁGUA NO MDE .....	120
FIGURA 5.30 – IETOGRAMA DA CHUVA REGISTRADA PELA ESTAÇÃO PLUVIOGRÁFICA DA CDTN - 07/01/13 ..	121
FIGURA 5.31 – LOCALIZAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS UTILIZADAS NO MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS (1D) .....	125
FIGURA 5.32 – MDE E GRID DO MODELO GEOMÉTRICO DO FLO-2D.....	127
FIGURA 5.33 – MDE E GRID DO MODELO GEOMÉTRICO DO HEC-RAS (2D) .....	128
FIGURA 6.1 – RECONSTITUIÇÃO DA BRECHA DE RUPTURA OBSERVADA COM O MODELO DIGITAL .....	138
FIGURA 6.2 – TRÂNSITO DE CHEIAS DA BARRAGEM DA PAMPULHA - TR = 10.000 ANOS E DURAÇÃO CRÍTICA DE 14 HORAS.....	142
FIGURA 6.3 – SEÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM DA PAMPULHA .....	146
FIGURA 6.4 – COMPOSIÇÃO DOS VOLUMES PROPAGADOS NOS CENÁRIOS DE DIA SECO E CHUVOSO .....	147
FIGURA 6.5 – MDT DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA .....	148
FIGURA 6.6 – MDT DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA .....	149
FIGURA 6.7 – CORREÇÃO DO MDT NO FINAL DA PISTA DO AEROPORTO .....	150
FIGURA 6.8 – CORREÇÃO DO MDT NA CACHOEIRA DO ONÇA.....	150
FIGURA 6.9 – MDES ADOTADOS NO ESTUDO.....	151
FIGURA 6.10 – MDES ADOTADOS NO ESTUDO .....	152
FIGURA 6.11 – HIDROGRAMA DE RUPTURA – CENÁRIO BASE 1 (DIA SECO).....	153
FIGURA 6.12 – HIDROGRAMA DE RUPTURA – CENÁRIO BASE 2 (DIA CHUVOSO – TR = 10.000 ANOS).....	154
FIGURA 6.13 – ÁREA SIMULADA (MDE LASER 3M) COM GRID DE 20 M E 18 SEÇÕES REPRESENTATIVAS DO VALE A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA ATÉ A CONFLUÊNCIA COM O RIO DAS VELHAS.....	156
FIGURA 6.14 – PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE CHEIA – CENÁRIO BASE 1 – DIA SECO .....	157
FIGURA 6.15 – PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE CHEIA – CENÁRIO BASE 2 – DIA CHUVOSO (TR=10.000 ANOS).....	157
FIGURA 6.16 – PERFIL DE VAZÕES MÁXIMAS ATINGIDAS.....	158
FIGURA 6.17 – AMORTECIMENTO DA VAZÃO DE PICO .....	158
FIGURA 6.18 – AEROPORTO A JUSANTE DA BARRAGEM DA PAMPULHA .....	160
FIGURA 6.19 – CALHA NATURAL DO RIBEIRÃO PAMPULHA.....	161
FIGURA 6.20 – INÍCIO DO CANAL FECHADO DO RIBEIRÃO PAMPULHA. ....	161
FIGURA 6.21 – ESPRAIAMENTO DA ONDA DE INUNDAÇÃO PELOS AFLUENTES .....	162
FIGURA 6.22 – ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO DOS CENÁRIOS BASE 1 E 2.....	163
FIGURA 6.23 – PERFIL DA ELEVAÇÃO MÁXIMA DA LINHA DE ÁGUA.....	163
FIGURA 6.24 – PERFIL DAS MÁXIMAS PROFUNDIDADES DE ESCOAMENTO .....	164
FIGURA 6.25 – MAPA DAS MÁXIMAS PROFUNDIDADES DE ESCOAMENTO - DIA SECO .....	164
FIGURA 6.26 – MAPA DAS MÁXIMAS PROFUNDIDADES DE ESCOAMENTO - DIA CHUVOSO .....	165
FIGURA 6.27 – PERFIL DAS VELOCIDADE MÁXIMAS DE ESCOAMENTO .....	165
FIGURA 6.28 – MAPA DAS VELOCIDADE MÁXIMAS DE ESCOAMENTO (DIA SECO).....	166
FIGURA 6.29 – MAPA DAS VELOCIDADE MÁXIMAS DE ESCOAMENTO (DIA CHUVOSO).....	167
FIGURA 6.30 – TEMPO PARA MÁXIMA PROFUNDIDADE.....	167
FIGURA 6.31 – TEMPO DE CHEGADA DA ONDA – DIA SECO .....	168
FIGURA 6.32 – TEMPO DE CHEGADA DA ONDA – DIA CHUVOSO .....	169
FIGURA 6.33 – DURAÇÃO DA CHEIA – DIA SECO .....	170
FIGURA 6.34 – DURAÇÃO DA CHEIA – DIA CHUVOSO.....	170
FIGURA 6.35 – RISCO HIDRODINÂMICO – DIA SECO.....	172
FIGURA 6.36 – RISCO HIDRODINÂMICO – DIA CHUVOSO.....	173
FIGURA 6.37 – ÍNDICE DE DESEMPENHO $F^{<2>}$ , $F^{<3>}$ , $F^{<4>}$ E VARIAÇÃO PERCENTUAL DA ÁREA INUNDADA PARA DIFERENTES MDES .....	174
FIGURA 6.38 – DIFERENÇAS DAS MANCHAS DE INUNDAÇÃO DOS DIFERENTES MDES SIMULADOS.....	175

FIGURA 6.39 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO T1 – MDE PROVENIENTE DO PERFILAMENTO A LASER LIDAR COM PIXEL DE 2 M.....	176
FIGURA 6.40 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO T2 – MDE PROVENIENTE DO PERFILAMENTO A LASER LIDAR COM PIXEL DE 8 M.....	177
FIGURA 6.41 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO T3 – MDE PROVENIENTE DO SRTM 30 M.....	177
FIGURA 6.42 – EXEMPLO DE INUNDAÇÃO EM UMA SEÇÃO TRANSVERSAL (ETE ONÇA).....	178
FIGURA 6.43 – HIDROGRAMAS DE RUPTURA RESULTANTES DAS EQUAÇÕES DE XU E ZHANG (2009), FROEHLICH (2008) E VON THUN E GILLETE (1990) EM CENÁRIOS DE DIA SECO E CHUVOSO.....	179
FIGURA 6.44 – SÍNTESE DOS PRINCIPAIS RESULTADOS PARA OS CENÁRIOS E1E E2.....	181
FIGURA 6.45 – SÍNTESE DOS PRINCIPAIS RESULTADOS PARA OS CENÁRIOS E3 E E4.....	182
FIGURA 6.46 – ÍNDICE DE DESEMPENHO F E VARIAÇÃO PERCENTUAL DA ÁREA INUNDADA PARA DIFERENTES EQUAÇÕES DE PREVISÃO DE GEOMETRIA E TEMPO DE FORMAÇÃO DE BRECHA – DIA SECO.....	183
FIGURA 6.47 – ÍNDICE DE DESEMPENHO F E VARIAÇÃO PERCENTUAL DA ÁREA INUNDADA PARA DIFERENTES EQUAÇÕES DE PREVISÃO DE GEOMETRIA E TEMPO DE FORMAÇÃO DE BRECHA – DIA CHUVOSO.....	184
FIGURA 6.48 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO E1 – EQUAÇÃO DE XU & ZHANG (2009) - DIA SECO.....	185
FIGURA 6.49 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO E2 – EQUAÇÃO DE VON THUN E GILLETE (1990) - DIA SECO.....	186
FIGURA 6.50 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO E3 – EQUAÇÃO DE XU & ZHANG (2009) - DIA CHUVOSO.....	186
FIGURA 6.51 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO E4 – EQUAÇÃO DE VON THUN E GILLETE (1990) - DIA CHUVOSO.....	187
FIGURA 6.52 – ÍNDICES DE DESEMPENHO F E VARIAÇÃO PERCENTUAL DA ÁREA INUNDADA PARA DIFERENTES RELAÇÕES DE VOLUME DE SEDIMENTOS PROPAGADOS PARA JUSANTE.....	188
FIGURA 6.53 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO V1 - VOLUME DE SEDIMENTOS PROPAGADOS IGUAL A 30%.....	189
FIGURA 6.54 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO V2 - VOLUME DE SEDIMENTOS PROPAGADOS IGUAL A 70%.....	190
FIGURA 6.55 – PERFIL DAS PROFUNDIDADES MÁXIMAS E DA DIFERENÇA EM RELAÇÃO AO CENÁRIO BASE 1 PARA OS DIFERENTES VOLUMES DE PROPAGAÇÃO DE SEDIMENTOS.....	191
FIGURA 6.56 – PERFIL DAS VELOCIDADES MÁXIMAS E DA DIFERENÇA EM RELAÇÃO AO CENÁRIO BASE 1 PARA OS DIFERENTES VOLUMES DE PROPAGAÇÃO DE SEDIMENTOS.....	192
FIGURA 6.57 – ÍNDICE DE DESEMPENHO F E VARIAÇÃO PERCENTUAL DA ÁREA INUNDADA PARA DIFERENTES MODELOS HIDRÁULICOS AVALIADOS – CENÁRIO 1 – DIA SECO.....	193
FIGURA 6.58 – ÍNDICE DE DESEMPENHO F E VARIAÇÃO PERCENTUAL DA ÁREA INUNDADA PARA DIFERENTES MODELOS HIDRÁULICOS AVALIADOS – CENÁRIO 2 – DIA CHUVOSO.....	193
FIGURA 6.59 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO H1 – MODELO HEC-RAS 1D – DIA SECO.....	194
FIGURA 6.60 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO F1 – MODELO FLO-2D – DIA SECO.....	194
FIGURA 6.61 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO H2 – MODELO HEC-RAS 1D – DIA CHUVOSO.....	195
FIGURA 6.62 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO F2 – MODELO FLO-2D – DIA CHUVOSO.....	195
FIGURA 6.63 – ÍNDICE DE DESEMPENHO F E VARIAÇÃO PERCENTUAL DA ÁREA INUNDADA PARA DIFERENTES TAMANHOS DE CÉLULAS DOS GRIDS AVALIADOS.....	197
FIGURA 6.64 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO G1 – GRID COM CÉLULAS DE 15 M.....	198
FIGURA 6.65 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO G2 – GRID COM CÉLULAS DE 30 M.....	198
FIGURA 6.66 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO G3 – GRID COM CÉLULAS DE 50 M.....	199
FIGURA 6.67 – ÍNDICE DE DESEMPENHO F E VARIAÇÃO PERCENTUAL DA ÁREA INUNDADA PARA DIFERENTES COEFICIENTES DE RUGOSIDADE MANNING.....	200
FIGURA 6.68 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO M1 – COEFICIENTE DE RUGOSIDADE MANNING IGUAL A 0,100.....	201
FIGURA 6.69 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO M2 – COEFICIENTE DE RUGOSIDADE MANNING IGUAL A 0,200.....	201

FIGURA 6.70 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DOS ÍNDICES F – CENÁRIO M3 – COEFICIENTE DE RUGOSIDADE MANNING IGUAL A 0,300.....	202
FIGURA 6.71 – VARIAÇÃO DA PROFUNDIDADE EM RELAÇÃO AO CENÁRIO BASE (N = 0,250) .....	202
FIGURA 6.72 – VARIAÇÃO DA VELOCIDADE EM RELAÇÃO AO CENÁRIO BASE (N = 0,250) .....	203
FIGURA 6.73 – VARIAÇÃO PERCENTUAL DA ÁREA INUNDADA PARA DIFERENTES RELAÇÕES DAS VAZÕES DE PICO EM REGIME PERMANENTE SEM DIA SECO E CHUVOSO .....	204
FIGURA 6.74 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS DOS CENÁRIOS EM REGIME PERMANENTE EM COMPARAÇÃO COM O CENÁRIO BASE 1 – DIA SECO .....	205
FIGURA 6.75 – MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDADAS DOS CENÁRIOS EM REGIME PERMANENTE EM COMPARAÇÃO COM O CENÁRIO BASE 2 – DIA CHUVOSO .....	205
FIGURA 6.76 – LOCALIZAÇÃO DAS PRINCIPAIS VIAS, LINHAS FÉRREAS E OBRAS DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE ATINGIDAS PELA MANCHA DE INUNDAÇÃO.....	208
FIGURA 6.77 – LOCALIZAÇÃO DA INFRAESTRUTURA URBANA, ESTAÇÕES DO MOVE E METRÔ E ESTRUTURAS AEROPORTUÁRIAS ATINGIDAS.....	209
FIGURA 6.78 – LOCALIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS DESTINADAS À EDUCAÇÃO.....	210
FIGURA 6.79 – LOCALIZAÇÃO DOS CENTROS DE SAÚDE E RELIGIÃO ATINGIDOS PELA MANCHA DE INUNDAÇÃO .....	211
FIGURA 6.80 – LOCALIZAÇÃO DAS GRANDES ESTRUTURAS COMERCIAIS ATINGIDAS.....	212
FIGURA 6.81 – LOCALIZAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS DE LAZER, DAS CICLOVIAS E DAS ESTRUTURAS DE CARÁTER SOCIAL.....	214
FIGURA 6.82 – MAPA DE CENÁRIOS EXTREMOS MÍNIMO E MÁXIMO PARA O CENÁRIO DE DIA SECO.....	215
FIGURA 6.83 – MAPA DE CENÁRIOS EXTREMOS MÍNIMO E MÁXIMO PARA O CENÁRIO DE DIA CHUVOSO.....	216

## LISTA DE TABELAS

<b>TABELA 3.1</b> - RELAÇÃO ENTRE CASOS DE RUPTURA COM A IDADE DA BARRAGEM.....	10
<b>TABELA 3.2</b> - CATEGORIAS DE CAUSAS DE FALHA DA BARRAGEM.....	11
<b>TABELA 3.3</b> - CASOS DE RUPTURA DE BARRAGENS EM FUNÇÃO DA CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO .....	13
<b>TABELA 3.4</b> - VALORES DO COEFICIENTE $C_b$ PROPOSTOS VON THUN & GILLETE (1990) .....	20
<b>TABELA 3.5</b> – ESTIMATIVA DE VOLUME DE MATERIAL SÓLIDO LIBERADO EM RUPTURA DE BARRAGENS .....	29
<b>TABELA 3.6</b> – CARACTERIZAÇÃO DE ESCOAMENTOS EM FUNÇÃO DA CONCENTRAÇÃO DE SÓLIDOS.....	31
<b>TABELA 3.7</b> – CONJUNTOS DE POSSIBILIDADES DE COMBINAÇÕES PARA O ESQUEMA DE CLASSIFICAÇÃO BINÁRIA .....	60
<b>TABELA 3.8</b> – INDICADORES DE DESEMPENHO BINÁRIOS PARA UTILIZAÇÃO EM ESTUDOS DE INUNDAÇÃO.....	61
<b>TABELA 4.1</b> – TABELA RESUMO COM AS PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM DA PAMPULHA.....	70
<b>TABELA 5.1</b> – PARÂMETROS FÍSICOS E HIDROLÓGICOS DAS SUB-BACIAS DA BARRAGEM DA PAMPULHA .....	92
<b>TABELA 5.2</b> – PARÂMETROS FÍSICOS DOS TRECHOS EM CANAIS NO MÓDULO DE <i>MUSKINGUM-CUNGE</i> .....	93
<b>TABELA 5.3</b> – CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS QUANTO À ALTURA DO MACIÇO, VOLUME DO RESERVATÓRIO, OCUPAÇÃO HUMANA, INTERESSE AMBIENTAL E INSTALAÇÕES A JUSANTE.....	95
<b>TABELA 6.1</b> – DADOS DE ENTRADA DAS EQUAÇÕES DE PREVISÃO DA BRECHA PARA A BARRAGEM DA PAMPULHA – RETROANÁLISE DA RUPTURA DE 1954.....	140
<b>TABELA 6.2</b> – PREVISÃO DOS PARÂMETROS DA BRECHA DE 1954 .....	140
<b>TABELA 6.3</b> – SÍNTESE DOS RESULTADOS OBTIDOS DURANTE AS SIMULAÇÕES DOS TRÂNSITOS DE CHEIAS..	141
(CONTINUAÇÃO).....	142
<b>TABELA 6.4</b> – SÍNTESE DOS CENÁRIOS E PREMISSAS DEFINIDOS PARA MODELAGEM DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA E MAPEAMENTO DAS MANCHAS DE INUNDAÇÃO .....	143
<b>TABELA 6.5</b> – DADOS DE ENTRADA DAS EQUAÇÕES DE PREVISÃO DA BRECHA.....	144
<b>TABELA 6.6</b> – PARÂMETROS DA BRECHA DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA .....	145
<b>TABELA 6.7</b> – RESULTADOS DA SÍNTESE DOS HIDROGRAMAS DE RUPTURA.....	152
<b>TABELA 6.8</b> – PARÂMETROS DA BRECHA DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA .....	179
<b>TABELA 6.9</b> – RESUMO DAS PRINCIPAIS VIAS RODOVIÁRIAS ATINGIDAS PELA MANCHA DE INUNDAÇÃO .....	207
<b>TABELA 6.10</b> – RESUMO DAS ESTAÇÕES E TERMINAIS LIGADOS AO TRANSPORTE QUE SERIAM ATINGIDOS ...	208
<b>TABELA 6.11</b> – RESUMO DAS ESTRUTURAS EDUCACIONAIS ATINGIDAS PELA INUNDAÇÃO.....	210
<b>TABELA 6.12</b> – RESUMO QUANTITATIVO DAS ESTRUTURAS COMERCIAIS INUNDADAS.....	212
<b>TABELA 6.13</b> – SÍNTESE DOS PRINCIPAIS CRITÉRIOS E PREMISSAS ADOTADOS NOS CENÁRIOS EXTREMOS...	215

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

$p_s$	Pressão intergranular
$\rho_m$	Massa específica da mistura
$\rho_s$	Massa específica dos grãos
$\tau_c$	Tensão coesiva resistente
$\tau_d$	Tensão dispersiva
$\tau_{mc}$	Tensão de Mohr-Coulomb
$\tau_t$	Tensão turbulenta
$\tau_v$	Tensão referente à viscosidade do fluido
$\Delta t$	Intervalo de tempo de cálculo computacional
$\Delta x$	Distância entre duas seções transversais no HEC-RAS e raiz quadrada da largura do elemento do <i>grid</i> no FLO-2D.
$\nabla H$	Gradiente de elevação da superfície no HEC-RAS 2D
A	Área da seção transversal molhada
ASTER	Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer
AOL	Atmospheric Oceanographic Lidar
ATM	Airborne Topographic Mapper
$b_3; b_4; b_5$	Coefficientes das equações de Xu & Zhang (2009)
$B_{ave}$	Largura média da brecha (m)
$B_b$	Largura de fundo brecha (m)
$B_t$	Largura de topo da brecha (m)
C	Coefficiente de tensão cisalhante inercial
c	Celeridade da onda
$c_f$	Coefficiente de atrito do fundo do canal/planície de inundação
$C_1$	Coefficiente proposto por Xu & Zhang (2009) para descrição da erodibilidade
CADAM	Concerted Action on Dambreak Modeling
CDTN	Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear
CETESB	Companhia Ambiental do Estado de São Paulo
CMP	Cheia Máxima Provável
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos

$C_b$	Coeficiente em função do volume de reservatório proposto por Von Thun & Gillete (1990)
COPAM	Conselho Estadual de Política Ambiental
$C_d$	Coeficiente de descarga
CN	Curve Number
$C_v$	Concentração volumétrica de sedimento
DNOS	Departamento Nacional de Obras de Saneamento
DNPM	Departamento Nacional Produção Mineral
$d_s$	Diâmetro dos grãos do sedimento
$e_n$	Coeficiente de restituição de energia após o impacto
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
$f$	Coeficiente de Coriolis
F	Índice de desempenho da mancha de inundação
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GPS	Global Position System
GDEM	Global Digital Elevation Model
$g$	Aceleração da gravidade
$h$	Altura da lâmina líquida
$H_b$	Altura final da brecha (m)
$H_d$	Altura da barragem (m)
HEC	Hydrologic Engineering Center
$H_r$	Variável de controle utilizada na regressão por Xu & Zhang (2009)
$H_w$	Altura do nível de água no reservatório, no momento da ruptura
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IDF	Intensidade Duração Frequência
ICOLD	International Commission on Large Dams
IMPACT	Investigation of extreme flood processes and uncertainty
INS	Inertial Navigation System
ITI	Instituto Nacional de Tecnologia de Informação
IWHR	China Institute of Water Resources and Hydropower Research
ISGS	International Symposium on Geotechnical Safety
ITI	Instituto Nacional de Tecnologia de Informação
$k_o$	Coeficiente de modos de ruptura na equação de Froehlich (2008)

K	Parâmetro de resistência para fluxos laminares
$K_E$	Perda de carga na entrada
$K_S$	Perda de carga na saída
$K_L$	Perdas localizadas
$k_a$	Coefficiente de contração lateral
$k_p$	Coefficiente de contração dos pilares
Le	Comprimento efetivo da soleira vertente
LiDAR	Light Detect and Running
MDE	Modelo Digital de Elevação
MDS	Modelo Digital de Superfície
MDT	Modelo Digital de Terreno
n	Coefficiente de rugosidade de Manning
NA	Nível de água (m)
NRCS	National Resources Conservation Service
NWS	National Weather Service
PAE	Plano de Ações Emergenciais
PBH	Prefeitura de Belo Horizonte
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
Q	Vazão ( $m^3/s$ )
q	Vazão lateral (É a entrada ou saída de vazão por unidade de largura de contribuição lateral)
$Q_a$	Descarga máxima afluyente ( $m^3/s$ )
$Q_p$	Descarga máxima defluyente da barragem em ruptura ( $m^3/s$ )
R	Raio hidráulico
RMBH	Região Metropolitana de Belo Horizonte
$S_0$	Declividade média da calha fluvial ou do fundo do canal (m/m)
$S_f$	Declividade da linha de energia (m/m), equivalente ao termo de perda de carga unitária
$S_y$	Tensão limite de escoamento
$S_v$	Tensão viscosa
$S_{td}$	Tensão turbulenta
SAR	Synthetic Aperture Radar

SLA	Shuttle Laser Altimeter
SPHAN	Serviço do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional
SRTM	Shuttle Radar Topography Mission
SUDECAP	Superintendencia de Desenvolvimento da Capital (Belo Horizonte)
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
$t_f$	Tempo de formação da brecha (h)
TIN	Triangulated irregular network
$T_r$	Variável de controle igual a 1 hora utilizada na equação de Xu & Zhang (2009)
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
UNESCO	United Nations Educational Scientific and Cultural Organization
UNET	Unsteady Network Model
USACE	United States Army Corps of Engineers
$v$	Velocidade média do escoamento (m/s)
$V$	Volume do reservatório para o NA máximo (m <sup>3</sup> )
$V_{er}$	Volume erodido pela brecha na equação de MacDonald & Lagridge-Monopoils (1984)
$V_w$	Volume da água acima do fundo da brecha
$x$	Variável independente relativa à direção do escoamento no eixo x
$y$	Variável independente relativa à direção do escoamento no eixo y
$Z$	Fator de inclinação lateral da brecha de ruptura
$l$	Comprimento da mistura de Prandtl
$\alpha_i$	Ângulo médio de impacto entre as partículas
$\tau$	Tensão cisalhante total
$\phi$	Ângulo de repouso do material
$\theta$	Fator de ponderação empregado pelo método das diferenças finitas para solução das equações do escoamento não permanente
$\eta$	Viscosidade dinâmica
$\gamma_m$	Peso específico da mistura de sedimento



# 1 INTRODUÇÃO

As barragens são estruturas que trazem múltiplos benefícios para a humanidade. Sua origem é tão remota que ousamos dizer que a história não consegue estabelecer a data da primeira barragem construída. Os registros históricos, assim com as descobertas arqueológicas, indicam evidências de construção de barragens há mais de 5.000 anos, nos berços da civilização, na Babilônia, Egito, Índia, Pérsia e extremo oriente (JANSEN, 1980). Tinham como finalidades básicas proteger povoados ribeirinhos em épocas de chuvas ou, ao contrário, promover armazenamento de água para irrigação, possibilitando o desenvolvimento agrícola. Com o tempo as barragens foram adquirindo outras finalidades tais quais: geração de energia elétrica, armazenamento de resíduos minerais e industriais, recreação, harmonia paisagística, navegação, lazer, entre outros propósitos. Nota-se que os efeitos positivos de uma construção desse tipo para o desenvolvimento sócio-econômico da humanidade são bastante relevantes.

Apesar dos múltiplos benefícios que as barragens trazem, impactos ambientais negativos também são associados à construção de barragens. Adicionalmente, embora pequena, a possibilidade de falha de uma barragem é um risco potencial para a população, meio ambiente além de representar uma grande perda econômica. Os danos produzidos por eventos de ruptura de grandes barragens tem, em geral, consequências catastróficas devido ao aumento repentino de vazão, profundidade e velocidade de escoamento, tanto dentro da calha como na planície de inundação, principalmente se tratando de barragens próximas a regiões urbanizadas. Caso o material armazenado na barragem apresente características deletérias para o meio ambiente, em situações de ruptura o escoamento desse material pelo vale a jusante resulta na contaminação dos leitos dos rios, impactando a biota local. Quando ocorre uma ruptura da barragem, prejuízos materiais e ambientais são certos, enquanto a perda de vidas humanas pode variar bastante com a área inundada, a densidade de moradores em risco e o tempo disponível para alerta e evacuação.

O risco de eventos desse tipo não é desprezível; a título de exemplo, Singh (1996) aponta que no século XX foram registrados no mundo cerca de 200 casos de ruptura de barragens com altura superior a 15 metros, que causaram a morte de mais de 8.000 pessoas e deixaram outras milhares desabrigadas. O Brasil possui, atualmente, mais de 600 grandes barragens. Estima-se que existam no país cerca de 300.000 barragens de todos os tipos e tamanhos (MENESCAL et al., 2005). Casos recentes de rupturas de grandes barragens no Brasil e em outros países fizeram

com que o tema de ruptura de barragens ficasse ainda mais em evidência. Citam-se como exemplo acidentes recentes de maior magnitude, as rupturas da Barragem de Rejeitos da Mineração Rio Pomba Cataguases, em Minas Gerais, em janeiro de 2007, a Barragem de Situ Ginung, na Indonésia, em março de 2009, que resultou 93 mortes, a barragem da mina de Mount Polley, no Canadá, em 2014, a barragem da Mineração Herculano, no município de Itabirito, em Minas Gerais, que resultou em 3 mortes e o caso mais recente com grande repercussão na mídia, que foi a ruptura da Barragem do Fundão, da mineradora Samarco/VALE e BHP Billiton, no município de Mariana, em Minas Gerais, que resultou em 20 mortes e grandes impactos ambientais. Os casos recentes evidenciam mais casos de rupturas de barragens de contenção de rejeitos de mineração, no entanto, há diversos casos de rupturas de grande magnitude de barragens no Brasil que não estão ligadas a mineração e que se destacam, podendo citar a ruptura da Barragem da Pampulha, no município de Belo Horizonte, Minas Gerais, em 1954, a Barragem de Orós, em 1960, no Ceará, a Barragem Euclides da Cunha e Limoeiro, no estado de São Paulo, em 1977 e a Barragem de Camará, em 2004 na Paraíba.

Nesse contexto, o estudo de ruptura de barragens é necessário para mapeamento das áreas potencialmente atingidas, estimativas de riscos associados à falha e elaboração de um plano de Ações Emergenciais (PAE). O PAE deve estabelecer as ações a serem executadas pelo empreendedor da barragem em caso de situação de emergência, bem como identificar os agentes a serem notificados dessa ocorrência (BRASIL, 2010).

Apesar da obrigatoriedade imposta pela Política Nacional de Segurança de Barragens (Lei no 12.334/2010) de elaboração do plano de ação emergencial para determinadas classes de risco de barragens, no Brasil ainda não tinha sido especificada uma diretriz metodológica para realização de estudos de ruptura de barragens até 2015 (Rocha, 2015). Em Fevereiro de 2015 a Agência Nacional de Águas publicou uma versão preliminar do “Guia para elaboração de Projetos de Barragens”, parte integrando do Volume V do Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens (ANA, 2015), onde constam no item 7.6.1 “Estudo da área inundável em caso de ruptura da barragem”, onde constam alguns critérios e premissas que norteiam o estudo de ruptura de barragens. No entanto, na versão final de Abril de 2016, o documento foi renomeado para “Diretrizes para Elaboração de Projetos de Barragens”(ANA, 2016) e o item 7.6.1 foi suprimido. De acordo com Rocha (2015), diversas entidades e grupos de pesquisas finalizaram ou continuam realizando estudos para melhorar o entendimento do mecanismo de formação de brecha de ruptura, configuração do hidrograma de ruptura e propagação da onda

de cheia. Dentro desse contexto, podem ser citados os projetos europeus a seguir: i) CADAM (*Concerted Action on Dambreak Modelling*), desenvolvido nos anos de 1998 a 2000 (MORRIS, 2000), e sua continuação; ii) IMPACT (*Investigation of Extreme Flood Processes & Uncertainty*), período de 2001 a 2004 (MORRIS et al., 2005); iii) FLOODSite, período de 2004 a 2009 (MORRIS et al., 2009).

Trabalhos de dissertação e artigos sobre este tema vem sendo elaborados nos últimos anos, auxiliando a consolidar metodologias, destacam-se entre estes Monte-Mor (2004), Brasil (2005), Lauriano (2009), Saliba (2009), Jesus (2011), Melo (2013) e Rocha (2015) em que foi realizado um estudo de retroanálise de uma ruptura de barragem.

Rocha (2015), destaca que as principais etapas em estudos de ruptura de barragens que tem sido praticadas em serviços de consultoria são:

1. Previsão dos parâmetros da brecha de ruptura utilizando equações de previsão – geralmente são adotadas as equações propostas por Froehlich (2008), Von Thun & Gillete (1990) e Xu & Zhang (2009).
2. Utilização de modelo hidrológico para construção do hidrograma de ruptura por meio de análises paramétricas tendo como base os parâmetros da brecha obtidos – geralmente é adotado o modelo HEC-HMS (USACE, 2010a).
3. Propagação do hidrograma de ruptura pelo vale a jusante, utilizando modelos hidráulicos gratuitos – geralmente é adotado o modelo HEC-RAS (USACE, 2010b) com seções topobatimétricas levantadas em campo ou extraídas diretamente de modelos digitais de elevação (MDEs) gratuitos, de cartas topográficas ou modelos digitais de terreno (MDTs) obtidos por perfilamento a laser LiDAR.
4. Definição das parcelas do volume de material presente no reservatório que irá ser propagado para jusante e que ficará retido no reservatório – geralmente adota-se que 100% do material será propagado para a jusante ou pode-se adotar uma parcela do volume de sólidos será propagada para jusante. Rico et al. (2008a) propõem que se utilize o valor de 30% do volume de sólidos. No entanto, vale ressaltar que este o volume propagado para jusante ainda é um aspecto que atribui muitas incertezas e que merece mais pesquisas. Casos recentes, como é o caso da ruptura da Barragem da Samarco em Mariana-MG em que foram propagados cerca de 50% do volume de sólidos (dados obtidos em <http://www.wise-uranium.org/mdaf.html>),

reforçam a ideia que devem ser previstos valores mais conservadores de propagação do volume de sólidos para jusante.

5. Mapeamento da área inundável utilizando softwares de geoprocessamento – comumente é utilizado o aplicativo ArcGIS® e o módulo HEC-GeoRAS (USACE, 2012) ou o módulo RAS Mapper do HEC-RAS, sendo o modelo digital de elevação construído a partir de cartas topográficas gratuitas fornecidas pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), modelo topográfico resultante da missão Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), aerolevante fornecido pelo cliente, perfilamento a laser aerotransportado LiDAR, ou, ainda, seções topobatimétricas obtidas em campo.

Entretanto, devido à dificuldade de verificação do resultado da aplicação dessa metodologia, principalmente devido a escassez de estudos de retroanálise de ruptura de barragens, surgem muitos debates e questionamentos quanto à capacidade desses métodos de previsão da inundação decorrente da ruptura. Algumas indagações são recorrentemente realizadas: Qual é a precisão da mancha de inundação? É plausível realizar o planejamento de ações emergenciais (PAE) com os resultados obtidos? Os modelos superestimam a inundação e prejudicam o empreendedor ou responsável pela barragem quando o mesmo é solicitado a quantificar os dados associados a uma eventual ruptura? A topografia é realmente tão impactante no estudo?

O mapa de inundação é uma ferramenta importante para o planejamento das ações emergenciais, uma envoltória de inundação incorreta ou muito improvável resulta em um Plano de Ações Emergenciais falho, impactando, por exemplo, a eficiência do plano de evacuação elaborado pelos agentes públicos responsáveis por essa atividade (Rocha, 2015). Segundo Costa (1985), houve redução de até 19 vezes no número de fatalidades decorrentes de catástrofes de ruptura de barragens em comparação aos casos nos quais o aviso havia sido inadequado ou inexistente.

A motivação para realização deste trabalho deve-se à constatação da necessidade de se verificar os impactos nas manchas de inundação inerentes da aplicação de alguns métodos e cenários, geralmente adotados em estudos de ruptura de barragens. Como estudo de caso será considerada a ruptura da Barragem da Pampulha, localizada em Belo Horizonte-MG. Será realizado também a retroanálise da brecha de ruptura do evento ocorrido em abril de 1954 na Barragem da Pampulha.

## **1.1 JUSTIFICATIVA**

Dentro do tema de ruptura de barragens, a escolha do modelo matemático, do método e a definição de premissas exercem papéis de destaque na estimativa do hidrograma de ruptura e propagação desse pelo vale de jusante. Os resultados dessas modelagens são fundamentais para o desenvolvimento das etapas subseqüentes do Plano de Ações Emergenciais, como mapeamento das áreas inundáveis e elaboração dos planos de contingência.

Estes estudos se tornaram obrigatórios com a promulgação da Lei Nº 12.334, de 20 de setembro de 2010 que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). Esta Lei se aplica a barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais que apresentem pelo menos uma das seguintes características: *i)* altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15m; *ii)* capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000m<sup>3</sup>; *iii)* reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis; *iv)* reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis; *v)* categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas.

Nesse contexto, a compreensão dos principais motivos que impactam na envoltória de inundação constitui a principal motivação para o desenvolvimento deste trabalho de dissertação.

A decisão para o estudo de caso da Barragem da Pampulha se deve à abundância de dados para a realização dos estudos e pelo fato desta barragem apresentar um dano potencial alto, em termos econômicos, sociais, ambientais e de perda de vidas humanas, uma vez que está inserida dentro em uma região densamente urbanizada do município de Belo Horizonte – MG. Além disso, em 1954 ocorreu a ruptura desta barragem por *piping*, inundando toda a área do atual aeroporto da Pampulha e grande parte da cidade de Belo Horizonte ficou sem abastecimento de água, (VIANNA, 1997). Na ocasião, houve apenas danos materiais. Nos dias de hoje, as consequências seriam ainda mais catastróficas.

## **1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação está organizada em 7 capítulos, incluindo esta Introdução, com o encadeamento dos seguintes tópicos:

- Capítulo 2 – Objetivos: apresentação dos objetivos gerais e específicos do trabalho de dissertação;
- Capítulo 3 – Revisão de Literatura: abordagem dos principais aspectos relacionados à realização de estudos de ruptura de barragens, incluindo tópicos específicos relacionados à índices de desempenho, aos Modelos Digitais de Elevação (MDE) e Modelos Digitais de Terreno (MDT);
- Capítulo 4 – Barragem da Pampulha: descrição do contexto histórico, caracterização da barragem com os principais dados e descrição do acidente de ruptura ocorrido em 1954;
- Capítulo 5 – Materiais e Métodos: descrição da metodologia empregada para a realização do trabalho, enfocando as etapas típicas de um estudo de ruptura de barragens;
- Capítulo 6 – Resultados e Discussões: basicamente apresenta os resultados e posteriormente as discussões acerca das simulações realizadas; e
- Capítulo 7 – Conclusões e Recomendações: apresentação das conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo geral**

O objetivo geral deste trabalho é avaliar os principais impactos na extensão e envoltória da mancha de inundação inerente a diferentes metodologias, premissas e modelos matemáticos utilizados no estudo de ruptura hipotética de barragens utilizando a Barragem da Pampulha como estudo de caso, além de realizar a retroanálise da brecha de ruptura do acidente de 1954.

### **2.2 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos que compõem esta pesquisa são:

- Realizar estudo hidrológico da área de drenagem da barragem da Pampulha localizada em Belo Horizonte – MG e avaliar a chuva crítica de projeto da bacia;
- Avaliar a condição hidráulica de amortecimento de cheia pelo reservatório da barragem e a segurança hidráulica referentes à laminação do hidrograma afluente de projeto;

- Analisar a ruptura hipotética da Barragem da Pampulha;
- Analisar vantagens e desvantagens da aplicação de modelos unidimensionais e bidimensionais para modelagem de um evento de ruptura de barragens em áreas urbanizadas;
- Realizar um estudo de sensibilidade para avaliar a influência na envoltória de inundação, profundidades e velocidades atingidas no vale a jusante da barragem variando dados de entrada como: parâmetros da brecha de ruptura (tempo de formação e largura média); qualidade da topografia (SRTM e aerolevanteamento a laser LiDAR); coeficiente de rugosidade Manning; volume de água existentes no reservatório no momento da ruptura; e, volume de sedimentos propagados e retidos no reservatório;
- Realizar uma retroanálise da brecha formada em 1954 por processo erosivo interno (*piping*) e utilizar para calibração e verificação das equações presentes na literatura;
- Auxiliar na escolha dos métodos, premissas e no modelo matemático a ser utilizado no estudo de ruptura hipotética de barragens;
- Elaborar os mapas de inundação para os cenários de ruptura estabelecidos;
- Elaborar mapas de Risco Hidrodinâmico, velocidade máximas, profundidades máximas, tempos de chegada de onda e duração da cheia para os cenários base de dia seco e dia chuvoso.

### **3 REVISÃO DA LITERATURA**

#### **3.1 Introdução**

Neste capítulo são apresentadas inicialmente algumas estatísticas e causas relacionadas a acidentes em barragens quanto aos aspectos construtivos, temporais e quanto à distribuição temporal.

Em seguida, é abordado o estudo de ruptura de barragens iniciando pela formação da brecha de ruptura, definição do volume propagado pra jusante e análises dos modelos hidráulicos de propagação da onda de ruptura.

Dada a importância dos modelos digitais de elevação (MDE) e modelos digitais de terreno (MDT), como base topográfica de modelos hidráulicos, é apresentada uma breve revisão com caracterização dos MDEs gratuitos e dos MDTs que, geralmente, são utilizados em estudos de inundação. O MDT proveniente de perfilamento a laser aerotransportado LiDAR foi descrito de maneira mais detalhada, uma vez que, é o modelo mais recomendado para utilização em estudos hidráulicos, principalmente para modelagem em trechos urbanos com características de escoamento bidimensional (FEMA, 2009). Dentre os modelos gratuitos, o mais recomendável para estudos hidráulicos é o MDE SRTM (YAN et al., 2015) e, portanto, também foi descrito neste capítulo.

Por fim, são apresentados alguns indicadores de desempenho empregados para quantificar a qualidade da previsão de inundação pelos modelos hidráulicos utilizados nas análises de sensibilidade. A utilização desses indicadores possibilita também a calibração do modelo hidráulico quando se dispõe de uma mancha de inundação observada.

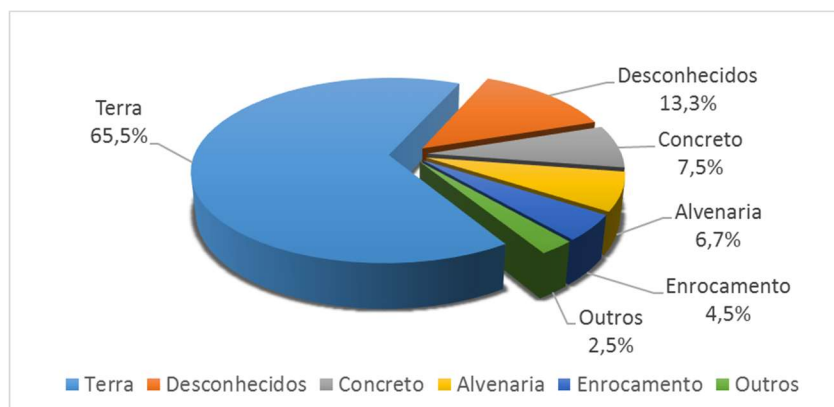
### **3.2 Registros de acidentes e incidentes em barragens**

Na compilação realizada por ISGSR (2007), em que foram analisados mais de 900 casos de ruptura de barragens em todo o mundo excluindo a China, tem-se que a taxa de incidentes foi de 3,3 por ano durante o período de 1960-1989 e as ocorrências de ruptura são mais frequentes em barragens de terra (65,5%). Segundo ICOLD, (1995), os principais fatores que desencadeiam a ruptura nas barragens de terra são galgamento (49%), piping (28%) e erosão interna das fundações (17%). Nos itens seguintes é apresentado uma discussão sobre o estudo realizado por ISGSR (2007).

#### **3.2.1 Análise das rupturas sob o aspecto construtivo da barragem**

O enfoque nos casos de ruptura de barragens de terra é justificado pela parcela significativa de casos de rupturas (66%) como pode ser observado na Figura 3.1.





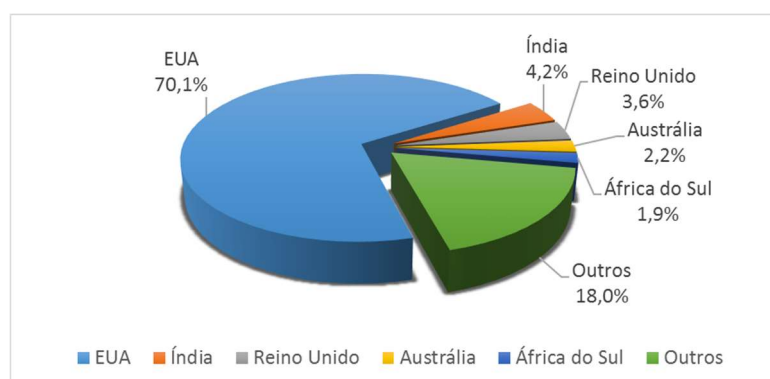
**Figura 3.1** – Estatística de ruptura de barragens em função do tipo construtivo  
 Fonte: Adaptado de ISGSR (2007)

Para Collischonn (1997) o elevado número de rupturas de barragens de terra é justificado pela fragilidade dessa estrutura aos processos de galgamento e erosão interna, sendo que as falhas em barragens de concreto em geral se restringem a instabilidades na fundação ou formação de brechas parciais instantâneas passíveis de recuperação pelo reparo do bloco de construção.

### 3.2.2 Distribuição espacial dos eventos de ruptura de barragem

Em termos totais nos Estados Unidos foi observado o maior número de incidentes com barragens, correspondente a mais de 70% dos casos observados dentro da janela temporal da pesquisa. Vale lembrar que não estão incluídas as barragens da China o qual são compilados em um banco de dados separado pela *China Institute of Water Resources and Hydropower Research* (IWHR) em uma pesquisa cooperativa.

A estatística apresentada na Figura 3.2 não compreende a avaliação em termos percentuais corrigidos em função do número de barragens observadas em cada país, o que explica o peso do pioneirismo-norte americano na construção de barragens de terra.



**Figura 3.2** – Estatística da distribuição geográfica das rupturas de barragens  
 Fonte: Adaptado de ISGSR (2007)

### 3.2.3 Apresentação dos casos de rupturas de barragens sob o aspecto temporal

Historicamente é observada uma relação entre o início de operação da barragem até a ruptura da estrutura e o número de incidentes. Essa estatística é apresentada na Tabela 3.1, na qual observa o número maior de casos de ruptura em barragens até o quinto ano de operação (30,5%), principalmente durante o primeiro ano de construção (14,3%).

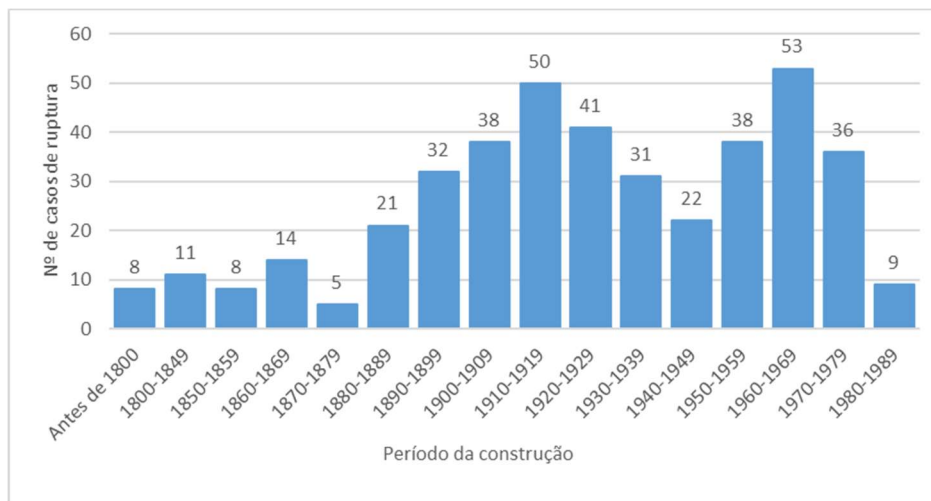
**Tabela 3.1 - Relação entre casos de ruptura com a idade da barragem**

Faixa etária	Número de casos	Percentual (%)
0-1	85	14,3
1-5	96	16,2
5-10	36	6,1
10-20	62	10,5
20-40	58	9,8
40-60	31	5,2
60-80	16	2,7
80-100	7	1,2
100-150	10	1,7
> 150	6	1
Desconhecido	186	31,3
Total	593	100

Fonte: ISGSR (2007)

Outra análise temporal apresentada por ISGSR (2007) diz respeito ao ano de construção das barragens e o número de falhas. Embora seja esperado que os critérios de projeto e técnicas construtivas tenham apresentado avanço crescente ao longo do tempo, não é possível observar uma tendência clara de redução no número de casos de ruptura de barragem. Esse fato é explicado devido à constatação do número de barragens construídas em cada período não ser constante.

No gráfico da Figura 3.3 ilustra-se a afirmativa anterior, com base no número de casos de ruptura de barragens em função do período de construção da estrutura.



**Figura 3.3** – Relação entre os casos de ruptura com o período de construção da barragem  
 Fonte: Adaptado de ISGSR (2007)

### 3.3 Causas de ruptura de barragens

Para Lauriano (2009) o evento da ruptura de uma barragem pode ser induzido por causas antrópicas, naturais ou pela combinação das mesmas.

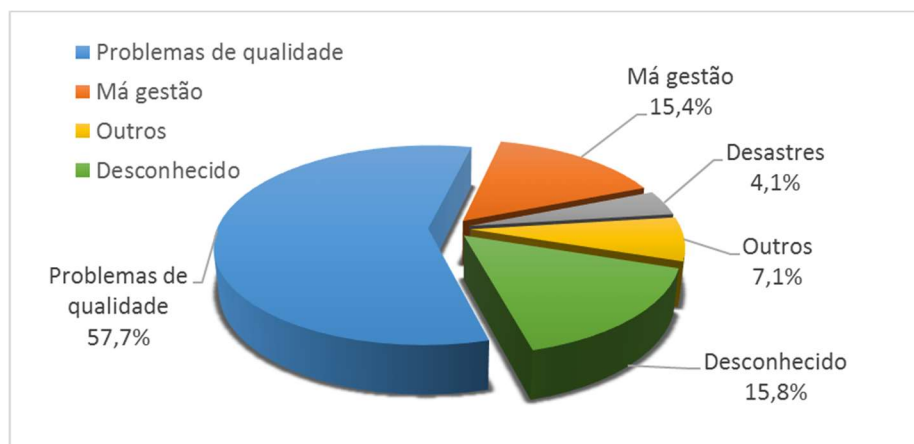
MWR (1993) *apud* ISGSR (2007) lista e classifica as falhas que potencialmente podem levar a ruptura de uma barragem. Foram agrupadas as principais causas de falha em categorias conforme apresentado na Tabela 3.2.

**Tabela 3.2 - Categorias de causas de falha da barragem**

Galgamento	Capacidade de vertedouro insuficiente Extrema inundação superior a critérios de projeto
Problemas de qualidade	Tubulação no corpo da barragem / fundação Deslizamento no corpo de barragem Tubulação em torno do vertedouro Tubulação em torno de estruturas incorporadas (vertedouro, bueiros e outros)
Má gestão	Diminuição da capacidade dos reservatórios para controle de cheias devido ao excesso de armazenamento antes da estação das cheias Falta de manutenção
Desastre	Terremoto Guerra e ataque terrorista Rompimento de barragem a montante
Outros	Bloqueio do vertedouro Ruptura devido a escavações na barragem Falta de planejamento de layout geral do projeto

Fonte: adaptado de MWR 1993 *apud* ISGSR 2007

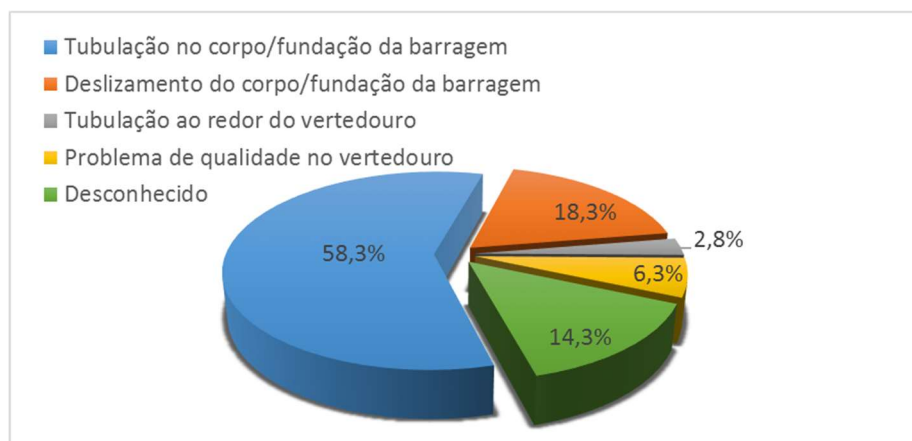
Das principais categorias de fatores citados que induziram as barragens estudadas à ruptura, observa-se, segundo a Figura 3.4, a grande parcela de acidentes devido a problemas relacionados à qualidade das barragens e suas estruturas.



**Figura 3.4** – Participação das categorias de causa de rupturas de barragens

Fonte: Adaptado de ISGSR 2007

Dentre os casos de ruptura associados a problemas de qualidade, a Figura 3.5 apresenta as porcentagens atribuídas a cada fator.



**Figura 3.5** – Atribuição das causas de ruptura de barragens

Fonte: Adaptado de ISGSR (2007)

Ressalta-se o elevado número de casos de ruptura relacionados à presença de tubulações no corpo e ou fundação da barragem. Em geral esses acidentes estão relacionados ao processo de erosão hidráulica devido a vazamentos e rupturas nessas tubulações.

### 3.3.1 Análise quanto às características físicas da barragem

Outra estatística apresentada no ISGSR (2007) faz menção à altura da barragem e volume do reservatório. Essas grandezas são especialmente importantes para avaliação da brecha de

ruptura através dos modelos baseados nas equações de previsão de geometria e tempo de formação da brecha.

Observa-se na Tabela 3.3 que a grande quantidade de casos de ruptura de barragens cujo volume do reservatório é desconhecido (58,3%) dificulta a interpretação de uma relação entre o volume da barragem e a probabilidade de ocorrência de ruptura. No entanto, observa-se uma tendência de aumento do número de casos com a diminuição do volume do reservatório.

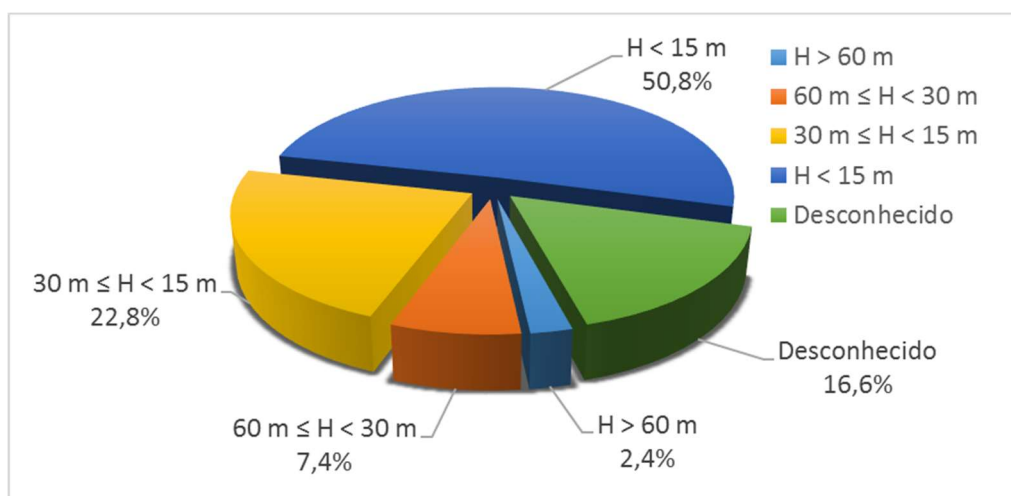
**Tabela 3.3** - Casos de ruptura de barragens em função da capacidade do reservatório

Faixa de capacidade (Mm <sup>3</sup> )	Número do processo	Percentual (%)
> 1000	7	1,20
1000-100	19	3,20
100-10	62	10,50
10-1	63	10,60
< 1	96	16,20
Desconhecido	346	58,3
Total	593	100

Fonte: Adaptado de ISGSR (2007)

Na Figura 3.6 observa-se que as barragens com menos de 15 metros de altura representam mais da metade dos casos de ruptura compilados.

Assim como para a estatística dos casos de ruptura categorizados em função da altura da barragem, o número maior de eventos de ruptura ocorre em barragens de pequeno porte. Além do fato de existirem mais barragens de pequeno porte, destacam-se a condição de imprevisto e a ausência de técnicas construtivas de barragens como fatos recorrentes em estruturas de menor porte.



**Figura 3.6** – Casos de ruptura de barragem em função da altura do maciço

Fonte: Adaptado de ISGSR (2007)

Ressalta-se que o nível potencial de danos associados à rupturas de barragens não é função apenas das grandezas dimensionais do maciço e do reservatório, destacando as características do vale à jusante da barragem como fator preponderante desta avaliação.

### **3.4 Estudo de ruptura de barragens**

A análise de ruptura de barragem pode ser vista como um processo composto por três etapas. Primeiramente, a formação da brecha no maciço é analisada e é determinado o hidrograma de ruptura da barragem. Em seguida é realizada a propagação do hidrograma de ruptura pelo vale de jusante. Por fim, o resultado da propagação da onda de cheia é sintetizado em mapas com a delimitação da envoltória de inundação, indicando os tempos de chegada de onda. Pode-se também elaborar mapas adicionais com informações do risco hidrodinâmico, profundidades máximas atingidas, velocidades máximas, duração da cheia, entre outros.

Existem diversos modelos de simulação do escoamento provocado pela ruptura de uma barragem no vale a jusante, sendo que os mesmos divergem na sua aplicabilidade, precisão, robustez, estabilidade e complexidade (Lauriano, 2009). Em vales de características topográficas e de ocupação pouco complexas, nos quais o escoamento na planície de inundação segue a mesma direção daquela imposta pelo leito principal do curso de água, a simulação unidimensional do escoamento resulta em uma aproximação adequada do fenômeno físico (Viseu *et al.*, 1999). Em caso distintos desses, em locais com amplas planícies de inundação e áreas urbanizadas, a simulação unidimensional deixa de ser válida, por ser impossível definir um eixo de escoamento, e torna-se necessário adotar a simulação bidimensional do escoamento (Lauriano, 2009).

O evento de ruptura de barragens envolve processos físicos complexos, como escoamento transitório, transporte de sedimentos, mobilização de material e erosão vertical e lateral no maciço. O modo de falha e o mecanismo são afetados por diversas variáveis, como nível de água a montante e a jusante, configurações geométricas da barragem, e propriedades do solo. Muitos modelos para estudos de ruptura foram criados nas últimas décadas, entretanto, mesmo com esse avanço, modelos existentes envolvem incertezas significativas. Como limitações dos modelos disponíveis podem ser citadas a quantificação das taxas de erosão ou erodibilidade dos solos coesivos e a propagação do material mobilizado para jusante (ASCE/EWRI, 2011).

Como os eventos de ruptura de barragem são mais severos que eventos de cheia de rios devido a precipitações muito intensas, a calibração desses modelos não é simples, dada a dificuldade de estabelecer condições para o fluxo fora das áreas normalmente inundadas (MORRIS & GALLAND, 2000). Como consequência, os modelos tendem a ser tão menos precisos quanto mais excepcional for a onda de cheia de ruptura em comparação com os eventos naturais.

Os dados topográficos devem descrever tão bem quanto possível a região pela qual escoará o hidrograma de ruptura. Os erros decorrentes do levantamento topográfico serão tanto menores quanto mais plana for a planície de inundação, uma vez que será necessário um volume maior para acarretar alterações no nível de água (MORRIS & GALLAND, 2000).

O escoamento observado por meio da simulação da onda de cheia, por ser originado de um hidrograma com vazão de pico normalmente superior às enchentes naturais, tende a atingir profundidades elevadas, fazendo com que água não acompanhe estritamente o sentido do fluxo do rio, mas sim a topografia da região. É importante, portanto, que seja despendido mais tempo em levantar áreas que podem influenciar o escoamento de uma vazão de elevada magnitude (MORRIS & GALLAND, 2000).

A determinação dos impactos potenciais da ruptura hipotética de uma barragem nas áreas urbanas a jusante do reservatório é um dos resultados mais importantes de um estudo dessa natureza. Contudo, as técnicas de modelagem de fluxo em áreas urbanas são limitadas e a metodologia a ser adequada depende fortemente da precisão dos dados disponíveis e das informações que se deseja obter com o estudo (MORRIS & GALLAND, 2000).

Algumas das inúmeras dificuldades encontradas na elaboração de modelos de fluxo em áreas urbanas são (MORRIS & GALLAND, 2000): *i)* As construções podem apresentar alta resistência ao fluxo, além de provocar elevada turbulência no escoamento; *ii)* As áreas urbanas podem gerar escombros que podem ser transportados ou depositados durante o fluxo; e *iii)* Os edifícios podem atuar como áreas de armazenamento de água.

Vários tipos de obstruções podem alterar as características do escoamento, como pontes, aterros de estradas e estradas de ferro e diques. Apesar desses elementos serem tradicionalmente representados na modelagem de cheias naturais, na análise de ruptura de barragens essas obstruções podem não causar efeitos sensíveis sobre o escoamento. Segundo Morris & Galland (2000), a necessidade de previsão da obstrução pode ser julgada se: *i)* provocar alterações no

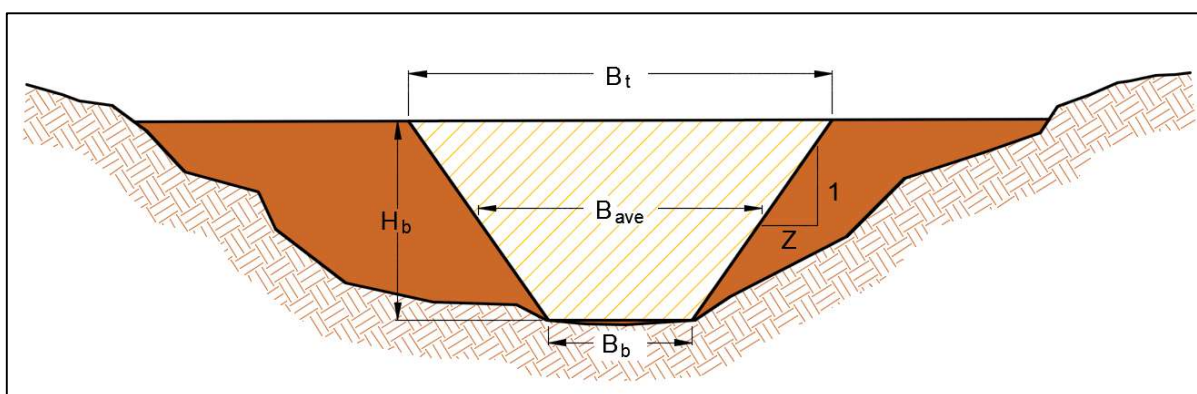
controle hidráulico ou obstruções consideráveis sobre o escoamento; e ii) resistir ao impacto da onda de cheia. É recomendável também que seja feita uma análise de sensibilidade acerca da obstrução para comprovar ou não a necessidade de sua incorporação ao modelo. Pontes biapoiadas por exemplo, tem grande chance de serem levadas com a cheia induzida por uma ruptura como ocorreu recentemente no acidente da Barragem do Fundão em novembro de 2015.

Caso a obstrução não resista ao impacto da água, pode também ser incorporada ao modelo. Apesar de mudanças na morfologia do curso de água também ocorrerem, sua quantificação não é simples. Apesar de esses tipos de interferências no escoamento normalmente não receberem atenção especial nas análises de ruptura de barragens, podem fazer com que os danos causados pela inundação sejam agravados consideravelmente (BRASIL, 2005).

Dada a importância de cada etapa para a realização do estudo de ruptura de barragem, nos subitens a seguir será apresentada uma revisão bibliográfica dos principais métodos utilizados em cada uma delas.

### 3.4.1 Formação da brecha de ruptura

Os parâmetros característicos da brecha podem ser divididos em dois grupos: parâmetros geométricos e hidrográficos (XU & ZHANG, 2009). Os parâmetros geométricos definem a forma e as dimensões da brecha. Froehlich e Tufail (2004) constataram, com base em dados históricos, que a forma final mais frequente das brechas é trapezoidal, sendo descrita pelos parâmetros geométricos altura de brecha ( $H_b$ ), largura média ( $B_{ave}$ ) e fator de inclinação lateral ( $Z$ ) (Figura 3.7).



**Figura 3.7** – Parâmetros geométricos de uma brecha de ruptura hipotética

Os parâmetros hidrográficos incluem a vazão de pico efluente e os tempos de início e de desenvolvimento da brecha. Na fase de início de formação da brecha, ainda não ocorreu a



ruptura da barragem e a vazão efluente é pequena, o extravasamento pode ser resultante de um pequeno galgamento ou de fluxo através do maciço devido à ocorrência de erosão interna. Durante essa fase, se o fluxo for interrompido a barragem pode não romper. Na fase de desenvolvimento da brecha a vazão efluente e a erosão aumentam rapidamente, sendo pouco provável que a ruptura não ocorra.

Segundo Wahl (1998), a importância de cada parâmetro varia com o tamanho do reservatório. Em grandes reservatórios, a vazão de pico ocorre quando a brecha alcança a máxima profundidade e largura. Mudanças no nível de água no reservatório são relativamente pequenas durante o período de formação da brecha. Em pequenos reservatórios, existe uma mudança significativa no nível do reservatório durante a formação da brecha e, como resultado, a vazão de pico ocorre antes da brecha se desenvolver completamente. Para esses casos, a taxa de formação da brecha é um parâmetro crucial.

A simulação da evolução da brecha no espaço e no tempo e a estimativa dos respectivos parâmetros constituem fontes de grandes incertezas. Reclamation (1988) agrupou em quatro categorias os diferentes tipos de modelos existentes para representação do processo de formação de brecha:

- Modelos físicos – analisam o desenvolvimento da brecha e a formação do hidrograma efluente resultante, utilizando modelos baseados em princípios de hidráulica, de transporte de sedimentos e de mecânica dos solos.
- Modelos paramétricos – utilizam como dados de entrada os parâmetros característicos da brecha obtidos a partir de equações de previsão para estimar o tempo de falha e a geometria final da brecha. Consideram o crescimento da brecha ao longo do tempo como um processo linear ou senoidal e possibilitam o cálculo do hidrograma efluente utilizando princípios de hidráulica.
- Modelos baseados em equações de previsão – estimam, utilizando uma base de dados de casos históricos de ruptura observados, os parâmetros característicos da brecha por meio de relações de regressão entre duas variáveis, normalmente a altura da barragem e o volume de água no reservatório no momento da ruptura.
- Análises comparativas – estimam por comparação os parâmetros da brecha apropriados ou a vazão de pico, no caso de a barragem em estudo ser bastante similar em tamanho e

construção com uma barragem que rompeu com características de ruptura documentadas na literatura.

#### 3.4.1.1 Equações de previsão

As equações de previsão podem ser utilizadas para calcular a geometria da brecha, o tempo de formação ou a vazão de pico do hidrograma de ruptura. Os parâmetros da brecha e a vazão de pico de ruptura são estimados por meio de equações de regressão, simples ou múltipla, dos dados disponíveis (ROCHA, 2015).

A vantagem oferecida pelas equações de previsão é a simplicidade de uso, não sendo necessária a utilização de modelos computacionais. Entretanto, sua simplicidade representa também uma fraqueza, uma vez que os dados podem envolver grandes incertezas. Wahl (1998) aplicou algumas relações empíricas existentes na literatura para prever os parâmetros da brecha de 108 casos históricos descritos. Ao verificar a relação entre o valor previsto pelas equações com os valores documentados, o autor encontrou diferenças de  $\pm 75\%$  e não raro o erro na previsão da largura da brecha e no tempo de falha excedeu uma ordem de magnitude.

Outra desvantagem das equações de previsão é que elas possibilitam somente a obtenção de dados discretos. Por exemplo, as equações que calculam a vazão de pico efluente não fornecem o hidrograma de ruptura completo. Segundo Morris et al. (2009), quando se utiliza a vazão de pico computada pelas equações de previsão, deve-se reconhecer que nem sempre a pior condição de inundação está relacionada à vazão de pico. A inundação está relacionada ao volume de água, à vazão efluente e à topografia do vale a jusante.

As variáveis tradicionalmente utilizadas na análise estatística de casos de ruptura históricos para obtenção dos parâmetros característicos da brecha são:

- altura de água acima do fundo da brecha ( $H_w$ );
- altura da brecha ( $H_b$ );
- volume da água acima do fundo da brecha ( $V_w$ ); e
- produto da altura da barragem pelo volume do reservatório, normalmente denominado de fator de barragem (*dam factor*).

Nos subitens a seguir são apresentadas algumas formulações empíricas para geometria da brecha e tempo de formação que constam na literatura especializada. Muitas dentre as formulações ora descritas podem ser encontradas na compilação sobre o tema realizada por Wahl (1998).

Cabe mencionar que não são apresentadas as equações de previsão específicas para cálculo da vazão de pico. A utilização dessas equações obriga o usuário a estimar uma forma para o hidrograma de ruptura, geralmente a partir da vazão de pico e do volume do reservatório. Essa estimativa aumenta o grau de incerteza na etapa de propagação da onda de cheia pelo vale a jusante. Outra questão a ser considerada deve-se ao fato de o hidrograma de ruptura e vazão de pico não dependerem somente da altura da barragem e do volume armazenado, mas também da maneira pela qual a água encontra-se distribuída pelo reservatório (MACCHIONE, 2008).

### Geometria da brecha

No início dos anos 80 do século passado, programas computacionais foram desenvolvidos para analisar o processo de crescimento de brechas de ruptura. MacDonald & Langridge-Monopolis (1984) indicaram que eram fornecidos, como dados de entrada nesses programas, valores imprecisos de geometria e tempo de formação da brecha. Os autores, constatando a carência por valores mais fidedignos de parâmetros da brecha, realizaram a primeira análise sistemática de uma base de dados de rupturas históricas de barragens e, utilizando 42 casos de barragens de solo homogêneo, concluíram que a brecha deve ser trapezoidal com inclinação lateral de 0,5H:1V. O tamanho da brecha foi computado assumindo que a mesma erode verticalmente até o terreno de fundação da barragem e em seguida expande horizontalmente até que uma quantidade máxima de material seja erodida, ou até que o material de apoio das ombreiras tenha sido atingido. Essa premissa básica segue sendo utilizada em muitos estudos de previsão de ruptura de barragens.

USBR (1988) desenvolveu um guia para determinação de larguras finais e tempos de formação de brechas de ruptura para serem utilizados em análises de risco. Para barragens de terra, o valor da largura da brecha recomendado é de 3 vezes a sua altura.

Von Thun & Gillette (1990), utilizando dados de 57 barragens, desenvolveram um conjunto de equações para previsão da largura da brecha e para o tempo de desenvolvimento levando em

consideração o tipo de material constituinte da barragem e a capacidade do reservatório. Para barragens com solo coesivo, os autores recomendaram a utilização de um fator de inclinação  $Z$  da ordem de 0,5H:1V até 0,33H:1V. Para barragens de solos não coesivos, a inclinação recomendada foi de 1,0H:1,0V. A seguinte expressão é apresentada:

$$B_{ave} = 2,5H_w + C_b \quad (H_w \text{ em m}) \quad (3.3.1)$$

Sendo  $C_b$  função do volume de água armazenado no reservatório, como apresentado na Tabela 3.4.

**Tabela 3.4** - Valores do coeficiente  $C_b$  propostos Von Thun & Gillete (1990)

Dimensão do reservatório (m <sup>3</sup> )	$C_b$ (m)
$V_w < 1,23 \times 10^3$	6,1
$1,23 \times 10^3 < V_w < 6,17 \times 10^6$	18,3
$6,17 \times 10^6 < V_w < 1,23 \times 10^7$	42,7
$V_w > 1,23 \times 10^7$	54,9

Froehlich (1995a) utilizou uma base de dados com 63 casos de ruptura abrangendo barragens de solo homogêneo, barragens zonadas, barragens com núcleo impermeável e barragens de solo e enrocamento – para desenvolver equações que possibilitam estimar a largura média da brecha, o fator de inclinação  $Z$  e o tempo de falha. O fator de inclinação  $Z$  sugerido foi de 1,4H:1,0V para ruptura por galgamento e 1,0H:1,0V para ruptura por outros modos.

Posteriormente, Froehlich (2008), tomando como base 74 casos históricos de ruptura, propôs uma nova relação para obtenção da largura média da brecha:

$$B_{ave} = 0,27 \times K_0 \times V_w^{0,32} \times H_b^{0,04} \quad (V_w \text{ em m}^3 \text{ e } H_b \text{ em m}) \quad (3.3.2)$$

na qual  $k_0 = 1,3$  e  $1,0$ , respectivamente, para rupturas por galgamento e outros modos de ruptura, incluindo ruptura por piping.

Em relação aos taludes da brecha, Froehlich (2008) propôs declividades iguais a 1H:1V para rupturas por galgamento e 0,70H:1V para rupturas por erosão interna.

Xu & Zhang (2009), utilizando uma base de dados com 75 casos históricos de ruptura, incluindo casos de barragens chinesas, apresentaram diversas relações para obtenção dos parâmetros de brechas. Um diferencial dessa análise está na base de dados utilizada, a qual é composta em mais de 50% por casos de ruptura relacionados a barragens com altura superiores a 15 m. Os casos analisados englobam barragens de solo homogêneo, barragens zonadas, barragens com

face de concreto e barragens de enrocamento. As relações apresentadas levam em consideração também a erodibilidade da barragem, diferenciando-a em alta, média e baixa. Na classificação proposta, a erodibilidade está relacionada ao tipo de material constituinte da barragem, às condições de compactação do maciço, à geometria do barramento e ao ano de construção da barragem. As seguintes equações foram apresentadas por Xu & Zhang (2009):

Obtenção da altura da brecha:

$$\frac{H_b}{H_d} = C_1 - 0,025 \left( \frac{H_d}{H_r} \right) \quad (3.3.3)$$

Na qual  $C_1=1,072$ ;  $0,986$  e  $0,858$ , respectivamente, para barragens constituídas por solo de alta, média e baixa erodibilidade;  $H_r = 15$  m variável de controle utilizada na regressão;  $H_d$  é a altura da barragem (m).

Obtenção da largura média:

$$\frac{B_{ave}}{H_b} = 0,787 \left( \frac{H_d}{H_r} \right)^{0,133} \left( \frac{V_w^{1/3}}{H_w} \right)^{0,652} e^{b_3+b_4+b_5} \quad (3.3.4)$$

Na qual  $b_3= -0,041$ ;  $0,026$  e  $0,226$ , respectivamente, para barragens de enrocamento, com face de concreto e homogêneas ou zonadas;  $b_4= 0,149$  e  $-0,389$ , respectivamente, para ruptura por galgamento e por piping;  $b_5= 0,291$ ;  $-0,140$  e  $-0,391$ , respectivamente, para barragens constituídas por solo de alta, média e baixa erodibilidade.

Tempo de formação da brecha

O tempo de formação da brecha tem uma grande influência no cálculo do hidrograma de ruptura defluente e na previsão do nível de água máximo da inundação, devendo ser estimado com particular cuidado. Collischonn & Tucci (1997) afirmaram que a escolha do tempo de formação da brecha se torna mais importante quando a análise dos efeitos de inundação causados pela onda de ruptura precisa ser feita em regiões muito próximas da barragem.

No que diz respeito às barragens de solo homogêneo, MacDonald & Lagridge-Monopols (1984) concluíram, a partir das brechas analisadas, que o tempo de ruptura tem aproximadamente um valor inferior a 90 minutos. Os autores propuseram as seguintes equações para obtenção do tempo de falha em barragens de solo homogêneo:

$$t_f = 0,0179(V_{er})^{0,364} \quad (3.3.5)$$

Na qual  $t_f$  é o tempo de formação da brecha (h); Ver, volume erodido pela brecha ( $m^3$ ), é dado por:

$$V_{er} = 0,0261(V_w H_w)^{0,769} \quad (3.3.6)$$

Sendo a Equação 3.3.5 referente a uma curva envoltória, abrangendo todos os dados utilizados, a aplicação da relação proposta por MacDonald & Lagridge-Monopols (1984) pode resultar em valores superestimados para o tempo de falha.

USBR (1988) recomendou a seguinte expressão para o tempo de formação da brecha em h ( $t_f$ ):

$$t_f = 0,011(B_{ave}) \quad (3.3.7)$$

Von Thun & Gillette (1990) propuseram duas expressões para estimar o tempo de ruptura (h) de barragens constituídas por materiais resistentes à erosão e por materiais facilmente erodíveis:

$$t_f = 0,020H_w + 0,25 \quad [\text{materiais resistentes à erosão}] \quad (3.3.8)$$

$$t_f = 0,015H_w \quad [\text{materiais altamente erodíveis}] \quad (3.3.9)$$

Os mesmos autores também desenvolveram equações para o tempo de formação da brecha baseando-se em observações da taxa média de erosão lateral – relação entre o tamanho final da brecha e tempo de formação – versus a altura de água armazenada acima do fundo da brecha, conforme indicado a seguir:

$$t_f = \frac{B_{ave}}{4H_w} \quad [\text{materiais resistentes à erosão}] \quad (3.3.10)$$

$$t_f = \frac{B_{ave}}{4H_w + 61,0} \quad [\text{materiais altamente erodíveis}] \quad (3.3.11)$$

Singh (1996) analisou o tempo de falha registrado em 33 casos históricos, com tempos de falha variando entre 30 minutos e 12 horas. Para a maioria dos casos analisados, o tempo de falha foi igual ou menor que 3 horas, sendo que a probabilidade do tempo de falha ser inferior a 90 minutos foi equivalente a 50%.

Froehlich (1995b), utilizando 63 casos históricos, apresentou uma equação para previsão do tempo de formação da brecha. Posteriormente, Froehlich (2008), a partir de uma base de dados com 74 casos históricos, chegou à seguinte relação para o tempo de formação da brecha:

$$t_f = 63,2 \sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}} \quad (3.3.12)$$

Xu & Zhang (2009) apresentaram a seguinte expressão para cálculo do tempo de formação da brecha:

$$\frac{t_f}{T_r} = 0,304 \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{0,707} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w}\right)^{1,228} \quad (3.3.13)$$

Na qual  $b_3 = -0,327$ ;  $-0,674$  e  $0,189$ , respectivamente, para barragens de enrocamento, com face de concreto e homogêneas ou zonadas;  $b_4 = -0,579$  e  $-0,611$ , respectivamente, para ruptura por galgamento e por piping;  $b_5 = -1,205$ ;  $-0,564$  e  $0,579$ , respectivamente, para barragens constituídas por solo de alta, média e baixa erodibilidade;  $T_r$  é a variável de controle utilizada na regressão igual a 1 hora.

#### 3.4.1.2 Modelos paramétricos

A necessidade de obtenção do hidrograma completo de ruptura, a incerteza no valor da vazão de pico obtido por equações de previsão e a complexidade de utilização de modelos físicos resultaram no desenvolvimento de modelos paramétricos. O objetivo desses modelos é aumentar a confiabilidade da previsão do hidrograma de ruptura, adicionando alguns processos físicos envolvidos no processo de ruptura, sem aumentar a complexidade do procedimento de cálculo. Geralmente as seguintes premissas são assumidas (MORRIS et al., 2009):

- Utilização de equação de soleira livre para representar o galgamento da estrutura;
- Ocorrência de escoamento em regime crítico na crista da barragem; e
- Crescimento da brecha dependente do tempo.

Os modelos paramétricos utilizam os parâmetros geométricos e o tempo de formação, obtidos por meio de equações de previsão ou de análise comparativa de casos históricos semelhantes. Os modelos consideram, geralmente, uma evolução linear das dimensões geométricas da brecha ao longo do tempo e, por meio de alguns princípios de hidráulica, é calculado o hidrograma de ruptura (ROCHA, 2015). Os dados de entrada necessários para utilização dos modelos são: largura de fundo da brecha ( $B_b$ ), altura da brecha ( $H_b$ ) e tempo de desenvolvimento da brecha ( $t_f$ ).

Os modelos paramétricos podem ser divididos em modelos hidráulicos e hidrológicos. Os modelos hidrológicos realizam o trânsito de cheia por meio da equação da continuidade e de relações analíticas ou empíricas de descarga.

O HEC-HMS, desenvolvido pelo U.S. Army Corps of Engineers, inclui um algoritmo paramétrico para análise da formação da brecha e cômputo do hidrograma de ruptura. O modelo calcula o hidrograma de ruptura por meio da simulação do crescimento temporal de uma brecha com formato trapezoidal durante um tempo de desenvolvimento pré-especificado. O método de Puls modificado é empregado para a realização do trânsito de cheias pelo reservatório. O deplecionamento do reservatório ocorre pela abertura da brecha e pelo sistema extravasor da barragem.

Nos Estados Unidos, a divisão de Recursos Hídricos do Departamento de Recursos Naturais do Estado do Colorado e o Departamento de Ecologia do Estado de Washington, em seus guias de recomendações de análise de brecha de ruptura, respectivamente, Colorado (2010) e Washington (2007), sugeriram a utilização do HEC-HMS para a obtenção do hidrograma de ruptura. A recomendação é baseada na facilidade de aplicação, versatilidade e embasamento teórico do modelo.

Inicialmente, recomenda-se determinar o modo de falha, se erosão interna ou galgamento, pela verificação da suficiência do sistema extravasor em descarregar a cheia afluyente. Essa verificação pode ser realizada por meio do trânsito de cheias. Caso o sistema extravasor apresente capacidade de descarga suficiente para evitar o galgamento da estrutura, a ruptura da barragem é simulada por um processo de erosão interna; caso contrário, adota-se o galgamento como o gatilho para a ruptura.

Para rupturas por galgamento, o modelo considera que o fluxo pela brecha pode ser modelado por equações de soleira livre. Em rupturas por erosão interna, o mecanismo de falha é simulado por uma expansão radial, ao redor da elevação inicial do orifício de erosão interna, até o ponto em que o topo do círculo do orifício atinge a crista da barragem; ponto no qual ocorre a transição para a forma trapezoidal da brecha. O escoamento através da abertura circular é modelado como escoamento por orifício, enquanto a forma trapezoidal é simulada como vertedouro de soleira livre.



O modelo permite a especificação de uma taxa de crescimento linear, senoidal ou customizada da brecha. A taxa de crescimento senoidal é caracterizada por um início lento, um desenvolvimento intermediário rápido e um término lento. Colorado (2010) afirmou que, apesar de observações de casos reais mostrarem que o crescimento da brecha ocorre geralmente de forma lenta no início, aumentando gradativamente durante o seu desenvolvimento, as simulações realizadas no HEC-HMS evidenciaram que o tipo de progressão tem pouca influência na vazão de pico computada pelo modelo. Os autores não conseguiram concluir qual o tipo de progressão pode resultar em uma maior vazão de pico e, portanto, recomendaram a utilização do tipo de progressão – linear ou senoidal – que produz resultados mais conservadores.

De maneira resumida, as seguintes informações de entrada são necessárias para execução do modelo HEC-HMS:

- Nível de água do reservatório no início da simulação (NA);
- Largura do fundo da brecha (Bb);
- Fator de inclinação lateral (Z);
- Mecanismo de falha – piping ou galgamento;
- Tempo de desenvolvimento da brecha (tf);
- Método de crescimento temporal da brecha – linear ou curva senoidal;
- Coeficiente de descarga de orifício – para casos de ruptura por piping;
- Gatilho para início da formação da brecha;
- Elevação inicial para desenvolvimento da brecha – para casos de ruptura por piping;
- Coeficiente de descarga de soleira livre – para casos de ruptura por galgamento; e
- Relações cota-volume e cota-descarga.

Os modelos hidráulicos utilizam uma abordagem hidrodinâmica em conjunto com a modelagem paramétrica de formação da brecha de ruptura. O modelo hidráulico HEC-RAS tem sido amplamente empregado para cômputo do hidrograma de ruptura, permitindo também a simulação da propagação da cheia pelo vale a jusante. Outros exemplos de modelos paramétricos são o DAMBRK (Fread, 1988a) e o FLDWAV (Fread, 1998). Cabe observar que

o FLDWAV, desenvolvido originalmente para utilização pelo National Weather Service (NWS), está em processo de descontinuação desde o ano de 2008. O NWS passará a adotar o modelo HEC-RAS (REED et al., 2010).

Uma vez que os modelos paramétricos utilizam, como dados de entrada, os parâmetros geométricos obtidos por meio de equações de previsão, a exatidão do hidrograma de ruptura resultante está atrelada à confiabilidade da equação de previsão empregada.

Chauhan et al. (2004) apontaram algumas deficiências dos modelos paramétricos que utilizam dados obtidos por equações de previsão. Segundo os autores, os parâmetros da brecha computados por meio de equações de regressão estão relacionados às dimensões finais da brecha, ou seja, resultante da passagem, pela brecha, de todo o hidrograma de ruptura, incluindo o ramo descendente. Observações de falhas recentes e constatações em modelos reduzidos indicam que a brecha continua a crescer mesmo após a passagem da vazão de pico, ou seja, o tamanho máximo da brecha não coincide com a vazão de pico defluente. Em modelos paramétricos, a formação da brecha inicia-se quando uma condição pré-estabelecida pelo usuário é atingida, normalmente a elevação do nível de água, e termina independentemente da passagem de todo o hidrograma de ruptura pela seção da brecha. Ainda segundo os autores, os modelos paramétricos tendem a coincidir a vazão de pico com o tempo de formação da brecha, resultando em vazões de pico superestimadas, principalmente em barragens com grandes reservatórios.

#### 3.4.1.3 Modelos físicos

Nas últimas quatro décadas, muitos modelos foram desenvolvidos para simular a ruptura de barragens. Esses modelos diferem nas premissas assumidas, complexidade e técnicas utilizadas.

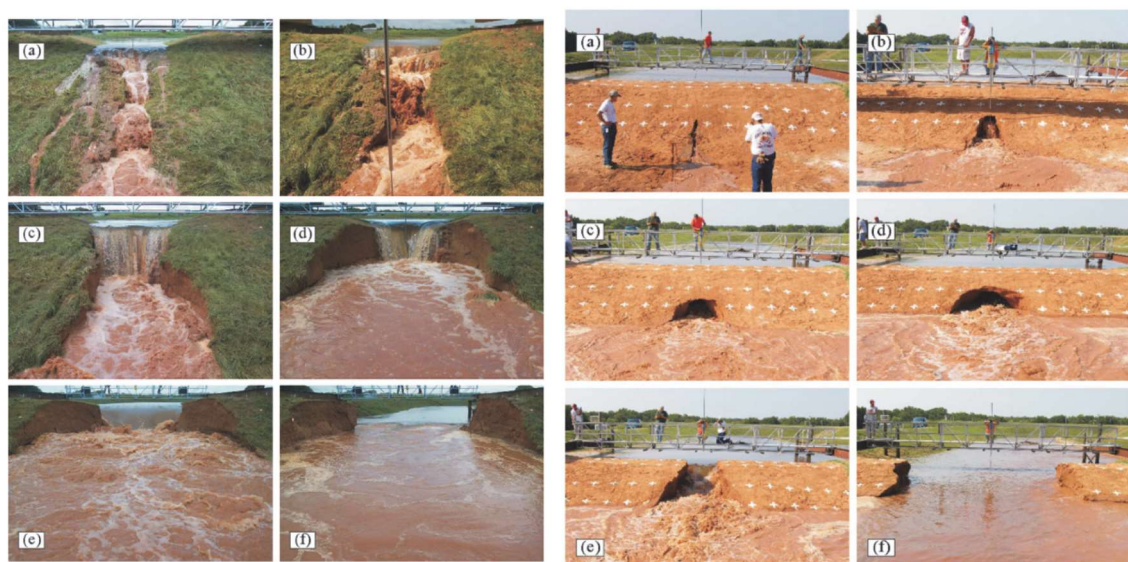
Os modelos físicos simulam a evolução da brecha e calculam o hidrograma resultante usando modelos de erosão baseados na realidade física do problema, ou seja, utilizando princípios de hidráulica, mecânica dos solos e transporte de sedimentos (ROCHA, 2015).

O modelo NWS BREACH (Fread, 1988b) ainda é o mais amplamente utilizado. Esse modelo leva em consideração diversos componentes da barragem e do reservatório que não são considerados nos modelos empíricos, como dimensões da barragem, propriedades do solo e efeitos da elevação do nível de água no desenvolvimento da brecha.

No âmbito do projeto IMPACT (MORRIS et al., 2005) foram realizados diversos estudos em laboratório e modelos de larga escala em campo utilizando maciços de diferentes materiais e geometria com alturas variando de 4,5 m a 6 m. Os resultados verificados nos ensaios foram sintetizados no modelo HR-BREACH vendido comercialmente pela HR Wallingford no pacote InfoWorks RS.

No projeto FLOODsite (MORRIS et al., 2009) o processo de formação de brecha foi revisto e resultou em avanços do modelo HR-BREACH. O modelo passou a permitir a análise integrada do mecanismo de formação de brecha e simulação hidrodinâmica em 2D.

O Natural Resources Conservation Service (NRCS) também vem pesquisando o mecanismo de formação de brechas e a influência do material constituinte da barragem sobre o mesmo. Utilizando ensaios de campo e em laboratório e uma base de dados com casos históricos, o NRCS desenvolveu o modelo gratuito WinDam (VISSER et al., 2012), que incorpora características do material constituinte da barragem na análise de ruptura, como erodibilidade do solo e proteção superficial. As justificativas adotadas pelo NRCS para desenvolvimento de novos modelos baseiam-se nas deficiências dos modelos existentes em simular diversas características do processo de formação de brecha, como: i) condições específicas da barragem, material, revestimento superficial e geometria; ii) local mais provável para formação da brecha; e iii) incertezas quanto ao tempo de formação. De maneira ilustrativa, na Figura 3.8 são exibidas fotografias dos ensaios realizados.



**Figura 3.8** – Ensaio de campo realizado pelo NRCS (modo de falha galgamento e piping)  
Fonte: ASCE/EWRI, 2011

Segundo Morris et al. (2009), algumas vantagens na utilização de modelos físicos incluem:

- Uma estimativa do hidrograma defluente e do processo de crescimento da brecha é realizada sem que seja necessário o pré-estabelecimento dos parâmetros geométricos;
- Incertezas em processos individuais e parâmetros podem ser incluídas no modelo.

Segundo Wahl et al. (2008), ainda há uma necessidade crescente em melhorar a modelagem do processo de formação de brecha de ruptura, o qual não é totalmente compreendido. A maior necessidade de avanço relaciona-se ao melhor entendimento da relação entre a erodibilidade do maciço e a formação da brecha de ruptura.

No âmbito do programa IMPACT, os resultados obtidos com modelos que utilizam equações de transporte de sedimentos clássicas, como o NWS-BREACH, não foram satisfatórios. De maneira geral, os hidrogramas de ruptura previstos pelo NWS-BREACH não resultaram em ajustes aceitáveis aos hidrogramas de ruptura observados no programa IMPACT, sendo possível observar diversas situações em que a vazão de pico prevista pelo modelo foi subestimada (HASSAN et al., 2004).

Apesar do grande desenvolvimento recente de modelos físicos para representação da formação da brecha, os modelos paramétricos, utilizando os parâmetros da brecha obtidos de equações de regressão, ainda são os mais empregados (WAHL et al., 2008).

### **3.4.2 Propagação hidráulica da onda de ruptura**

#### **3.4.2.1 Material a ser propagado**

O material a ser propagado para jusante no estudo de ruptura de barragens depende da finalidade do reservatório. Normalmente são avaliados os volumes de água e sólidos presentes nos reservatórios que podem ser sedimentos e/ou rejeitos no caso de barragens de mineração.

Apesar das etapas para realização de estudos de ruptura de barragens serem bem definidas, com análise da formação da brecha de ruptura e propagação do hidrograma de ruptura, diferentes premissas e cenários podem ser considerados, principalmente se tratando do volume de sólidos propagados para jusante. Como o volume de sólidos em relação ao volume total do reservatório é muito mais significativo em barragens de disposição de rejeitos de mineração, diversos autores têm desenvolvido estudos para a estimativa do volume de material sólido liberado durante uma ruptura e a Tabela 3.4 apresenta um resumo dos resultados obtidos.

**Tabela 3.5** – Estimativa de volume de material sólido liberado em ruptura de barragens

Fonte	Número de Barragens Analisadas	Altura das Barragens (m)	Volume Liberado na Ruptura	
			Faixa (%)	Média (%)
Lucia (1981)	11	15 a 46	14 a 100	<b>40</b>
USCOLD (1995)	16	20 a 61	1 a 100	<b>29</b>
Garga e Khan (1995)	19	Não informado	3 a 100	<b>28</b>
USCOLD e <a href="http://www.tailings.info">www.tailings.info</a>	31	12 a 61	1 a 100	<b>26</b>
M. Rico <i>et al</i> (2007)	28	5 a 66	3 a 100	<b>33</b>
Azam e Li (2010)	72	Não informado	Não informado	<b>20</b>

Fonte: Klohn Crippen Berger (2011), Análise de casos históricos

Observa-se que os estudos desenvolvidos apresentam uma grande variação na definição do volume de sólidos propagado, podendo assumir praticamente qualquer faixa de valor.

Para analisar as premissas e cenários geralmente adotados em estudos de ruptura de barragens de rejeitos de mineração, Martinez (2011) fez uma compilação estatística das metodologias normalmente empregadas pela engenharia norte-americana. Neste estudo, o autor verificou que em 44% dos casos analisados adotou-se a hipótese de que 100% do volume de sólidos (rejeitos) iria se mobilizar para jusante, contra 31% que considerou que somente a água escoaria pela brecha de ruptura (o rejeito permaneceria no reservatório). Em 12% dos estudos, devido às características reológicas do rejeito, foi adotado o critério de que 30% do material presente no reservatório seria mobilizado, percentual de material aproximado pela relação proposta por Rico et al. (2008a).

Em barragens onde a finalidade é acumulação de água, o volume de sólidos passa a ser representativo apenas quando a barragem apresenta um longo período tempo recebendo aporte de sedimentos, seja natural da bacia de contribuição ou potencializado devido às atividades antrópicas à montante.

Na etapa de propagação hidráulica, inicialmente deve ser feita uma análise do teor de sólidos do fluido composto por sólidos (sedimentos e/ou rejeitos) e água existente no reservatório. Em reservatórios de barragens de contenção de rejeitos, geralmente o fluido é hiperconcentrado, ou seja, apresenta grande concentração de sólidos em suspensão e possuem características de escoamento de um fluido não newtoniano com tensão limite de escoamento.

Para o escoamento de fluidos não newtonianos, O'Brien e Julien (1984) apresentam relações de concentração volumétrica de sólidos ( $C_v$ ), como diretriz qualitativa para avaliação da

propensão ao tipo de escoamento que aquele material mobilizado irá se adequar, conforme indicado na Tabela 3.7. Quanto maior for o teor de sólidos presente no fluido, maior será a tendência dele ser mais viscoso e laminar, variando, assim, as características do escoamento.

Cabe observar que, optou-se por utilizar a nomenclatura em inglês para as categorias *mudflood* e *mudflow*, pelo fato de que esses termos são, geralmente, traduzidos para o português de diversas maneiras, sem uma padronização bem definida. Por exemplo, encontra-se na literatura técnica termos como corrida (ou fluxo) de lama ou corrida (ou fluxo) de detritos, para referenciar tanto *mudflood* quanto *mudflow*, ou seja, sem distinção entre esses dois tipos de escoamentos, ou também é possível encontrar, em uma tradução livre, enchente de lama e fluxo de lama, respectivamente, para *mudflood* e *mudflow* (ROCHA, 2015).

A classificação dos fluidos hiperconcentrados é importante para a previsão do comportamento do fluxo de material e auxilia a definição de modelos matemáticos apropriados para representação do fenômeno em análise. Os autores sugerem que escoamentos de materiais com concentração volumétrica abaixo de 20% são essencialmente aquosos. O *mudflood* possui propriedade diferente do escoamento aquoso, como maior viscosidade e densidade, variando sua concentração volumétrica entre 20% e 45%. O *mudflow* apresenta concentração volumétrica situada no intervalo de 45% a 55%, alta viscosidade e baixas velocidades de escoamento.

**Tabela 3.6** – Caracterização de escoamentos em função da concentração de sólidos

Características do escoamento	Concentração volumétrica de sólidos - $C_v$	Teor de sólidos em massa – TS <sup>1</sup>	Descrição do escoamento
<b>Escorregamento</b>	0,65 a 0,80	0,75 a 0,96	Não há escoamento.
	0,55 a 0,65	0,72 a 0,75	Deformações internas e movimento lento devido às tensões.
<i>Mudflow</i>	0,48 a 0,55	0,72 a 0,76	Escoamento evidente, apesar de lento; Deformações plásticas sem espriamento sobre as superfícies adjacentes.
	0,45 a 0,48	0,69 a 0,72	Início de espriamentos, apesar da atuação de forças coesivas.
<i>MudFlood</i>	0,40 a 0,45	0,65 a 0,69	Mistura-se com facilidade; Apresenta fluidez na deformação alastrando-se sobre superfícies horizontais; Durante movimento a superfície do fluido apresenta considerável declividade; Aparecimento de ondas com dissipação rápida.
	0,35 a 0,40	0,59 a 0,65	Acentuada sedimentação; Alastra-se quase por completo sobre superfícies horizontais; Identificação de duas fases (fase líquida aparece); Ondas se propagam por distâncias consideráveis.
	0,30 a 0,35	0,54 a 0,59	Separação de água na superfície; Ondas propagam-se com facilidade; Decantação de partículas granulares.
	0,20 a 0,30	0,41 a 0,54	Ação de ondas distinta; Superfície fluida; Todas as partículas decantam.
	<b>Escoamento aquoso</b>	< 0,20	< 0,41

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

Fonte: Adaptada de Melo (2013), Rocha (2015) e FLO-2D (2009).

Após a definição do tipo de escoamento previsto é necessário escolher o modelo hidráulico apropriado para a simulação. Na literatura existem diferentes modelos reológicos utilizados para propagação hidráulica de fluidos hiperconcentrados.

O'Brien *et al.* (1993) apresentou um modelo hidráulico bidimensional que possibilita a simulação de escoamento de água e fluidos hiperconcentrados. O modelo, denominado FLO-2D, é baseado nas equações de conservação de massa e nas equações de quantidade de movimento. Por possibilitar a simulação de fluidos hiperconcentrados, o modelo FLO-2D é recomendado pela FEMA (FEMA, 2013) para utilização em estudos de ruptura de barragens de rejeitos. O FLO-2D ainda possibilita a utilização de modelos paramétricos e fisicamente embasados (NWS BREACH) para previsão do hidrograma de ruptura.

Jin & Fread (1999) utilizaram o modelo FLDWAV para retroanálise de casos históricos de rupturas de barragens de rejeitos. Segundo os autores, a ruptura de barragens de rejeitos é um fenômeno no qual ocorre uma rápida variação no fluxo e as propriedades de movimento de uma mistura de lama e água são bastante diferentes daquelas observadas com água pura. Uma maneira para modelar a lama e o detrito, provenientes de ruptura de barragens de rejeitos ou com muitos sólidos, seria utilizar as equações dinâmicas de escoamento unidimensional e adicionar termos adicionais de atrito na equação de conservação de momento. Comparativamente ao escoamento em canais abertos, nos quais a resistência é atribuída principalmente à camada de tensões turbulentas e, portanto, os mecanismos de transporte de movimento e dissipação de energia são conhecidos, a resistência de escoamento hiperconcentrados depende da relativa importância de tensões cisalhantes originadas por diferentes fontes: 1) tensões turbulentas devido à rugosidade do canal; 2) tensões viscosas e tensão limite de escoamento da mistura; 3) tensões dispersivas devido ao atrito entre os grãos; e 4) colisões inelásticas das partículas sólidas presentes na mistura (JIN & FREAD, 1999).

O modelo FLDWAV possibilita a aplicação de três soluções para representar a resistência ao escoamento de fluidos hiperconcentrados: técnica viscoplástica, escorregamento granular e pseudo Manning. Jin & Fread (1999) recomendaram a utilização da técnica pseudo Manning pela simplicidade, robustez e por não necessitar das informações dos parâmetros reológicos do fluido hiperconcentrado para sua aplicação. Os autores sugeriram que comparativamente a valores de coeficiente de rugosidade de Manning, entre 0,02 – 0,05, típicos de escoamento de água em canais com regime turbulento, os valores de pseudo Manning podem variar entre 0,100 e 0,140 para escoamento de fluidos hiperconcentrados.

A utilização da técnica de pseudo Manning é atraente também por possibilitar o emprego de modelos hidráulicos tradicionais, nos quais é assumida a hipótese de escoamento de fluido newtoniano, como é o caso do modelo HEC-RAS. Outro fator que pode justificar a utilização do HEC-RAS está relacionado ao baixo teor de sólidos encontrado nos reservatórios das barragens cuja finalidade é acumulação de água e o aporte de sedimentos não é majoritário.

Cabe lembrar que segundo a classificação proposta por O'Brien & Julien (1985), caso esse teor seja inferior a 20% em volume (ou 40% em massa para massa específica de grãos igual a 2.650 kg/m<sup>3</sup>), o escoamento será basicamente aquoso, podendo, portanto, ser modelado com a aplicação das equações da hidráulica típicas de fluidos newtonianos. Ainda segundo



Pappenberger *et al.* (2005), modelos unidimensionais (1D) baseados na solução das equações de Saint-Venant ainda são os mais utilizados na prática da simulação hidráulica.

Nos itens a seguir são descritas algumas características dos modelos HEC-RAS (módulos 1D e 2D) e FLO-2D, uma vez que serão os modelos empregados no presente estudo.

#### 3.4.2.2 Modelo HEC-RAS (1D)

O software HEC-RAS está disponível gratuitamente e foi desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center (HEC), uma instituição conjunta ao Institute for Water Resources, do US Army Corps of Engineers.

O modelo HEC-RAS possibilita a realização de simulações unidimensionais considerando escoamento em regime permanente e não permanente (USACE, 2010b). A simulação do escoamento em regime não permanente é realizada a partir do algoritmo UNET (Unsteady NETwork model). O UNET utiliza as equações de Saint-Venant resolvidas por um esquema implícito de diferenças finitas por meio da aplicação do método iterativo de Newton-Raphson (USACE, 2010b). As equações de Saint-Venant simplificadas são dadas pelas equações da conservação da massa e do momento.

A lei da conservação da massa é representada pela equação da continuidade. A variação da massa durante um pequeno intervalo de tempo no volume de controle deve ser igual à diferença entre a massa que entra e a que sai do volume de controle. Esse processo é representado pela seguinte equação diferencial (USACE, 2016):

Equação da continuidade (conservação da massa) – unidimensional:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \quad (3.3.14)$$

Onde  $A$  é a área da seção transversal molhada;  $t$  é a variável independente relativa ao tempo;  $Q$  é a vazão;  $x$  é a variável independente relativa à direção longitudinal ao fluxo;  $q$  é a vazão lateral (é a entrada ou saída de vazão por unidade de largura de contribuição lateral).

A segunda lei de Newton estabelece que a taxa de variação temporal da quantidade de movimento de um sistema é igual a soma das forças que atuam no sistema. Considerando o escoamento em um curso de água, as forças que atuam sobre a massa de água em um volume de controle são a componente da força gravitacional no sentido do escoamento, a força de atrito

junto às margens e ao fundo do canal e as forças de pressão hidrostática a jusante e a montante. Também deve se considerar o fluxo líquido de quantidade de movimento linear através da superfície de controle, pois as partículas de fluido que cruzam a superfície de controle transportam quantidade de movimento e, assim, detecta-se um fluxo líquido de quantidade de movimento linear na superfície do volume de controle.

Dessa forma, como resultado do princípio da conservação da quantidade de movimento linear, tem-se a seguinte equação diferencial (USACE, 2016):

Equação da quantidade de movimento (conservação do momento) – unidimensional:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (3.3.15)$$

onde  $v$  é a velocidade do fluxo;  $g$  é a aceleração da gravidade;  $h$  é a elevação da lâmina líquida e  $S_f$  é a declividade da linha de energia.

Na aplicação do HEC-RAS em estudos de ruptura de barragem algumas hipóteses são obrigatoriamente adotadas:

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

Wong et al. (2015) concluíram que a utilização de uma calha fixa durante a simulação hidráulica, sem a consideração de erosões e deposição de material durante a enchente, não impacta o mapeamento global da inundação, causando apenas efeitos locais.

Para utilização do HEC-RAS é necessário estabelecer algumas condições de contorno. Nos itens a seguir serão apresentadas algumas recomendações para a determinação dessas condições. Detalhes adicionais podem ser obtidos em USACE (2010b).

#### Condições de contorno iniciais

De maneira a obter a resolução das equações de escoamento de Saint-Venant, o estado inicial das variáveis  $Q$  (vazão) e  $h$  (profundidade do fluxo) deve ser conhecido em todas as seções do trecho de interesse. Normalmente, é fornecida uma vazão constante e o modelo calcula o perfil de linha de água em todas as seções transversais considerando o regime de escoamento permanente.

Alguns cuidados devem ser tomados ao se estabelecer as condições iniciais. Por exemplo, caso nos instantes iniciais após a ruptura da barragem a vazão efluente seja muito superior à vazão utilizada como condição inicial, poderá ocorrer instabilidade no modelo numérico no cálculo da profundidade nas seções transversais próximas à barragem (ROCHA, 2015).

Em canais de alta declividade que possuem corredeiras, nas quais o regime de escoamento pode passar de subcrítico para supercrítico, a simulação utilizando baixas vazões como condição inicial pode ser de difícil convergência. A tendência é que o canal seja muito raso e com a chegada da frente de onda ocorrerá uma variação brusca da linha de água, no espaço e no tempo, que poderá resultar em instabilidades que se propagaram pelo trecho de interesse. Uma regra prática recomendada pelo USACE (2014) é tentar iniciar a simulação com uma condição de contorno inicial com cerca de 1% da vazão de pico do hidrograma de ruptura; caso o modelo apresente instabilidade, sugere-se aumentar esse percentual até o máximo de 10% da vazão de pico.

#### Condição de contorno de jusante

A condição de contorno de jusante é importante em todos os modelos hidráulicos e pode ser uma fonte de erro e de instabilidade numérica. Em estudos de ruptura de barragens, dada a

magnitude das vazões em trânsito, geralmente superiores às vazões das cheias naturais, as relações vazão e nível de água (curva-chave) não são conhecidas em nenhum local do trecho simulado. Nesse contexto, USACE (2014) recomenda utilizar a profundidade normal, como condição de contorno de jusante, em uma seção transversal localizada relativamente a jusante do trecho de interesse na modelagem, de forma a minimizar os erros relacionados à condição de contorno de jusante adotada no perfil da linha de água no trecho de interesse.

### Intervalo de tempo

A estabilidade e a acurácia numérica de um modelo não permanente é dependente do intervalo de tempo adotado na simulação. Intervalos de tempos muito pequenos podem resultar em aumento do tempo computacional necessário para término da simulação e também em instabilidade numérica. Já intervalos de tempo muito grandes podem resultar em perda de precisão, instabilidade e difusão numérica com maior atenuação da vazão de pico que não está fisicamente relacionada (USACE, 2010b).

Conforme observado por Pappenberger *et al.* (2005), apesar do HEC-RAS utilizar um método implícito para solução das equações de Saint-Venant, o qual é incondicionalmente estável para  $0,5 \leq \theta \leq 1$  ( $\theta$  é o fator de ponderação empregado pelo método das diferenças finitas para solução das equações do escoamento não permanente), em algumas simulações podem ocorrer instabilidades numéricas. USACE (2014) observa que valores mais altos de  $\theta$  resultam em uma simulação mais robusta em detrimento da acurácia. Entretanto, nas simulações realizadas por Pappenberger *et al.* (2005) não foram obtidos resultados mais acurados com a redução de  $\theta$ . Os autores salientam que a utilização do valor máximo de  $\theta$  igual a 1 gerou modelos mais estáveis e não menos acurados. USACE (2014) recomenda o atendimento à condição de Courant como uma das maneiras para definição do tempo computacional. A condição de Courant é dada por:

$$C = V_w \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (3.3.16)$$

Na qual  $C$  é o número de Courant;  $V_w$  é a velocidade da onda (m/s);  $\Delta t$  é o intervalo de tempo (s); e  $\Delta x$  é o intervalo de discretização do espaço (m).

Pappenberger *et al.* (2005) questionam essa recomendação de atendimento à condição de Courant, uma vez que o HEC-RAS utiliza um método implícito, e, portanto, segundo o próprio manual do modelo não seria necessário atender essa condição. Nas simulações hidráulicas

realizadas pelos referidos autores, apesar do atendimento à condição de Courant, o modelo HEC-RAS ainda apresentou instabilidades numéricas.

USACE (2014) observa que valores típicos de intervalos de tempo para modelos de ruptura de barragens devem variar entre 1 até 60 segundos devido ao pequeno tempo de ascensão e às grandes velocidades de onda observadas em uma ruptura.

### Seções transversais

Para representação de toda a extensão da calha melhor e da planície de inundação devem ser especificadas seções transversais. Um número de seções transversais suficientes deve ser previsto para descrever as contrações e expansões do curso de água e da planície de inundação, mudanças na declividade do fundo, mudanças na rugosidade e locais de alterações de vazões laterais.

Conforme demonstrado pela condição de Courant, o espaçamento entre as seções também está relacionado à estabilidade do modelo. Seções transversais muito distantes podem resultar em difusão numérica e não atendimento à condição de Courant. Nesse contexto, o tempo necessário para a onda de cheia transladar entre duas seções transversais distantes é superior a um intervalo de tempo utilizado no modelo. Seções transversais muito próximas podem resultar em instabilidade numérica e em uma frente de onda muito abrupta devido a uma superestimativa na resolução das derivadas em relação à distância, principalmente, no ramo de ascensão do hidrograma de ruptura (USACE, 2014).

Para definição do espaçamento ideal entre as seções transversais, pode-se utilizar inicialmente as equações empíricas propostas por Fread (1993) e Samuels (1989). Entretanto, conforme citado em USACE (2014), a experiência do analista é fundamental para uma correta definição do espaçamento.

### Coefficiente de rugosidade

A equação de resistência de Manning é a utilizada no modelo HEC-RAS. USACE (2014) recomenda valores iniciais do coeficiente de rugosidade de Manning entre 0,025 até 0,075 para calha menor e 0,04 até 0,25 para a planície de inundação. Entretanto, valores superiores devem ser utilizados para resolução de problemas de instabilidade e na região imediatamente a jusante da barragem. Nessa região é verificada muita turbulência juntamente com uma grande

movimentação de material e sedimentos que resulta em uma maior sobrelevação do nível de água. Nesse contexto, para representar esse comportamento sugere-se aumentar o valor do coeficiente de rugosidade de Manning até valores duas vezes superiores aos utilizados no trecho a jusante.

#### 3.4.2.3 Modelo HEC-RAS (2D)

No ano de 2014 o HEC lançou o software HEC-RAS Versão 5.0 Beta. Esse software possui as mesmas ferramentas de análise dos escoamentos da versão HEC-RAS 4.1, porém foi empregada a capacidade de executar a simulação hidráulica bidimensional (2D). Em 2015 foi lançada a Versão 5.0 e em 2016 foi atualizado para a Versão 5.0.1 com aprimoramento da interface geográfica RAS Mapper. Essa interface possibilita também a análise dos resultados do modelo através da visualização geoespacial dos resultados da simulação em conjunto com a base de dados geométricos. Esse procedimento permite identificar mais facilmente as possíveis deficiências do modelo hidráulico e fazer melhorias iterativas.

O software HEC-RAS 2D 5.0.1 possui o recurso de realizar a simulação da propagação do escoamento na hipótese de fluxo unidimensional em regime transitório, bidimensional em regime transitório ou ainda o modelo combinado 1D/2D. Esse modelo hidrodinâmico utiliza o esquema implícito em seus algoritmos para resolução do método dos volumes finitos (Brunner, 2010).

As simulações do escoamento em regime não permanente bidimensionais normalmente usam as velocidades médias em relação à profundidade obtida pela integração das equações de Navier-Stokes sobre a profundidade do escoamento, como as equações de Saint-Venant (Wu et al., 2011).

A simulação do escoamento em regime não permanente bidimensional também é realizada pela aplicação das equações de Saint-Venant. Entretanto, no HEC-RAS 2D as direções potenciais de fluxo correspondem ao plano bidimensional. Assumindo que o fluido é incompressível, as equações que governam o modelo bidimensional do HEC-RAS 2D, considerando um sistema de coordenadas cartesianas, são descritas por (USACE, 2016):

Equação da continuidade (conservação da massa) – bidimensional:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0 \quad (3.3.17)$$

Equação da quantidade de movimento (conservação do momento) – bidimensional:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f_v = 0 \quad (3.3.18)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + \nu_t \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f_u = 0 \quad (3.3.19)$$

Onde H é a elevação da superfície da água; u e v são as velocidades na direção cartesiana x e y respectivamente;  $\nu_t$  é o coeficiente de viscosidade turbulenta horizontal;  $c_f$  é o coeficiente de atrito do fundo do canal/planície de inundação; e f é o coeficiente de Coriolis;

O lado esquerdo das equações da conservação do momento contém os termos de aceleração e o lado da direita representa as forças internas ou externas que atuam sobre o fluido (USACE, 2016).

No HEC-RAS 2D há a opção de cálculo da equação do momento pela forma da equação da onda difusiva que é mais simplificada e tem a vantagem de diminuir o tempo computacional. A equação da onda difusiva é dada na forma vetorial por (USACE, 2016):

Equação da onda difusiva (alternativa simplificada da equação da quantidade de movimento):

$$V = \frac{-(R(H))^{2/3}}{n} \frac{\nabla H}{|\nabla H|^{1/2}} \quad (3.3.20)$$

onde H é a profundidade do fluxo; V é o velocidade vetorial; R é o raio hidráulico, n é o coeficiente de rugosidade empírico de Manning e  $\nabla H$  é o gradiente de elevação da superfície.

Entretanto esta equação é aconselhada apenas para fluxos rasos onde pode ser desconsiderado a turbulência, a pressão e o coeficiente de Coriolis, ou seja, pode apresentar erros significativos nas regiões com declividade acentuada, como trechos encachoeirados, que induzem a maiores velocidades.

A modelagem do fluxo bidimensional é realizada através da adição de uma malha computacional denominada de área de fluxo 2D, a qual define o limite para o qual serão efetuados os cálculos 2D. A unidade da malha computacional é denominada célula. Cada célula possui como limites (contornos) as faces em cujos vértices encontram-se os pontos das faces (nós).

As malhas computacionais podem ser estruturadas ou não estruturadas. Isso significa que as células computacionais podem ser em forma de triângulos, quadrados, retângulos ou até mesmo elementos de cinco a oito faces, não sendo necessário possuir tamanhos iguais.

Esta flexibilidade da malha computacional permite controlar o movimento da água através da área de fluxo 2D. Especificamente, a elevação da superfície da água é calculada para cada centro de célula. O movimento do escoamento entre células baseia-se no perfil da face entre células, ou seja, as células computacionais não necessariamente possuem fundo plano e as faces celulares não precisam ser lineares, com uma única elevação. Em vez disso, cada célula e face das células computacional baseiam-se nos detalhes do terreno de base (Modelo Digital de Elevação - MDE).

Antes de iniciar efetivamente a simulação hidráulica, é necessário associar os arquivos de geometria ao terreno de base (MDE). Esse procedimento é realizado dentro da interface RAS Mapper, onde a geometria e a malha computacional são pré-processadas em forma de tabelas com as propriedades hidráulicas, a fim de desenvolver relações da elevação e volume para cada célula, e também curvas de propriedades hidráulicas para cada face celular (elevação vs. perímetro molhado, área, e rugosidade). Esse pré-processamento das células possibilita o uso de células maiores para a construção da malha computacional, e ainda assim representar o terreno de base (MDE).

#### 3.4.2.4 Modelo FLO-2D

O modelo FLO-2D tem sua origem inspirada no modelo MUDFLOW desenvolvido para a *Federal Emergency Management Agency* (FEMA). O modelo foi proposto para realizar a propagação de ondas de fluidos não-newtonianos em vales aluviais (O'BRIEN *et al.*, 1993).

No FLO-2D, a simulação do escoamento em regime não permanente também é realizada pela aplicação das equações de Saint-Venant. Entretanto, no FLO-2D há oito direções potenciais de fluxo, correspondentes aos quatro pontos cardeais (norte, leste, sul e oeste) e às quatro direções diagonais (nordeste, sudeste, sudoeste e noroeste). O cálculo de velocidade em uma direção é essencialmente unidimensional na natureza e é resolvido de forma independente das outras sete direções. As equações que governam o modelo, portanto, são as mesmas descritas no item 3.4.2.3.



Diferentemente do HEC-RAS, no FLO-2D as equações são solucionadas por meio de diferenças finitas em um esquema central e explícito. Os esquemas explícitos são de representação mais simples, porém são limitados a pequenos passos de tempo devido à estabilidade numérica. Como domínio para a solução é realizada uma discretização na forma de *grid* composta por elementos quadrados de mesmo tamanho. Em cada elemento são realizados cálculos em oito direções. Os passos de cálculos utilizados pelo FLO-2D podem ser vistos em FLO-2D (2009).

Para minimizar problemas com estabilidade sem comprometer a eficiência e rapidez de cálculo, o FLO-2D possui uma rotina que ajusta o passo de tempo  $\Delta t$ , de modo a sempre atender à condição de estabilidade numérica de Courant-Friedrich-Lewy (CFL). O passo de tempo é limitado a:

$$\Delta t = C\Delta x / (\beta V + c) \quad (3.3.21)$$

Na qual C é o número de Courant ( $C \leq 1,0$ );  $\Delta x$  é a raiz quadrada da largura do elemento do *grid*; V é velocidade média computada para a célula;  $\beta$  é o coeficiente de ajuste para diferentes geometrias (5/3 para canais largos); e c é a celeridade de onda.

De maneira a representar as diversas características do escoamento de fluidos não newtonianos, o termo de perda de carga utilizado na equação do momento deve incluir outros fatores de perda de energia, como o choque entre as partículas em suspensão. A seguir é feita uma breve descrição do equacionamento matemático do FLO-2D para representação do escoamento de fluidos não newtonianos.

#### Equacionamento numérico para escoamento de fluidos não newtonianos

O termo de perda de carga a ser alterado na equação do momento para representação do escoamento de fluidos não newtonianos é deduzido a partir das tensões cisalhantes utilizadas no modelo reológico quadrático do FLO-2D (O'BRIEN et al., 1993). As tensões cisalhantes são resultantes da soma de cinco componentes de tensões. A tensão total  $\tau$  depende da coesão  $\tau_c$  e das tensões de Mohr-Coulomb  $\tau_{mc}$ , viscosa  $\tau_v$ , turbulenta  $\tau_t$  e dispersiva  $\tau_d$ , conforme equacionamento a seguir:

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad (3.3.22)$$

Quando escrito em relação à taxa de deformação ( $dv/dy$ ), é utilizado um modelo reológico quadrático representado pelas seguintes equações:

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \eta \left( \frac{dv}{dy} \right) + C \left( \frac{dv}{dy} \right)^2 \quad (3.3.23)$$

$$C = \rho_m l^2 + f(\rho_m, C_v) d_s^2 \quad (3.3.24)$$

$$\tau_{mc} = \rho_s \tan \phi \quad (3.3.25)$$

Nas quais  $\eta$  é a viscosidade dinâmica;  $\tau_c$  é a tensão coesiva resistente;  $\tau_{mc}$  é a tensão de Mohr-Coulomb; pressão intergranular  $\rho_s$ ;  $\phi$  é o ângulo de repouso do material; C denota o coeficiente de tensão cisalhante inercial, o qual depende da massa específica da mistura  $\rho_m$ , do comprimento da mistura  $l$  de Prandtl, do tamanho do sedimento  $d_s$  e da concentração volumétrica de sedimento  $C_v$ . O termo  $f(\rho_m, C_v)$  é dado por:

$$f(\rho_m, C_v) = \frac{\pi}{12} \left[ \left( \frac{6}{\pi} \right)^{\frac{1}{3}} \text{sen}^2 \alpha_i \rho_s (1 - e_n^2) C_v^{1/3} \right] \quad (3.3.26)$$

Na qual  $\alpha_i$  ângulo médio de impacto entre as partículas;  $\rho_s$  é a massa específica dos grãos;  $e_n$  é o coeficiente de restituição de energia após o impacto com intervalo para areias entre  $0,70 < e_n < 0,85$ ; e  $C_v$  é a concentração volumétrica da mistura.

Os três primeiros termos da equação 3.3.20 são referidos como tensões cisalhantes de Bingham. Sua soma define a tensão total de um escoamento de *mudflow* em um regime de escoamento viscoso. Quando se soma também o último termo, referente à tensão turbulenta e à tensão dispersiva, ambas dependentes do quadrado do gradiente de velocidade vertical, tem-se o regime inercial de escoamento de um *mudflood*.

O'Brien et al. (1993) alertam que modelos para propagação de lamas que incorporam somente as tensões propostas no modelo de Bingham ignoram as tensões inerciais e assumem que o *mudflow* simulado é viscoso. Essa premissa não é universalmente apropriada, porque todos os *mudfloods* e mesmo alguns *mudflows* são turbulentos, com velocidades tão altas quanto 8 m/s. Dependendo da matriz do fluido, da viscosidade e da tensão limite de escoamento, o escoamento pode ser controlado primeiramente pelas tensões viscosas, o que resulta em velocidades baixas. Por outro lado, se a viscosidade e a tensão limite de escoamento forem baixas, as tensões turbulentas irão dominar e as velocidades serão mais altas.

Para definir todos os termos de tensões utilizados no FLO-2D a solução apresentada na sequência é utilizada. Por analogia ao trabalho de Meyer-Peter e Muller (1948) e Einstein (1950), as relações de tensões são integradas na profundidade e reescritas como uma declividade adimensional dada por:

$$S_f = S_y + S_v + S_{td} \quad (3.3.27)$$

No qual a declividade da linha de energia que representa o atrito total  $S_f$  é a soma do atrito  $S_y$ , que representa a tensão limite de escoamento, a tensão viscosa  $S_v$  e a tensão turbulenta dispersiva  $S_{td}$ . A tensão viscosa e a turbulenta-dispersiva são escritas em termos da velocidade média  $V$ . Nesse contexto, a declividade  $S_v$  pode ser escrita da seguinte forma:

$$S_v = \frac{K\eta}{8\gamma_m} \frac{V}{h^2} \quad (3.3.28)$$

Na qual  $\gamma_m$  é o peso específico da mistura de sedimento; e  $K$  é o parâmetro de resistência para fluxos laminares, igual a 24 para canais largos e lisos e que aumenta significativamente ( $\sim 50.000$ ) com a rugosidade e geometria irregular das seções transversais.

A resistência ao escoamento das parcelas dispersivas e turbulentas são combinadas em uma relação equivalente ao coeficiente de rugosidade de Manning dada por:

$$S_{td} = n_{td}^2 \frac{V^2}{h^{4/3}} \quad (3.3.29)$$

Em concentrações muito elevadas, as tensões dispersivas aumentam a resistência ao escoamento devido ao incremento dos choques entre as partículas, transferindo fluxo de momento para as camadas limites. Para computar esse aumento na resistência o coeficiente de Manning  $n_t$  é incrementado por uma relação exponencial em função da concentração volumétrica  $C_v$ , dada por:

$$n_{td} = n_t b e^{m C_v} \quad (3.3.30)$$

Na qual  $n_t$  é o coeficiente de rugosidade de Manning,  $b$  é um coeficiente (0,0538) e  $m$  é um expoente (6,0896). Essa expressão relaciona a resistência dispersiva e turbulenta em um fluxo hiperconcentrado em função da razão da profundidade e do tamanho do sedimento. Os termos de atrito podem então ser combinados da seguinte forma:

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_m h} + \frac{K\eta}{8\gamma_m} + \frac{V}{h^2} + n_{td}^2 \frac{V^2}{h^{4/3}} \quad (3.3.31)$$

### Determinação da viscosidade e tensão limite de escoamento

O peso específico da mistura, a tensão limite de escoamento e a viscosidade variam principalmente com a concentração volumétrica. A menos que uma análise reológica do material esteja disponível, O'Brien & Julien (1988) sugerem relações empíricas para computar a viscosidade e a tensão limite de escoamento, conforme segue:

$$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad (3.3.32)$$

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad (3.3.33)$$

Nas quais  $\alpha_i$  e  $\beta_i$  são coeficientes empíricos definidos experimentalmente em laboratório e  $C_v$  é a concentração volumétrica de sedimentos ( $m^3/m^3$ ). Valores tabelados para esses coeficientes são apresentados em O'Brien & Julien (1988).

Como pode ser observado nas equações (3.3.29) e (3.3.30) a viscosidade e a tensão limite de escoamento são funções da concentração de sedimento  $C_v$  de siltes, argilas e em alguns casos, areias finas e não incluem pedregulhos suspensos com o fluido. A viscosidade também é função do percentual e tipo de siltes e argilas e da temperatura do fluido. *Mudflows* muito viscosos apresentam alta concentração volumétrica e conseqüentemente altas tensões limites de escoamento e podem resultar em escoamento laminar. Escoamentos menos viscosos (*mud floods*) são sempre turbulentos.

Durante a propagação da lama (*mudflood* ou *mudflow*) pelo leito aluvial, o modelo FLO-2D preserva a continuidade de massa de água e de sedimentos. Para cada grid e passo de tempo, a mudança de volume de água e de sedimentos e a correspondente mudança na concentração de sedimentos é computada. Ao final da simulação o modelo reporta a quantidade total de água e de sedimentos removidos da área de estudo e as quantidades de sedimentos e de água que permaneceram no canal. Esse total deve ser revisto para determinar se a taxa de sedimentos final é compatível para o potencial de produção de sedimentos da bacia ou, no caso de ruptura de barragens de rejeitos, do volume de rejeitos incluído no hidrograma de ruptura.

### Inserção do volume de sedimentos no hidrograma de cheia

A taxa de sedimentos na água governa a mistura no fluxo. A concentração de sedimentos varia durante o evento, sendo que essa variação influencia a celeridade, a magnitude da onda de cheia e a previsão da deposição de sedimentos e alcance da onda. A inserção do volume de sedimentos na onda líquida resulta no aumento da vazão de pico do hidrograma de ruptura.

Ressalta-se que a alta variabilidade da concentração de sedimentos durante todo o evento de cheia não pode ser replicado de maneira acurada. Nesse contexto, os autores do modelo FLO-2D recomendam os seguintes critérios para atribuir a concentração de sedimento em um hidrograma para simular *mudflow* – esses critérios podem ser verificados em detalhe no documento intitulado “*Simulating Mudflows*” que vem incluído na documentação do modelo FLO-2D e referenciado em FLO-2D (2009):

- O fator de incremento da onda líquida para obtenção do hidrograma total (*bulking factor*) deve ser maior no trecho de ascensão do hidrograma para simular a onda frontal;
- O volume de sedimentos não deve ser superior ao potencial máximo de geração de sedimentos na bacia;
- Deve ser atribuída no intervalo de tempo referente à vazão de pico uma concentração de sedimentos um pouco inferior do que a concentração máxima de sedimentos, de modo a simular o efeito de diluição da concentração com a água;
- A ascensão e a recessão do hidrograma não devem ter menos que 20% de concentração de sedimentos em volume; e
- Para gerar *mudflow*, a taxa média de concentração de sedimentos para todo o hidrograma deve ser entre 25 a 35% em volume, sendo recomendável que a concentração máxima de sedimentos seja da ordem de 45 a 53%.

#### Condições de contorno

Como condição de contorno a montante e a jusante podem ser especificados os seguintes aspectos: hidrograma, profundidade normal e cotograma.

### 3.5 Modelos Digitais de Elevação (MDEs) e de Terrenos (MDTs)

Os modelos digitais de elevação (MDEs) e os modelos digitais de terrenos (MDTs) são diferentes formas de representação topográfica e ambos são de grande utilidade em estudos hidráulicos. Os modelos digitais de elevação (MDEs) são construídos por meio da aplicação de técnicas de sensoriamento remoto e não desconsideram a elevação de objetos posicionados sobre a superfície da terra, por exemplo, o dossel das árvores em áreas densamente florestadas e edifícios e grandes construções em áreas urbanas. Já os MDTs referem-se à cota altimétrica do nível do solo e são construídos a partir de mapas topográficos (curvas de nível, levantamentos por GPS ou por perfilamento a laser - LIDAR).

Os MDEs representam uma alternativa para geração de bases topográficas e podem ser gerados a partir da técnica de interferometria por radar. Nessa técnica, o imageador, por meio de uma antena central, ao se deslocar ao longo de sua trajetória, emite um sinal e registra as informações do retorno do sinal por antenas auxiliares posicionadas em uma distância conhecida. Como exemplo de MDEs gerados por interferometria por radar, pode-se citar o projeto *Shuttle Radar Topographic Mission* (SRTM).

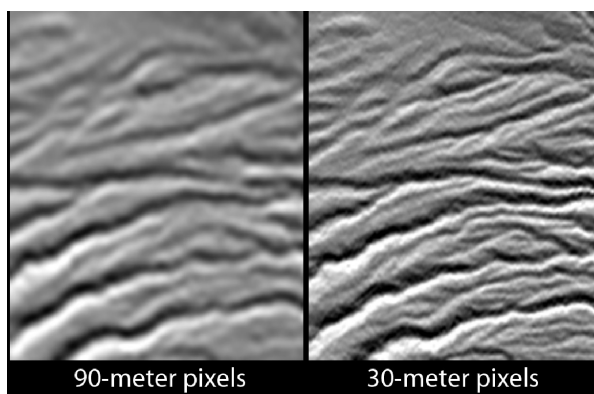
Esse projeto foi originado de uma cooperação entre a NASA e a *National Imagery and Mapping Agency* (Nima), do Departamento de Defesa dos Estados Unidos e das agências espaciais alemã (DLR) e italiana (ASI). O sobrevôo da missão SRTM ocorreu em fevereiro de 2000.

Os canais principais de transmissão e recepção para as bandas C e X foram posicionados na área de carga do ônibus espacial Endeavour, enquanto que as antenas secundárias (somente recepção) foram colocadas na extremidade de um mastro retrátil de 60 m de comprimento (Grohmann *et al.*, 2008). Os dados da banda X foram processados pela agência DLR e os dados da banda C pela NASA-JPL. Os dados da banda C cobriram cerca de 80% da área terrestre do planeta, entre as latitudes 60° N e 56° S (FARR *et al.*, 2007), enquanto a banda X contemplou somente 40% (aproximadamente 58 milhões de km<sup>2</sup>) (HOFFMANN & WALTER, 2006). Conseqüentemente, a banda X está disponível somente em malhas com buracos com tamanhos crescentes em direção a baixa latitudes.

Os MDEs originados da banda X com resolução de 1" arco de segundo (30 m) processados pela DLR estão disponíveis gratuitamente para algumas localidades. O *download* pode ser feito

mediante cadastro no sítio eletrônico da DLR. Segundo HOFFMAN & WALTER (2006), em média as elevações da banda C são superiores às da banda X em cerca de 10 m.

Até o início de 2015, os dados da banda C em escala global eram distribuídos gratuitamente, somente na resolução de 3" arco de segundo (90 m), com exceção dos Estados Unidos, cuja área era disponibilizada com resolução de 1" arco de segundo (30 m) (ROCHA, 2015). Após o anúncio feito na Cúpula do Clima, realizada em Nova York em setembro de 2014, os dados com resolução de 1" arco de segundo (30 m) atualmente estão disponíveis gratuitamente em escala global. Essa alteração possibilitou melhorar em 3 vezes a resolução espacial dos estudos de inundação que utilizam o MDE STRM como base topográfica. De maneira ilustrativa, na Figura 3.9 está apresentada uma amostra do ganho na descrição de terreno quando se aumenta a precisão horizontal do MDE SRTM de 90 m para 30 m.



**Figura 3.9** - Comparação SRTM 90 m e SRTM 30 m

Fonte: <http://www2.jpl.nasa.gov/srtm/>

A missão SRTM se consolidou como um grande marco do sensoriamento remoto por fornecer dados altimétricos de superfície por técnicas de interferometria por radar de abertura sintética (InSAR) em escala quase global, suprimindo a falta de informação topográfica de muitos países, sobretudo os da América do Sul e da África (CREMON & VALERIANO, 2011).

O objetivo principal da missão era produzir dados topográficos globalmente consistentes e com erro vertical absoluto em média inferior a 16 m e erro vertical relativo inferior a 10 m; a validação global do SRTM demonstrou que o erro absoluto em todos os continentes variou entre 5,6 a 9,0 m com 90% de confiança – a precisão vertical na América do Sul é de 6,2 m, e a horizontal de 9,0 m (FARR et al., 2007). Cabe observar que a presença de edificações e vegetação reduz a precisão vertical e aumenta os erros verticais sistemáticos e o desvios padrões.

Valeriano (2004) realizou uma análise preliminar dos dados da banda C do SRTM 90 m e identificou uma série de características indesejáveis, como uma alta sensibilidade do sensor a objetos presentes sobre a superfície do terreno, como antenas, edificações e variações na cobertura vegetal. A análise, realizada na região de Ubatuba-SP, verificou que a altimetria do modelo SRTM 90 m apresentava alta correlação com a registrada com a carta topográfica, na escala 1:50.000, elaborada pelo Instituto Geográfico e Cartográfico (IGC). A diferença sistemática encontrada correspondeu à diferença local de datum vertical (IGC: marégrafo de Imbituba; SRTM: WGS84).

Grohmann et al. (2007) chegaram a constatações semelhantes na avaliação do uso dos modelos SRTM na área do Maciço Alcalino de Poços de Caldas (MG). Como conclusão geral, verificou-se que os modelos SRTM então disponíveis possuíam nível de detalhe suficiente para se trabalhar em escalas de até 1:50.000. Já Santos et al. (2006) concluíram que o MDE gerado a partir do SRTM 90 m apresentou melhores resultados altimétricos quando comparado ao MDT gerado a partir da carta topográfica para a escala de 1:100.000. Barros *et al.* (2007) observaram que os dados SRTM não devem ser utilizados de maneira indiscriminada, em razão das imperfeições.

Anteriormente à decisão norte americana de disponibilizar os dados do SRTM com precisão de 30 m para todo o globo terrestre, o Instituto de Pesquisas Espaciais (INPE) já vinha desenvolvendo o projeto TOPODATA, cujo objetivo é o cômputo de diferentes variáveis geomorfométricas a partir dos dados da banda C do SRTM com precisão de 90 m. O processamento computacional contempla o refinamento do tamanho da célula do SRTM de 90 m para 30 m, por meio de interpolação pelo método de krigagem (VALERIANO, 2005), técnica geoestatística utilizada para interpolar o valor de uma variável (p.ex., elevação) em pontos não amostrados a partir dos valores de pontos amostrados próximos. A influência que cada valor original exerce sobre o valor interpolado é determinada pela função variograma (GROHMANN *et al.*, 2007).

Dada a interpolação com a redução do tamanho da célula de 90 m para 30 m e remoção dos ruídos do MDE SRTM, o TOPODATA torna-se atraente em situações que demandam a utilização de bases gratuitas. Anteriormente à disponibilização do STRM com resolução de 30



m – que passou a estar disponível no Brasil somente em 2015 – o tratamento realizado pelo TOPODATA apresentava-se como uma melhora em relação à utilização do dado original do SRTM 90 m (ROCHA, 2015).

O MDE SRTM original apresenta alguns vazios que dificultam a modelagem hidráulica. O Consórcio de Informação Geográfica do Grupo Consultivo para a Investigação Agrícola Internacional (CGIAR-CSI) disponibiliza uma versão com 90 m de precisão horizontal e preenchimento desses vazios (JARVIS *et al.*, 2008). Em novembro de 2013, a NASA lançou o SRTM versão 3.0 (SRTM Plus) que, além de realizar outras correções, eliminou os vazios. Além do modelo SRTM, existem outros MDEs gratuitos ou de baixo custo disponíveis globalmente. O ASTER (*Advanced Space-borne Thermal Emission and Reflection Radiometer*) GDEM (*Global Digital Elevation Model*) é um modelo com resolução espacial de 30 m desenvolvido por estereofotogrametria. A avaliação global do ASTER GDEM resultou em uma acurácia de 17 m com 95% de intervalo de confiança (TACHIKAWA *et al.*, 2011), o que significa que o SRTM 30 m apresenta algumas vantagens sobre o ASTER GDEM em muitos estudos de inundação. Apesar das correções de anomalias que vêm sendo realizadas no MDE ASTER, poucos estudos para modelagem de inundação e mapeamento têm utilizado esse MDE (YAN *et al.*, 2015).

Outro MDE distribuído gratuitamente é o GTOPO30 (GESCH & GREENLEE, 1996), o qual possui resolução horizontal de 1 km, ou seja, uma resolução muito grosseira para utilização em estudos de inundação de pequena e média escalas, sendo aplicável somente para estudos em escalas muito grandes.

Cabe lembrar que, devido ao avanço da ciência de sensoriamento remoto, os dados atualmente de alto custo com alta resolução e precisão serão de baixo custo no futuro próximo (YAN *et al.*, 2015).

Quando a área de interesse exige uma representação com maior acurácia do terreno como áreas urbanizadas ou com vegetação densa por exemplo, recomenda-se a utilização de MDTs que referem-se à cota altimétrica do nível do solo.

Os MDTs podem ser gerados a partir de mapas topográficos com curvas de nível e levantamentos de campo por GPS onde são cotados pontos de maior relevância como picos de morros, fundos de vales e outras referências. Outra forma de geração de MDTs que vem

crescendo sua utilização é o sistema LASER SCANNING. São sistemas que permitem determinar coordenadas X, Y e Z de pontos a partir de um sistema de varredura laser. De acordo com CENTENO (2004), este tipo de sistema também pode ser chamado de LIDAR (*Light Detection And Ranging*) ou LADAR (*Laser Detection And Ranging*) que significa detecção e medição de distância usando luz e laser respectivamente. A sigla LiDAR tem sido usada com maior frequência principalmente pelas empresas fornecedoras deste serviço.

Estes sistemas podem ser terrestres e aerotransportados. Os terrestres podem ser montados sobre tripés ou acoplados a veículos, já os aerotransportados podem ser colocados em drones, helicópteros ou aviões que sobrevoam a região a ser levantada.

No presente estudo foram utilizados dois modelos para comparação que foram o MDE gratuito SRTM e o MDT proveniente do perfilamento a laser aerotransportado LiDAR disponibilizado pela PRODABEL (Empresa de Informática e Informação do Município de Belo Horizonte). Os detalhes dos dois modelos são apresentados a seguir.

### **3.5.1 Modelos Digitais de Elevação (MDEs) gratuitos - SRTM**

Neste item é apresentada uma revisão do estado atual de utilização e aplicação do MDE SRTM em estudos hidráulicos de cheias, não necessariamente relacionadas à ruptura de barragens. Cabe salientar que os aspectos descritos são aplicáveis para propagação e mapeamento de cheias de qualquer natureza (ROCHA, 2015).

Farr et al. (2007) consideram que a topografia é a condição de contorno e dado de entrada mais importante para a modelagem hidráulica. Nas últimas décadas, nos países desenvolvidos, o grande florescimento de novas fontes de dados alterou a ciência de modelagem de inundação, ampliando a quantidade de informações disponíveis (SCHUMANN et al., 2009). Essa mudança alterou o foco da simulação hidráulica baseada em modelos físicos sofisticados, para avaliação do potencial de utilização de dados observados por sensoriamento remoto (BATES, 2012).

Novas fontes de dados – perfilamento a laser, perfilamento fotogramétrico, levantamento GPS em campo e radar de abertura sintética (SAR) – fornecem alta resolução e alta acurácia, mas são de alto custo de aquisição para a cobertura de grandes áreas. Nesse contexto, considerável avanço na modelagem hidráulica vem sendo alcançado por meio da utilização de MDEs gratuitos, como o SRTM, associada à aplicação de técnicas de sensoriamento remoto.

A quantificação exata do valor do sensoriamento remoto para a engenharia de recursos hídricos é ainda uma tarefa difícil e o monitoramento em campo realizado por estações fluviométricas e pluviométricas continua imprescindível para a modelagem de cheias, particularmente para avaliar a acurácia dos dados espaciais e também para avaliar o desempenho de modelos hidráulicos de inundação (YAN et al., 2015).

Schumman *et al.* (2009) apresentaram uma revisão da integração de dados espaciais de baixo custo e modelos hidráulicos. Os dados de baixos custos foram limitados à utilização de imagens de satélite para obtenção da extensão da inundação e a elevação da linha de água. Yan *et al.* (2015) apresentaram o avanço da utilização de MDEs de baixo custo para diversas aplicações da hidráulica. Os autores enfatizam a viabilidade de utilização do SRTM para montagem do modelo hidráulico e também o emprego da altimetria obtida por radar para calibração e validação dos modelos hidráulicos.

Podem ser citados diversos estudos de modelagem hidráulica que utilizaram como base MDEs gratuitos, especialmente o MDE SRTM (SANDERS, 2007; SCHUMANN et al., 2008; PAIVA et al., 2011; WANG et al., 2012; YAN et al., 2014; ROCHA, 2015). Os estudos abrangem diferentes aspectos da hidráulica, como a determinação do perfil da linha de água, a simulação da extensão de inundações e a previsão de vazões máximas e determinação de nível de água com estabelecimento de curva-chave.

Schumann *et al.* (2008), em estudos hidráulicos do rio Alzette em Luxemburgo, compararam a modelagem hidráulica realizada com SRTM com a modelagem hidráulica calibrada pelas marcas de cheia identificadas em levantamento de campo. Os resultados evidenciaram um erro médio quadrático de 1,07 m, atestando, de certa forma, a boa performance associada à utilização do SRTM.

Os estudos hidráulicos realizados por Sanders (2007) avaliaram o potencial de uso do SRTM para previsão de extensão da cheia no rio Santa Clara, na Califórnia, sob a hipótese de escoamento permanente. O autor concluiu que o SRTM resultou em uma cheia com extensão 25% superior à obtida quando se utilizam modelos topográficos de alta resolução elaborados a partir de perfilamento a laser.

Wang et al. (2012), empregando o modelo HEC-RAS, concluíram que a extensão da inundação e a profundidade média obtidas com o STRM foram, respectivamente, 6,8 % superior e 2 m inferior aos valores obtidos utilizando-se topografia de alta precisão.

Yan et al. (2014) compararam o perfil de linha de água derivado de modelos hidráulicos baseados em perfilamento a laser com adição de topobatimetria àquele obtido por meio de modelos baseados em SRTM. As diferenças encontradas para a linha de água ficaram entre 1,0 m e 1,5 m.

Algumas considerações são importantes quando se decide utilizar o SRTM como base topográfica para modelos hidráulicos.

Deve-se atentar para a significância dos erros verticais do SRTM quando aplicados em rios locais em estudos em escalas pequenas. Os erros verticais característicos do SRTM podem ser resultantes de ruídos aleatórios com alturas aproximadas entre 2 e 5 metros (YAN *et al.*, 2015). A modelagem hidráulica, em particular com o uso de modelos bidimensionais (2D) em regiões planas com planícies de inundação extensas, é impactada significativamente por esses ruídos. O erro relativo pode passar a governar o padrão e a dinâmica de inundação (FALORNI et al., 2005).

Devido à tendência de superestimação da topografia em planícies de inundação altamente vegetadas, recomenda-se descontar a altura da vegetação antes de aplicar o MDE para a modelagem hidráulica e mapeamento. Uma técnica para essa remoção pode ser vista em Paiva *et al.* (2011).

Os erros verticais do STRM também são altamente influenciados pelo relevo do terreno. Em regiões montanhosas observam-se frequentemente erros verticais maiores do que em regiões com relevo plano (SANDERS, 2007).

Uma das maiores desvantagens do SRTM para modelagem hidráulica está relacionada ao fato de a tecnologia por interferometria por radar de abertura sintética (InSAR) não possibilitar a obtenção da geometria da calha abaixo do nível de água. Os dados do SRTM fornecem somente a elevação do nível de água observada durante a passagem do ônibus espacial em fevereiro de 2000 (Farr *et al.*, 2007). Adicionalmente, devido ao tamanho de 30 m do pixel, as elevações das regiões no entorno do curso de água são representadas juntamente com a elevação do curso de

água em um único pixel. Esse comportamento resulta em superestimativa na elevação do fundo do curso de água.

Diversos autores propuseram métodos para correção do posicionamento e elevação do curso de água, e também para inclusão da topobatimetria no MDE (HELLWEGGER & MAIDMENT, 1997; MERWADE, 2009; PAIVA et al., 2011; NEAL et al., 2012; YAN et al., 2014). Algumas recomendações incluem: i) obtenção da largura superficial do curso de água por imagens de satélite, juntamente com aplicação das equações associadas ao conceito de geometria hidráulica proposto por Leopold & Maddock (1953); ii) subtração por um valor uniforme em todo o trecho dado pela diferença entre as elevações de cartas topográficas e o MDE; e iii) determinação da geometria da calha fluvial por modelagem hidráulica, tendo como referência a elevação do nível de água dada pelo MDE SRTM, sendo necessário, nesse caso, estimar uma vazão em trânsito de referência para a época da passagem do ônibus SRTM (fevereiro de 2000).

Trigg et al. (2009) demonstraram que o uso de uma batimetria simplificada não introduz erros significativos nos resultados das simulações hidrodinâmicas em parte da Amazônia central.

Por fim, cabe destacar que a construção de MDEs híbridos, resultantes da junção da planície de inundação fornecida no MDE juntamente com os dados topográficos levantados em campo é um tema que está em constante evolução (YAN *et al.*, 2015).

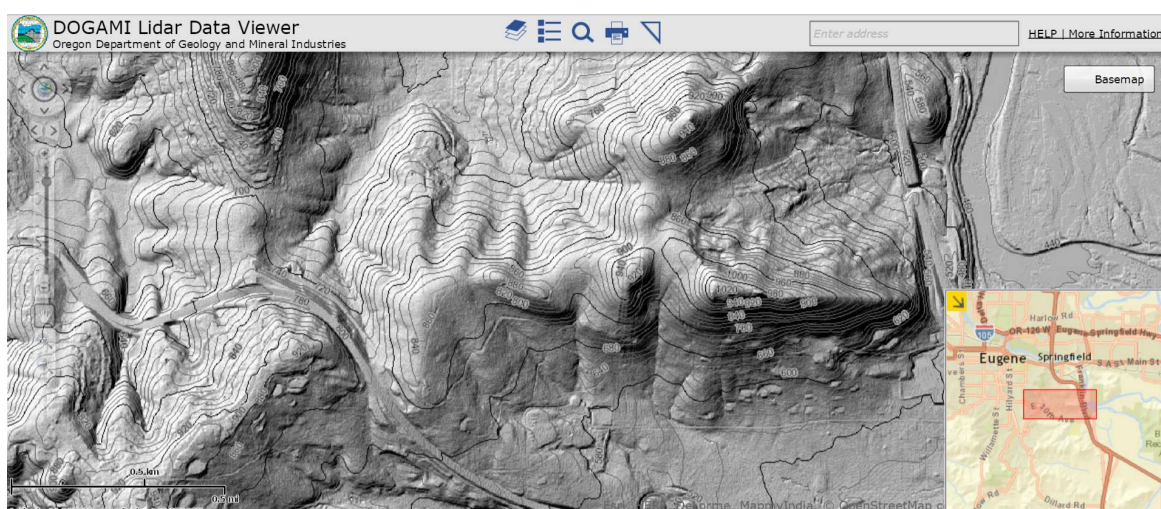
### **3.5.2 Modelos Digitais de Terreno (MDTs) – Perfilamento a Laser LiDAR**

A palavra LiDAR é uma abreviatura da do inglês "*Light Detection And Ranging*" e representa os sensores remotos usados para a produção cartográfica de alta precisão que empregam como fonte de energia um raio laser que opera na região do Espectro Eletromagnético desde o ultravioleta ao infravermelho distante. Em português vem sendo utilizada a terminologia de Sistema de Varredura a Laser (Centeno & Mitshita, 2007; Coelho & Vargas, 2007) ou de Perfilamento a Laser (Castro & Centeno, 2005; Silva & Ribas, 2007). O termo LaDAR (Laser Detection and Ranging) também é utilizado, porém, com mais frequência em aplicações militares (Siepmann, 2006).

O LiDAR vem demonstrando grande potencial em diversas áreas de aplicação, tais como: planejamento costeiro, avaliação de risco de inundações, telecomunicações e redes de transmissão de energia, florestas, agricultura, petróleo, transportes, planejamento urbano, mineração, entre outros.

A Agência Federal de Gerenciamento de Emergências norte americana (Federal Emergency Management Agency - FEMA) começou a usar este tipo de tecnologia em 1994 para mapeamento de inundações e desde então recomenda e especifica a utilização do LiDAR nas diretrizes de estudos de inundação (FEMA, 2010).

A tecnologia LiDAR é baseada nos mesmos princípios utilizados no sistema de RADAR, com a diferença de que, ao invés do uso de ondas de rádio para localizar os objetos de interesse, o sistema LiDAR utiliza pulsos laser (GIONGO *et al.*, 2015). A Figura 3.10 apresenta um exemplo de levantamento realizado com a tecnologia LiDAR.



**Figura 3.10** - Imagem de levantamento LiDAR do site do departamento de Geologia e Industria mineral do Oregon, EUA (DOGAMI - *Oregon Department of Geology and Mineral Industries*)

Fonte: <http://www.oregongeology.org/>

Apesar do laser não ser uma nova tecnologia, sua utilização na aquisição de dados geográficos é relativamente recente (GIONGO *et al.*, 2015). De acordo com Falat (2008), a tecnologia de perfilamento a laser LiDAR foi introduzido no Brasil em 2001, e vem sendo utilizado principalmente na geração de Modelos Digitais da Superfície (MDS) e de Modelos Digitais do Terreno (MDT).

A palavra Laser é uma abreviatura, representando as iniciais da frase "*Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation*" (amplificação de luz por emissão estimulada de radiação), é simplesmente um conversor de energia em que aproveita o processo de estimulação da emissão para concentrar certa parte desta energia em radiação de uma só frequência, movendo-se em uma só direção. Esta capacidade de propagação em uma só direção permite gerar linhas retas

perfeitas para alinhar objetos, determinar paralelismo, nivelar superfícies e controlar deslocamentos, entre outras aplicações.

Schawlow & Townes (1958), pela primeira vez, estabeleceram a teoria para obter a amplificação de luz por emissão estimulada de radiação (laser) com base nos fundamentos estabelecidos por Einstein em 1917.

Nas décadas de 1960 e 1970, várias experiências demonstraram o poder de utilização do laser em sensoriamento remoto, incluindo diversas aplicações, como monitoramento atmosférico e estudos oceanográficos (WEHR & LOHR, 1999).

Durante a década de 1980, o laser passou a ser utilizado na medição de distâncias, sendo implementados instrumentos como o NASA's Atmospheric Oceanographic Lidar (AOL) e Airborne Topographic Mapper (ATM) (Flood, 2001). Mais recentemente, na década de 1990, foram desenvolvidos sensores mais confiáveis, como o Shuttle Laser Altimeter (SLA) (Bufton et al., 1995) e o Mars Observer Laser Altimeter (MOLA) (Smith et al., 1993; Abshire et al., 2000) usados para medidas em extensas áreas da superfície terrestre e dos oceanos.

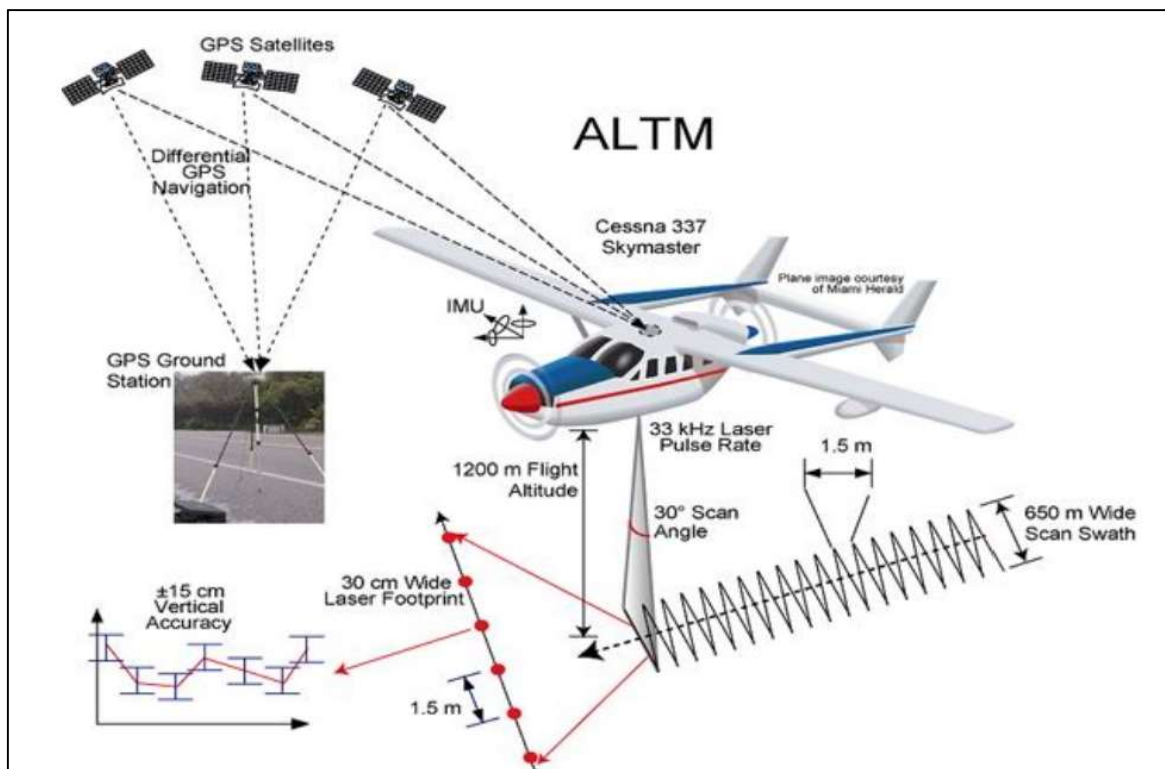
O sistema LiDAR apresenta sua própria fonte de energia, neste caso, uma fonte de luz, o laser, a qual emite radiação eletromagnética em ondas curtas (1-10  $\mu\text{m}$ ) sendo sensível às perturbações atmosféricas (Andersen et al., 2006) e, assim, é considerado um método direto na captura de dados e classificado como um sensor ativo.

Uma vantagem dos sensores de varredura a laser em relação aos clássicos sensores passivos (fotografias aéreas e imagens de satélite) é que os scanners a laser não dependem do sol como uma fonte de iluminação. Sendo assim, a análise dos dados não é prejudicada por sombras causadas por nuvens ou objetos vizinhos (Wagner et al., 2004). Outra característica importante deste sensor é que os pulsos de laser podem penetrar por pequenas aberturas no dossel da floresta e fornecer informações sobre a estrutura florestal e também sobre o relevo destas áreas.

A princípio o LiDAR tinha como objetivo a obtenção de Modelos Digitais de Elevação e Terreno (MDE e MDT), porém sua grande vantagem frente a fotogrametria convencional é o mapeamento aéreo em áreas onde a imagem fotográfica não oferece o contraste e textura necessárias, como por exemplo, regiões costeiras contendo largas faixas de areia (FRANCO, 2006). De acordo com Green et al., (1996) as áreas de aplicação onde o LiDAR supera a fotogrametria tradicional: i) obtenção de perfis de superfície da linha costeira e dunas com

pouco relevo. ii) áreas úmidas e alagadas onde nenhum ponto em terra pode ser instalado devido a acesso restrito. iii) áreas da floresta onde a cobertura da vegetação impede a visibilidade do solo nas fotografias iv) no planejamento de estradas e linhas de energia onde o mapeamento é feito em corredores estreitos. v) operações de abertura de áreas de mineração onde os dados finais devem ser coletados dentro de poucas horas.

O mapeamento LiDAR pode ser realizado com os sistemas ALS (*Airborne Laser Scanner*) que são compostos por um sensor laser que essencialmente registra o tempo entre o sinal emitido e recebido de um determinado ponto, um Sistema Inercial de Navegação (INS – *Inertial Navigation System*) e um receptor GPS em uma plataforma aerotransportada (GIONGO *et al.*, 2015). Em terra, é necessária uma rede de GPS que trabalhe de forma conjunta ao GPS instalado na plataforma (Figura 3.11).



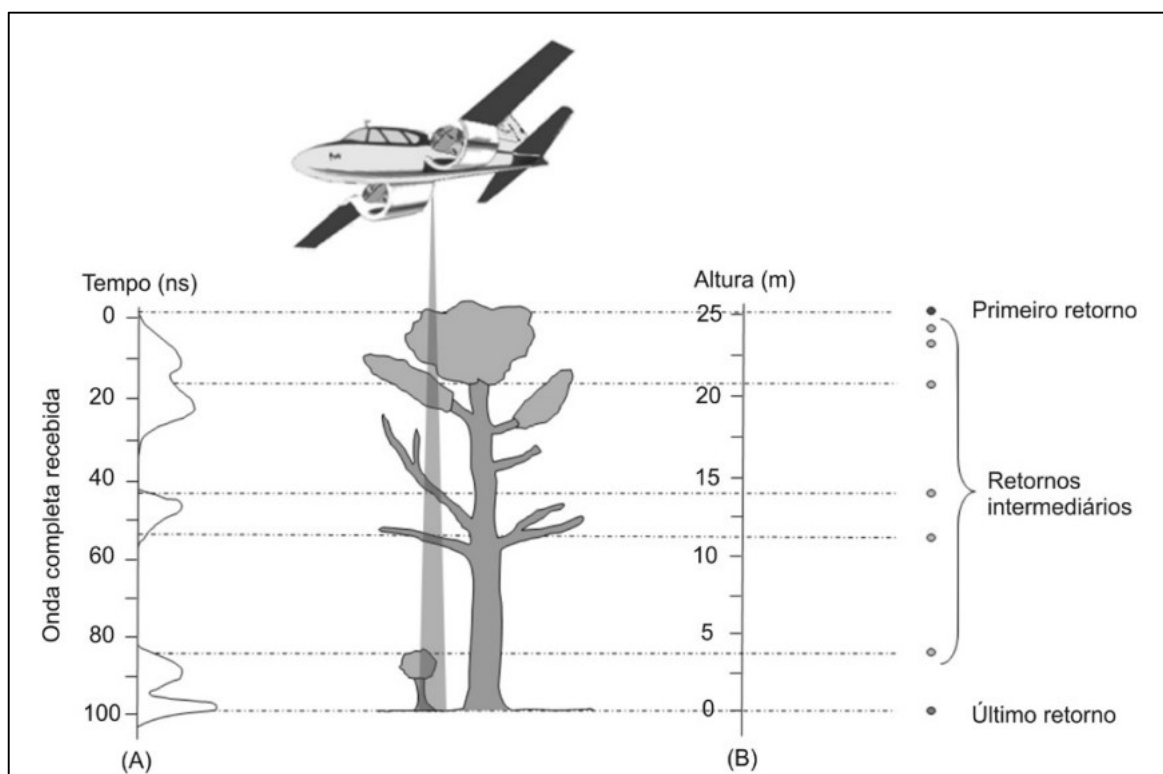
**Figura 3.11 - Estrutura e funcionamento LiDAR**

Fonte: Google

O conjunto total de informações é armazenado e processado, resultando em pontos com extrema precisão (x, y e z), que correspondem a superfícies e objetos presentes no terreno (GIONGO, *et al.* 2015).



Os primeiros sistemas ALS foram desenvolvidos em um sistema de pulsos (*discrete echo*), o qual registra o intervalo para o primeiro ou o último retorno dos pulsos. A evolução dos sistemas permitiu o armazenamento simultâneo de ambos os ecos e alguns sistemas mais avançados permitem determinar o retorno dos pulsos intermediários (GIONGO, *et al.* 2015). Nos últimos anos, uma nova geração de sistemas ALS foi desenvolvida, conhecida como sistema de ondas contínuas (*full-waveform*), sendo capazes de registrar integralmente todo o sinal do pulso (Figura 3.12) (Wagner *et al.*, 2006).



**Figura 3.12** - Característica dos diferentes sistemas ALS, (A) sistema de ondas contínuas (*full-waveform*) e (B) sistema de pulsos (*discrete echo*).

Fonte: GIONGO, *et al.* 2015

Um mesmo pulso pode atingir vários objetos em seu trajeto até a superfície levantada (FALAT, 2008). Sendo assim, o ponto mais próximo ocasionará um retorno mais rápido (primeiro retorno). Já o ponto mais distante ocasionará um retorno mais demorado (último retorno). Esta característica permite que se faça a distinção de objetos acima do solo, resultando na obtenção de dois produtos distintos: o Modelo Digital da Superfície (MDS) ou Modelo Digital de Elevação (MDE), caracterizado pelo primeiro retorno e o Modelo Digital de Terreno (MDT), caracterizado pelos demais retornos classificados. Ainda segundo Falat, 2008, outros subprodutos derivados do perfilamento a laser LiDAR também podem ser obtidos, tais como:

- Mapa de Intensidade: Esta imagem é formada por uma matriz de pontos cujas posições são determinadas pelas suas coordenadas 2D georreferenciadas (E,N). Em cada ponto é atribuído um valor de cor (normalmente numa escala de 256 tons de cinza) que corresponde à quantidade de luz LASER refletida por cada ponto amostrado sobre a superfície do terreno. Esta imagem não substitui a imagem fotográfica, mas pode auxiliar na interpretação das feições;
- Mapa Hipsométrico: A imagem hipsométrica tem como principal objetivo representar as diferenças altimétricas entre as feições, a partir de uma escala de cores correlacionadas às diferenças altimétricas;
- Mapa de Composição: É a fusão das imagens de intensidade e hipsométrica. Esta imagem permite a melhor identificação das feições que as imagens isoladas que a compõem, uma vez que os detalhes aparecem realçados.

Centeno e Mitishita (2007) utilizaram a varredura a laser em ambientes urbanos e observaram que o sistema oferece grandes vantagens para a obtenção de informações a respeito das construções e que a maior vantagem é que os dados, de natureza geométrica, são complementares aos dados espectrais, tradicionalmente empregados no sensoriamento remoto.

Vale lembrar que, chuva ou nuvens muito densas entre o local perfilado e a aeronave, são consideradas interrupções físicas. Os fabricantes argumentam que os mesmos impedimentos para luz visível são os impedimentos para o perfilamento a laser, uma vez que se trata de luz dentro do espectro visível (FRANCO, 2006).

Segundo Rivas (2002), o uso do LiDAR como alternativa à restituição fotogramétrica traz rapidez, boa precisão e praticidade na geração de MDTs, porém em alguns casos apresenta desvantagens. Explica que a qualidade geomorfológica dos contornos de terrenos gerados por dados de laser scanner é baixa quando comparada com contornos gerados por restituição fotogramétrica, mesmo quando são aplicados filtros e interpolações qualificados. Isso porque não existem ainda métodos capazes de extrair automaticamente linhas de talvegue dos dados do laser scanner. Como solução para este problema os autores apontam a combinação dos dados deste sensor com outras informações. Traz também um paralelo entre a utilização do laser scanner e da fotogrametria onde especifica três situações onde este primeiro sensor apresenta grande vantagem: em terrenos com vegetação muito densa, em áreas cuja textura dificulta a

restituição fotogramétrica e em áreas onde a aerotriangulação é dificultada ou impossibilitada por problemas com a geometria de blocos, o que ocorre tipicamente em áreas costeiras.

### **3.6 Índices de desempenho para avaliação de modelos de inundação**

Dados observados são geralmente utilizados para calibrar e/ou validar os modelos hidráulicos para diferentes finalidades, tais como: i) comparação entre diferentes modelos; ii) verificação e determinação de pontos de melhoria do modelo; e iii) verificação da acurácia do modelo (SCHUMANN et al., 2009).

O sensoriamento remoto tem se mostrado de grande valor para a calibração (Horritt, 2001) e a validação (Horritt & Bates, 2002) de modelos hidráulicos em situações em que a extensão da inundação foi observada.

Existem muitas maneiras de avaliação do desempenho de um modelo de inundação em prever a extensão ou profundidade da cheia. A escolha do melhor método irá depender dos detalhes do modelo, da qualidade dos dados observados, e da natureza da calibração e da validação a serem realizadas (SCHUMMAN et al., 2009). A maneira mais utilizada é a análise visual da imagem observada e daquela resultante da aplicação do modelo hidráulico. A análise visual é uma ferramenta importante, principalmente para modeladores experientes que conseguem avaliar a viabilidade do resultado ao comparar as duas imagens. Entretanto, esse tipo de análise é de difícil aplicação para um conjunto de imagens e irá sempre produzir avaliações subjetivas do desempenho do modelo (ROCHA, 2015).

Medidas quantitativas possibilitam uma avaliação objetiva do desempenho do modelo e facilitam as etapas de calibração e validação. A abordagem quantitativa mais comum é a análise pixel-a-pixel, denominada também de comparação binária (ARONICA et al., 2002; WERNER et al., 2005; HUNTER et al., 2005; PAPPENBERGER et al., 2007). Nessa abordagem, todas as células da área de interesse são analisadas e enquadradas em um dos quatro conjuntos descritos na tabela de contingência (Tabela 3.7). Os conjuntos englobam as possíveis combinações para cada célula: observado/previsto, observado/não previsto, não observado/previsto, não observado/não previsto. Vale lembrar que, caso não seja um estudo de retroanálise onde é observada uma mancha real, a mancha observada pode ser relacionada a uma mancha obtida no cenário base pré estabelecido.

**Tabela 3.7** – Conjuntos de possibilidades de combinações para o esquema de classificação binária

	Presente na observação	Ausente na observação
Presente no modelo	A	B
Ausente no modelo	C	D

O efeito da utilização de diferentes indicadores de ajustes foi investigado em diferentes estudos (HUNTER, 2005; PAPPENBERGER et al., 2007; MASON et al., 2009); STEPHENS et al., 2012, 2014). Na Tabela 3.4, adaptada de Stephens et al. (2014), são apresentadas algumas medidas binárias de desempenho para estudos de inundação. A tabela foi compilada a partir dos estudos de Hunter (2005) e Schumann et al. (2009).

O indicador  $F^{<2>}$  tem sido utilizado em vários estudos de inundação (HORRITT & BATES, 2001; ARONICA et al., 2002; PAPPENBERGER et al., 2007; TAYEFI et al., 2007; COOK & MERWADE, 2009). Aronica et al. (2002) e Hunter (2005) recomendam a utilização desse indicador para calibração de modelos determinísticos e para realização de análise de incertezas. Segundo os autores, o indicador  $F^{<2>}$  é relativamente não enviesado e discrimina equitativamente as regiões sub e superestimadas. Aronica et al. (2002) observam que o índice  $F^{<2>}$  tende a favorecer a previsão subestimada da inundação, e que esse comportamento deve ser evitado em análises de riscos, nas quais, de maneira conservadora, uma previsão superestimada deve ser favorecida.

É importante ressaltar que o procedimento de calibração a partir do indicador  $F$  parte da premissa de que a delimitação da extensão da inundação observada a partir de imagem de satélite é correta, o que dificilmente é o caso (HORRITT, 2006). A análise da incerteza na delimitação da inundação observada e aspectos negativos da utilização de  $F$  são discutidos em Stephens et al. (2012). Os autores concluem que um alto índice de desempenho  $F$  não necessariamente está relacionado a uma boa calibração do modelo hidráulico e recomendam fortemente que a calibração seja realizada utilizando os níveis de água observados e previstos ao longo da inundação e não somente a extensão da enchente.

**Tabela 3.8** – Indicadores de desempenho binários para utilização em estudos de inundação

Nome	Equação <sup>2</sup>	Intervalo	Comentário
Viés	$\frac{A + B}{A + C}$	(0,∞) - igual a 1 para uma previsão correta	Balanco entre sub e superestimativa da inundação
PC ou F<1>	$\frac{A + D}{A + B + C + D}$	(0,1)	Muito influenciada pelo tamanho da categoria mais comum e pelo tamanho da área de estudo. Não recomendado para estudos de inundação uma vez que é fortemente dependente do tamanho da área não inundada presente no domínio.
Medidas de Acerto (H)	$\frac{A}{A + C}$	(0,1)	Percentual da cheia observada corretamente previsto. Apresenta como ponto negativo o fato de sempre aumentar com o aumento da inundação prevista pelo modelo; portanto, pode ser manipulado pelo incremento de células inundadas.
Alarme falso (F)	$\frac{B}{B + D}$	(0,1)	Percentual das áreas secas que foram incorretamente previstas. Pode ser utilizado em conjunto com o indicador Medidas de Acerto para minimizar viés.
Índice de sucesso crítico (CSI) ou F<2>	$\frac{A}{A + B + C}$	(0,1)	Ajuste do F<1> para reduzir a influência do tamanho da área não inundada no domínio.
F<3>	$\frac{A - C}{A + B + C}$	(-1,1)	Desenvolvido para penalizar a subestimativa da cheia.
F<4>	$\frac{A - B}{A + B + C}$	(-1,1)	Desenvolvido para penalizar a superestimativa da cheia.

<sup>2</sup>Ver Tabela 3.6. Fonte: Rocha, 2015

### 3.7 Incertezas associadas aos modelos hidráulicos

Diversos trabalhos vêm sendo realizados no sentido de avaliar as incertezas associadas à modelagem de cheias (ARONICA et al., 1998; 2002; HALL et al., 2005; PAPPENBERGER et al., 2005; ROMANOWICZ & BEVEN, 2003). Incertezas em mapeamento de inundações geralmente são realizadas a partir das incertezas associadas ao hidrograma afluente, à elevação da linha de água e à acurácia das técnicas utilizadas para mapeamento da área inundada (MERWADE et al., 2008).

Muitas pesquisas são realizadas com a aplicação do método GLUE (BEVEN & BINLEY, 1992). Nesse método atribui-se um peso para cada parâmetro de simulação de acordo com a

previsão de quanto o parâmetro pode influenciar nos resultados levando-se em consideração os dados de calibração observados (extensão da inundação, elevação do nível de água, curvas chave). Em seguida, a partir do método Monte Carlo, aplicado para os modelos hidráulicos determinísticos, é realizada uma soma ponderada dos resultados de cada simulação e, então, são determinadas as incertezas associadas a cada parâmetro (HORRIT et al., 2006).

### **3.8 Critério de parada da modelagem hidráulica**

De acordo com o manual do empreendedor ANA (2015), diversos textos normativos definem de forma clara e explícita qual o critério de fixação da fronteira de jusante (ponto final da modelagem hidráulica da onda de inundação), por exemplo, a legislação finlandesa especifica que o cálculo da onda de inundação se deve processar até 50 km a jusante da barragem; por outro lado, a legislação de alguns estados canadenses postula que as populações que se encontram a mais de três horas da zona atingida pela onda de inundação não devem ser consideradas em risco, pelo que o cálculo da onda de inundação não deve cobrir uma seção atingida pela cheia para lá desse intervalo de tempo.

GRAHAM (1998) sugere que é muito importante que os estudos do cálculo da onda de inundação incidam nos primeiros 30 km a jusante da barragem em causa. Com efeito, este autor mostra que a vulnerabilidade das pessoas em risco diminui muito a partir desta distância, nomeadamente pelas seguintes razões: primeiro, porque as áreas mais a jusante recebem mais e melhores alertas de emergência do que as a montante; segundo, porque a energia da onda de inundação, tal como a velocidade de propagação da respectiva frente, se tornam menores. Na verdade, a informação de rupturas históricas de barragens confirma estes fatos, indicando que uma grande percentagem das vítimas mortais ocorre nos primeiros 25 km, sendo que esta distância é ainda menor para as pequenas barragens. A experiência norte-americana (com base num registo de 23 rupturas de barragens que ocorreram no período de 1960 a 1997 e ocasionaram vítimas mortais) corrobora igualmente estes fatos ao assinalar que cerca de 50% ocorreram a menos de 4,8 km da seção da barragem acidentada e 99% nos primeiros 24 km a jusante da mesma, num universo total de 318 vítimas mortais. Para barragens com até 50 Mm<sup>3</sup> ANA (2015) recomenda que a extensão da modelagem seja de no máximo 25 km. Este valor é apenas uma referência, devendo, na realidade, esta extensão ser estabelecida pela seção onde as alturas de água atinjam a ordem de grandeza das correspondentes à cheia de projeto do vertedouro.

A agência federal de gerenciamento de emergências norte americana elaborou um documento em 2013 definindo diretrizes para mapeamento de inundações devido a rupturas de barragens (FEMA,2013). Neste documento é interessante que o critério para definição do ponto final da modelagem hidráulica da onda de inundação é abordado de maneira diferente entre um cenário de ruptura em dia seco e no cenário de ruptura de dia chuvoso.

De acordo com FEMA (2013), para cenários de dia seco, o critério de parada deve se estender até o ponto onde a inundação não represente danos a propriedades e risco de vida.

Ainda segundo FEMA (2013), a extensão a jusante do estudo deve ser estabelecida utilizando os seguintes critérios:

- Não há estruturas habitáveis na zona de inundação, e não há previsão de desenvolvimento na planície de inundação;
- A inundação é amortecida por um grande reservatório a jusante;
- Fluxo contido dentro da calha principal do rio;
- Confluência com um rio de grande área de drenagem em comparação com a área de drenagem da barragem em estudo;
- Confluência com baía ou mar.

Recomenda-se que seja estabelecido uma margem externa (*buffer*) em relação à mancha de inundação prevista como área potencialmente inundada na hipótese de ruptura devido às incertezas inerentes a modelagem da onda de ruptura.

Para verificação se o trecho modelado foi suficiente para atenuar a onda proveniente de uma ruptura hipotética de barragens, normalmente adota-se como referência a vazão associada a um período de retorno de 2 anos correspondente a área de drenagem da região final da modelagem. A escolha desse período de retorno está relacionada com o conceito de vazão de débito de margens plenas, que corresponde àquela que preenche a calha menor do rio em certa medida sem extravasar para planície de inundação (WOLMAN & LEOPOLD, 1957).

No caso em que o limite da extensão de estudo é estabelecido exclusivamente com base na presença de estruturas habitáveis dentro ou fora da zona de inundação e não da capacidade do canal, é preciso ter cuidado para garantir que o limite de parada da inundação estende-se longe

o suficiente a jusante. A preocupação é que as estruturas habitáveis localizados imediatamente a jusante da barragem estão localizados fora da zona de inundação e o limite de estudo é encerrado embora existam estruturas habitáveis mais a jusante da zona de inundação.

Para estudos de rupturas hipotéticas considerando cenário de dia chuvoso, FEMA (2013) recomenda que seja adotado o critério de parada baseado na região onde haveria uma convergência da mancha de inundação devido ao evento chuvoso com e sem a ruptura da barragem. Esta região limite se baseia no local onde a diferença vertical de elevação fica abaixo de uma tolerância. Esta tolerância não pode ser um valor muito baixo a ponto de tornar os estudos de rupturas de barragens impeditivos financeiramente. Recomenda-se que a tolerância seja igual a 0,6 m (2 pés). De acordo com a definição da Homeland Security (2011), uma área segura é qualquer local onde o incremento máximo da profundidade seja inferior a 0,6 metros (2 pés). O DNRC (2010) indica que quando o incremento de profundidade da água fica próximo a 0,6 metros, mesmo que com velocidades baixas ou até nulas, deve-se considerar que a população está sendo colocada em uma situação de perigo. Ou seja, valores inferiores a 0,6 m não estariam sujeitas a risco de vidas.

Um limite inferior de 1 pé (0,3 m) deve ser considerado como tolerância para áreas urbanas ou áreas onde o sistema de alerta não é confiável ou não existe ou o tempo de chegada da onda de ruptura da barragem até áreas povoadas não permite tempo para a população em risco ser advertida e evacuar (FEMA , 2013).

Ainda segundo FEMA (2013) podem ser utilizados também como critério de parada métodos alternativos como tempo de viagem da onda; convergência da mancha de inundação para uma mancha relacionada a um determinado período de retorno (100 anos por exemplo); área de drenagem muito grande; 1 pé de diferença da inundação proveniente da CMP ou cheia decamilenar.

Observa-se que nos critérios hidrológicos e hidráulicos é necessário realizar uma primeira modelagem a fim de comparar as vazões e profundidades obtidas e assim decidir se deverá ou não prolongar o trecho modelado. Em cada caso há uma especificidade e a generalização além de ser dificultada, talvez não seja a melhor forma de abordar este tema, ficando a cargo de interpretação do engenheiro que realiza a modelagem de propagação da inundação.



Todavia, vale lembrar que o mapa de inundação não contém a representação de eventual pluma de turbidez/contaminação ao longo dos corpos hídricos considerados, inclusive, em extensão superior ao simulado para a representação das manchas de inundação.

## 4 BARRAGEM DA PAMPULHA

### 4.1 Contexto histórico da Barragem da Pampulha

Em 1936, no mandato do então prefeito de Belo Horizonte Octacílio Negrão de Lima (1935-38), foram iniciadas as obras de represamento do Ribeirão Pampulha que deu origem ao nome da barragem, localizada na zona norte do município de Belo Horizonte – MG (Figura 4.1).



**Figura 4.1** – Localização município de Belo Horizonte

Fonte: Adaptado de Google e WIKIPEDIA

O engenheiro Henrique de Novais foi o responsável pelo projeto e a construtora Ajax Rabello, pelas obras. A finalidade da barragem foi promover um reservatório para abastecimento de água no município. Buscava-se, ainda, a contenção de cheias para viabilizar a operação e a ampliação do campo de aviação (atual Aeroporto da Pampulha), instalado em 1933, ao lado da barragem. Não se limitando a tais funções, a obra foi planejada como ponto de partida da urbanização do local, já vislumbrada com as características que se realizariam.

O prefeito Juscelino Kubitschek (1940-45) ampliou e concluiu a obra em 1943, acentuando-lhe seu caráter de turismo e lazer. Para implementar suas ideias, JK contou com a atuação do arquiteto Oscar Niemeyer. Para integrar a arquitetura com as artes plásticas, Niemeyer convidou

artistas como Cândido Portinari, Alfredo Ceschiatti, Augusto Zamoyski e José Alves Pedrosa, além do paisagista Roberto Burle Marx. As obras de construção do conjunto ficaram a cargo do engenheiro Ajax Rabello, que, em 1940, estabeleceu com a Prefeitura um contrato para a realização desse empreendimento, além de outros empreiteiros, como Francisco Dobscha, Benito Muradas, Geraldo de Oliveira e Vitor Gonçalves de Souza (PBH, 2005). A construção do conjunto arquitetônico e paisagístico formado pela Igreja, Cassino, Iate e Casa do Baile foi iniciada em 1942, sendo inaugurado em maio de 1943, mesmo sem estar totalmente concluído.

O evento de inauguração contou com a presença de autoridades políticas, dentre as quais o presidente Getúlio Vargas. O conjunto tornou-se desde então marco da arquitetura moderna brasileira, ganhando projeção internacional. A paisagem que surgia da represa da Pampulha oferecia, então, o cenário propício para o protagonismo da nova arte brasileira e para a produção de um novo espaço urbano de Belo Horizonte. A Figura 4.2 apresenta no lado esquerdo a lagoa da Pampulha em 1955 quando a região ainda estava começando a se desenvolver e na direita uma fotografia aérea de 2009.



**Figura 4.2** – Lagoa da Pampulha em 1955 e 2009

Fonte: [www.idasbrasil.com](http://www.idasbrasil.com) e Luiz G. S. ([www.googlemaps.com](http://www.googlemaps.com))

Construída com maciço de terra, teve sua primeira etapa inaugurada em 1938 com crista na elevação 797,60 m e soleira do extravasor tipo tulipa na elevação 796,10 m. A cota de fundo da barragem onde era o leito natural do Ribeirão Pampulha estava e ainda permanece na elevação 785,00 m na face de jusante, portanto a barragem tinha altura máxima de 12,60 m.

Em 1943 foi concluída a segunda etapa de construção da barragem, onde foi realizado o alteamento da crista em 6,50 m de altura, passando para a elevação 802,60 m e a soleira do extravasor tulipa passou a ser na elevação 800,00 m. Com isso a barragem ficou com 17,60 m

de altura e volume de 18 Mm<sup>3</sup> até a soleira do extravasor (VARGAS *et al.* 1955). No dia 20 de abril de 1954 a barragem rompeu e entre os anos de 1954 a 1958 a barragem foi reconstruída com a crista alteada para a elevação 805,00 m, alcançando 20,00 m de altura. A soleira da tulipa foi alteada para a elevação 801,50 m. Em 2002 foi construído um novo vertedor tipo *side channel* (canal lateral) também na ombreira esquerda, próximo ao extravasor tulipa que foi desativado por um tempo devido a problemas operacionais (SOUZA *et al.*, 2014b). O vertedor *side channel* tinha soleira em um trecho pequeno na elevação 801,30 m e na maior parte 801,50 m. Em 2005 foram realizadas novas obras no sistema extravasor para melhorar a segurança frente às cheias como o estrangulamento da seção interna da tulipa para evitar o funcionamento da galeria de fundo como conduto forçado e o rebaixamento de 50 cm da soleira vertente do *side channel* para a elevação 801,00 m, assim como mudanças da forma dos pilares que eram retangulares e passaram a ter forma elíptica e a soleira vertente que era retangular passou a ter no paramento de montante a forma circular com raio de 30 cm e paramento de jusante com inclinação de 45°.

O conjunto arquitetônico da Pampulha foi elevado à condição de patrimônio cultural, artístico, paisagístico e urbanístico, recebendo tombamento, estadual em 1984, federal em 1994 e municipal em 2003. Além disso, a Igreja São Francisco de Assis recebeu tombamento federal em 1947, sendo reconhecida como patrimônio nacional pelo então Serviço do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (SPHAN). Recentemente, em julho de 2016, o conjunto arquitetônico da Pampulha foi elevado à condição de patrimônio cultural da humanidade pela Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura (UNESCO). O Conjunto é composto por quatro edifícios, pelo espelho d'água do lago urbano artificial e pela orla trabalhada com paisagismo. O lago e a orla funcionam como elementos articuladores dos edifícios e reforça as relações que eles estabelecem entre si. Os edifícios da Pampulha abrigam a Igreja de São Francisco de Assis, o Cassino (atual Museu da Pampulha), a Casa do Baile (atual Centro de Referência em Urbanismo, Arquitetura e Design de Belo Horizonte) e o Iate Clube (UNESCO, 2016).

O título é concedido pela Unesco a monumentos, edifícios, trechos urbanos e ambientes naturais de importância paisagística que tenham valor histórico, estético, arqueológico, científico, etnológico ou antropológico. O objetivo não é apenas catalogar esses bens culturais, mas ajudar na sua identificação, proteção e preservação. Nesse sentido, o reconhecimento da Unesco surge



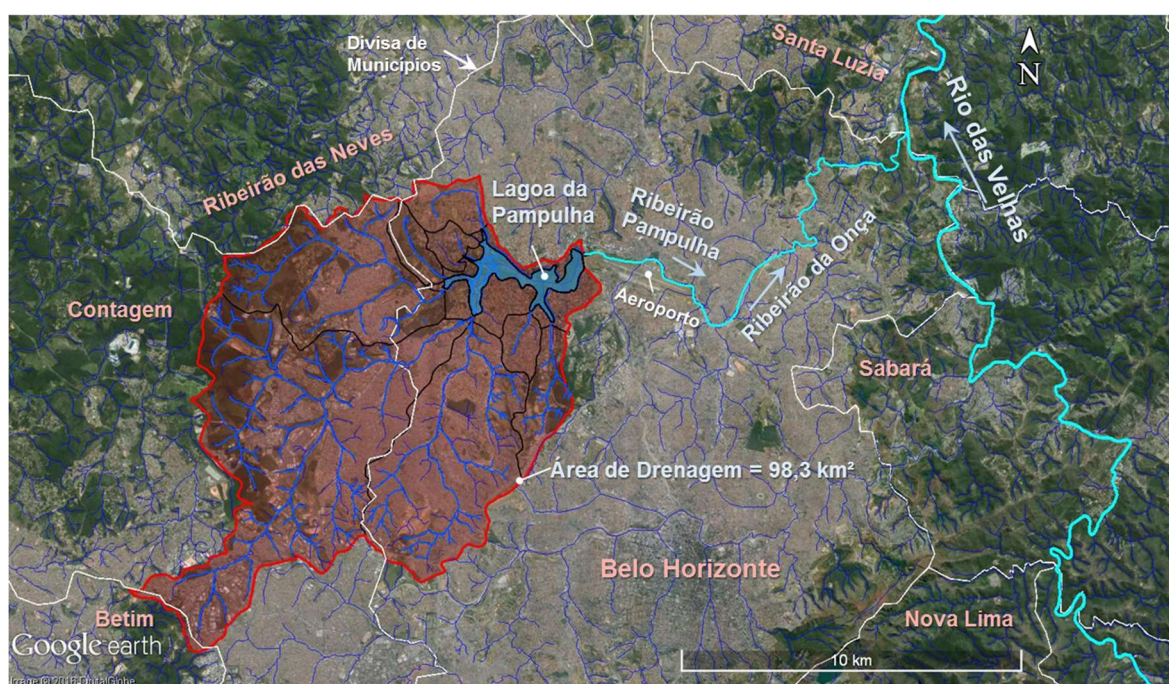
como esperança de que sejam tomadas medidas de recuperação definitiva da bacia que dá nome à lagoa.

## 4.2 Caracterização da barragem

A Barragem da Pampulha localiza-se no ribeirão Pampulha, que é afluente do Ribeirão da Onça e por sua vez, deságua no rio das Velhas pela margem esquerda. O rio das Velhas (bacia estadual) pertence à bacia do rio São Francisco (bacia federal).

O reservatório da barragem assim como o maciço e o sistema extravasor estão todos contidos no município de Belo Horizonte (MG), cujas coordenadas geográficas do eixo da barragem são: Latitude 19°50'44.69"S e Longitude 43°58'1.43"O. A área de drenagem do reservatório da Barragem da Pampulha abrange os municípios de Belo Horizonte (45%) e Contagem (55%).

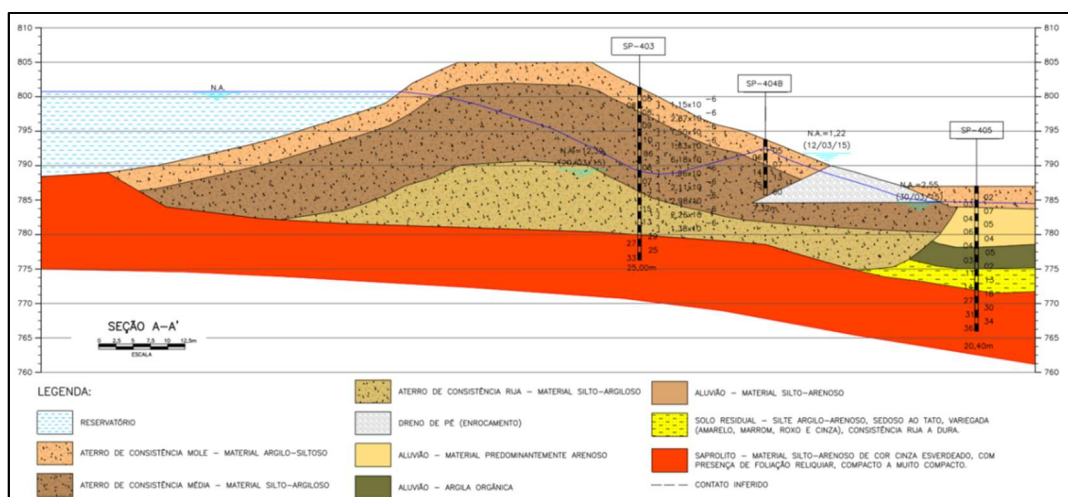
A Figura 4.3 apresenta a localização da Barragem da Pampulha com a rede hidrográfica e área de drenagem.



**Figura 4.3** – Localização da Barragem da Pampulha e rede hidrográfica

Atualmente a barragem possui a função de contenção de sedimentos, paisagística (turismo e lazer) e amortecimento de cheias no ribeirão Pampulha viabilizando o aeroporto da Pampulha.

De acordo com o relatório de investigações geológico-geotécnicas elaborado pela Dinésio Franco Engenharia/Geotecnia em maio de 2015 (relatório fornecido pela SUDECAP), as sondagens confirmaram de maneira geral a reinterpretação das seções geológicas geotécnicas, indicando que o aterro tem uma camada inicial de até 3 metros de consistência mole, passando para camadas de consistência média e nas porções inferiores, aterro de consistência rija. Provavelmente devido às diferentes fases de execução com energias de compactação diferenciadas. A investigação da fundação indicou um espesso horizonte de solos argilosos, arenosos e siltosos, interpretado como aluvião. Há presença de matéria orgânica nas argilas, que tem consistência muito mole. A leitura do nível d'água nos instrumentos encontrados durante a campanha de investigação indicou um funcionamento adequado da drenagem interna, embora não se tenha a precisa indicação de sua localização. Entretanto, persiste ainda a dúvida sobre o sistema de drenagem interno implantado na barragem. A Figura 4.4 apresenta uma das seções elaboradas pela Dinésio Franco Engenharia/Geotecnia.



**Figura 4.4** – Seção Geológico-geotécnica da Barragem da Pampulha.

Fonte: Dinésio Franco Engenharia/Geotecnia, maio de 2015. Fornecido pela SUDECAP.

A altura máxima da barragem é de 20,0 m, com crista na El. 805,00 m, 20,0 m de largura e 450,00 m de comprimento. O reservatório apresentava em 1958 um volume de aproximadamente 18 Mm<sup>3</sup> (PBH/2013, VARGAS *et al.*,1955) até a El. 800,00 (soleira do extravasor tulipa na época) e atualmente (2016) apresenta um volume de água de aproximadamente 8 Mm<sup>3</sup> até a El. 800,00 m, ou seja, o reservatório teve seu volume reduzido em 10 Mm<sup>3</sup> do volume útil que foi ocupado por sedimentos que assorearam ao longo dos anos. Com isso, o volume total do reservatório é igual a 20 Mm<sup>3</sup> até a soleira do extravasor *side channel* (El. 801,00 m), e igual a 30 Mm<sup>3</sup> até a crista (El. 805,00 m).

O sistema extravasor atual (2016) é composto por extravasor linear (principal) tipo *side channel* com soleira vertente na elevação 801,00 m posicionado na ombreira esquerda da barragem e extravasor tulipa (auxiliar) com soleira vertente na elevação 801,50 m posicionado próximo ao maciço e a ombreira esquerda da barragem. O extravasor linear se conecta a galeria de seção retangular em concreto armado sob o maciço com dimensão de 6,60 m de base por 7,50 m de altura que se estreita para uma seção de 5,50 m de base por 7,50 m de altura e deságua em uma bacia de dissipação no ribeirão Pampulha. O extravasor tulipa está ligado a uma galeria de seção ferradura de concreto com altura e largura de 3,00 m, sob o maciço e que, atua também como descarregador de fundo para eventuais manutenções. O controle da descarga de fundo é efetuado por uma comporta plana com 1,40m x 1,40m localizado no fundo da torre da tulipa.

O talude de montante apresenta inclinação variável: 1,0V:3,0 H da base na El. 786,00 m até a El. 799,00 m, posteriormente assume a inclinação de 1,0V:1,7 H até o coroamento; já o talude de jusante apresenta inclinação de 1,0V:2,0H e é protegido superficialmente com grama. A Tabela 4.1 apresenta um resumo das principais características dessas estruturas.

**Tabela 4.1** – Tabela resumo com as principais características da Barragem da Pampulha

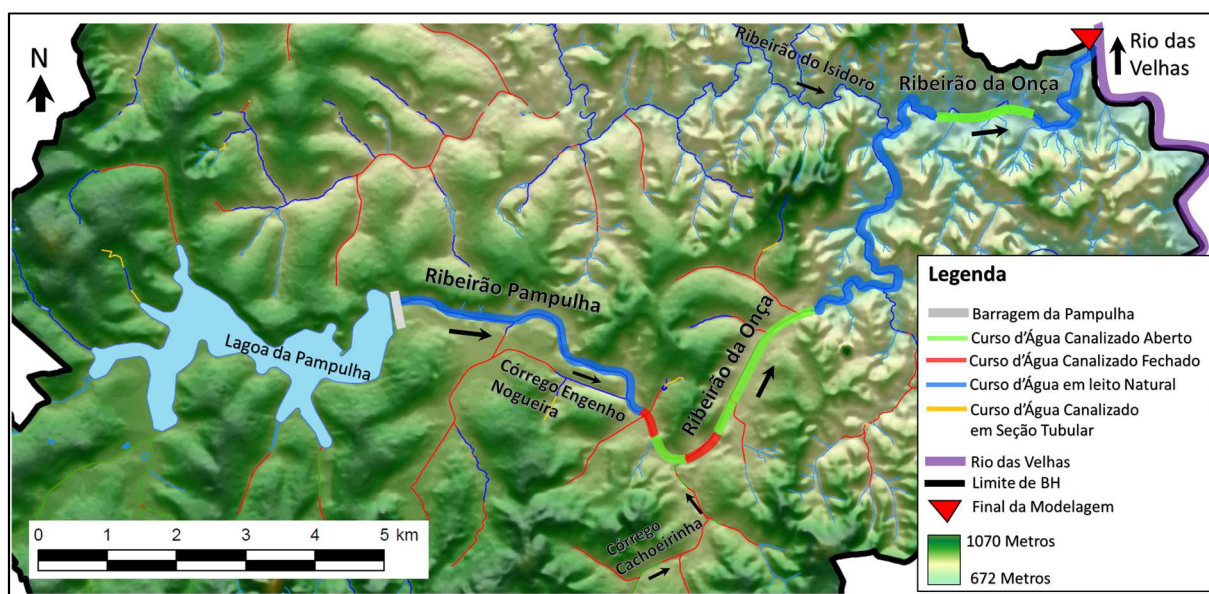
<b>Barragem da Pampulha</b>	
Coordenadas geográficas (eixo)	Latitude 19°50'44.69"S e Longitude 43°58'1.43"O
Finalidade	Amortecimento de cheias / Paisagística
Ano construção / inauguração	1936 / 1938
Contribuição superficial total	98,3 km <sup>2</sup>
El. crista do maciço	El. 805,00 m
El. NA Máximo Normal	El. 801,00 m
Altura total	20,0 m
Comprimento da crista	450 m
Volume total do reservatório (até a crista)	30.084.312 m <sup>3</sup> (El. 805,00 m)
Volume útil até a soleira	10.009.628 m <sup>3</sup> (El. 801,00 m)
Volume de sedimentos assoreado	10.000.000* m <sup>3</sup>
Volume para amortecimento de cheias	10.074.684 m <sup>3</sup> (entre El. 801,00 m e 805,00 m)
Maciço	Aterro compactado
Extravasor de emergência	<i>Side Channel</i> com largura de 32,00 m (El. 801,00 m)
Extravasor auxiliar	Tulipa com diâmetro de 12,54 m (El. 801,50 m)

\*O volume de sedimentos foi estimado em aproximadamente 10 Mm<sup>3</sup> tendo em vista que a barragem tinha 18 Mm<sup>3</sup> até a El. 800,00 m em 1942 e atualmente (2014) apresenta 8 Mm<sup>3</sup> até a mesma elevação de acordo com o levantamento topobatimétrico realizado pela Consominas Engenharia (2014).



### 4.3 Descrição da área modelada a jusante

A área a jusante da Barragem da Pampulha, delimitada para este estudo, é composta quase em sua totalidade por área urbana altamente adensada de Belo Horizonte, passando pelas regionais Pampulha, Norte e Nordeste, não ultrapassando os limites municipais. O trecho segue o curso do Ribeirão Pampulha, até a confluência deste com o Ribeirão da Onça, que por sua vez segue até o Rio das Velhas, totalizando, aproximadamente, 16,75 km. Destes, 12,31 km são em canal aberto no leito natural do respectivo curso d'água, 3,41 km são em canalização artificial aberta e 1,03 km são em canal fechado, sob vias. As cotas aproximadas de início e fim são, respectivamente, 780,00 m e 675,00 m, podendo-se inferir uma declividade média de 0,6% (105,00 m de desnível em 16,75 km). A Figura 4.5 mostra a caracterização da hidrografia e o relevo da área a jusante da Barragem da Pampulha. Nesta figura verifica-se que há trechos em leito natural, canalizados abertos e canalizados fechados no ribeirão Pampulha. Já o ribeirão da Onça apresenta trechos em leito natural e canalizado aberto.



**Figura 4.5** – Cursos d'água e relevo que compõe a área a jusante da Barragem da Pampulha  
Fonte: Adaptado de mapa disponibilizado pela PBH

Para facilitar o estudo, o percurso total da área a jusante da Barragem da Pampulha até a confluência com o rio das Velhas foi dividido em 4 trechos. A Figura 4.6, mostra estes trechos sobrepostos a imagem de satélite da área a jusante da Barragem com detalhe para as principais vias que passam próximo ou cortam o ribeirão Pampulha e ribeirão da Onça.



**Figura 4.6** – Subdivisão em trechos da área a jusante da Barragem da Pampulha e principais vias de acesso.

Fonte: Imagem do Google Earth.

O Trecho 1, com 4 km, corresponde ao curso do Ribeirão Pampulha, iniciando-se no maciço da Barragem até a Avenida Cristiano Machado, sendo marcado pela presença da Avenida Dom Pedro I, que passa pela crista e pelo pé da barragem, do Aeroporto Carlos Drummond de Andrade (Aeroporto da Pampulha), instalado em uma área aproximada de 2 km<sup>2</sup>, em sua margem direita. Ainda nesta margem, após os limites do aeroporto, a área compreende bairros como São Luiz, Jaraguá, Liberdade e Dona Clara, com predominância de casas e pequenos prédios de até três andares de padrão construtivo normal a alto, e dois eixos comerciais nas avenidas Antônio Carlos e Professor Magalhães Penido. Na margem esquerda, situam-se bairros como Jardim Atlântico, com atividades relacionadas ao aeroporto e intenso comércio, São Tomaz e São Bernardo, com predomínio de casas de padrão normal, e Vila Aeroporto, com casas aglomeradas, de padrão popular. Neste trecho o curso d'água é atravessado por três pontes rodoviárias, sendo uma de grande fluxo (Av. Pedro I), uma passarela de pedestres e por uma adutora que cruza o curso d'água três vezes. A Figura 4.7 apresenta o trecho 1 com destaque para os bairros das redondezas e as principais estruturas localizadas próximas ao curso d'água.





**Figura 4.7** – Trecho 1 da área a jusante da Barragem da Pampulha

Fonte: Imagem do Google Earth

O Trecho 2, subsequente, com 1,6 km, inicia-se na confluência do Ribeirão Pampulha com o Córrego Engenho Nogueira e recebe adiante a contribuição do Córrego Cachoeirinha, dando início ao Ribeirão da Onça. Compreende basicamente a porção em canal fechado, com algumas aberturas, passando sob a Avenida Cristiano Machado e, em seguida, sob o complexo viário onde cruza com a Rodovia Fernão Dias (anel rodoviário), onde inicia-se a Avenida Risoleta Neves, em meio à qual, o curso d'água ressurge como um canal artificial aberto. Este trecho é marcado por grande atividade comercial, muitos galpões e depósitos, algumas indústrias, grandes estruturas como shoppings e hotéis, e infraestruturas como viadutos, passarelas,



estações de metrô e terminal intermodal (São Gabriel). Os bairros adjacentes a estes corredores viários como Minaslândia, Suzana, Primeiro de Maio e São Paulo, mesclam variados padrões construtivos, desde aglomerados populares até casas de alto padrão, passando por alguns condomínios verticalizados, mas em geral predominando-se as casas. As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam o trecho 2 com destaque para os bairros das redondezas, as principais vias, estação de metrô e trechos em canais abertos e fechados.



**Figura 4.8** – Trecho 2 da área a jusante da Barragem da Pampulha

Fonte: Imagem do Google Earth





**Figura 4.9** – Detalhes do Trecho 2 da área a jusante da Barragem da Pampulha  
 Fonte: Imagem do Google Earth

O Trecho 3 compreende a porção em canalização aberta do Ribeirão da Onça, em que este margeia a Avenida Risoleta Neves (MG-020), com aproximadamente 2 km. Deste ponto em diante, a presença de edifícios passa a ser mais escassa, com exceção de um grande conjunto residencial localizado no bairro Guarani e outro no bairro São Gabriel. Nos demais, como Providência e Aarão Reis, predominam as casas, em geral em padrão normal, e alguns aglomerados. A Figura 4.10 apresenta o trecho 3 com destaque para os bairros das redondezas e as principais estruturas localizadas próximas ao curso d'água.





**Figura 4.10** – Trecho 3 da área a jusante da Barragem da Pampulha

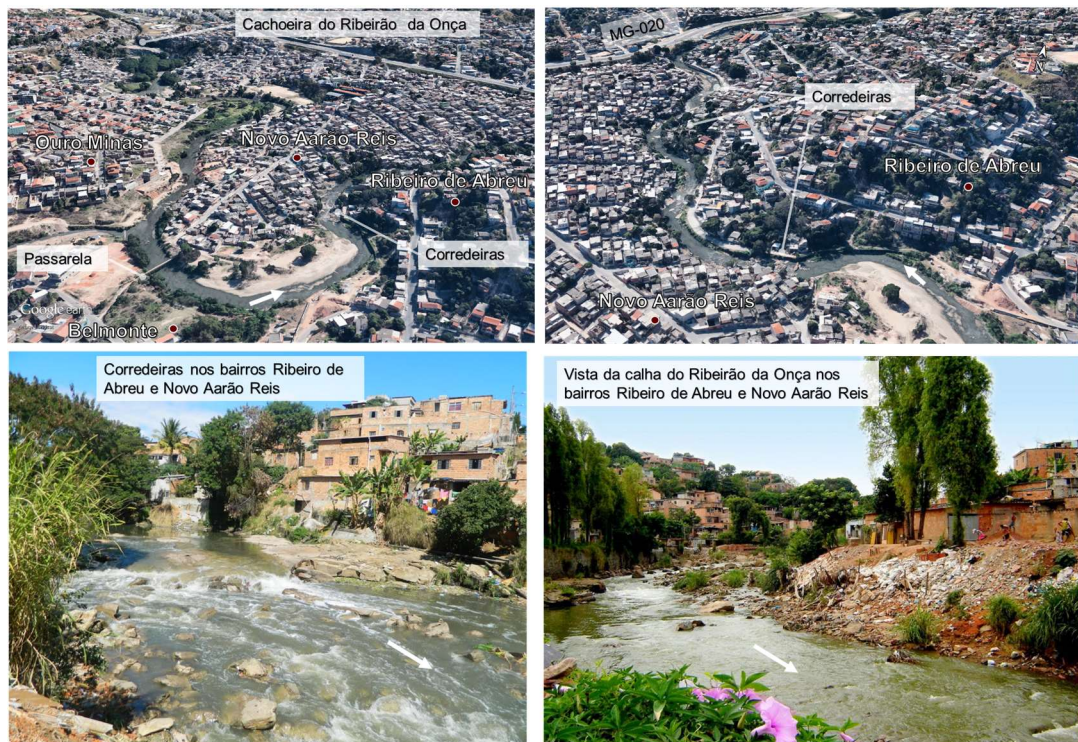
Fonte: Imagem do Google Earth

O Trecho 4, com aproximadamente 9 km, corresponde à porção do Ribeirão da Onça que corre em seu leito natural bastante sinuoso, marcando a transição entre a área urbana e o encontro com o Rio das Velhas, já em terreno pouco antropizado. Logo ao final da canalização artificial, tem-se um trecho encachoeirado conhecido como cachoeira do Ribeirão da Onça, ou apenas cachoeira do Onça, com altas declividades, margeado pelos bairros Novo Aarão Reis e Vila Ouro Minas, com construções de padrão popular muito próximas ao curso d'água. Esta proximidade, que não respeita o afastamento recomendado para a planície de inundação, repete-se por toda a área urbanizada, passando por bairros como Belmonte, Ribeiro de Abreu, Novo Tupi e Granja Werneck. O padrão construtivo nestes fica entre baixo e popular, e começam a aparecer algumas ruas sem pavimentação. Após o bairro Ribeiro de Abreu, as construções se distanciam das margens e o curso d'água é retificado por 600 m para receber os efluentes da ETE Onça. Após este lançamento, o curso volta a seguir em seu leito natural por mais 2,5 km, agora margeado por área vegetada, com presença escassa de edificações em loteamentos não pavimentados, até desaguar no Rio das Velhas, próximo à divisa municipal de Belo Horizonte com Santa Luzia, onde se encerra a modelagem hidráulica da onda de inundação. As Figuras 4.11 a 4.13 apresentam o trecho 4 com destaque para os bairros das redondezas, trechos encachoeirados, corredeiras e as principais estruturas localizadas próximas ao curso d'água.





**Figura 4.11** – Trecho 4 da área a jusante da Barragem da Pampulha – parte 1  
 Fonte: Imagem e fotografia do Google Earth



**Figura 4.12** – Trecho 4 da área a jusante da Barragem da Pampulha – parte 2  
 Fonte: Imagem e fotografia do Google Earth





**Figura 4.13** – Trecho 4 da área a jusante da Barragem da Pampulha – parte 3  
 Fonte: Imagem e fotografia do Google Earth

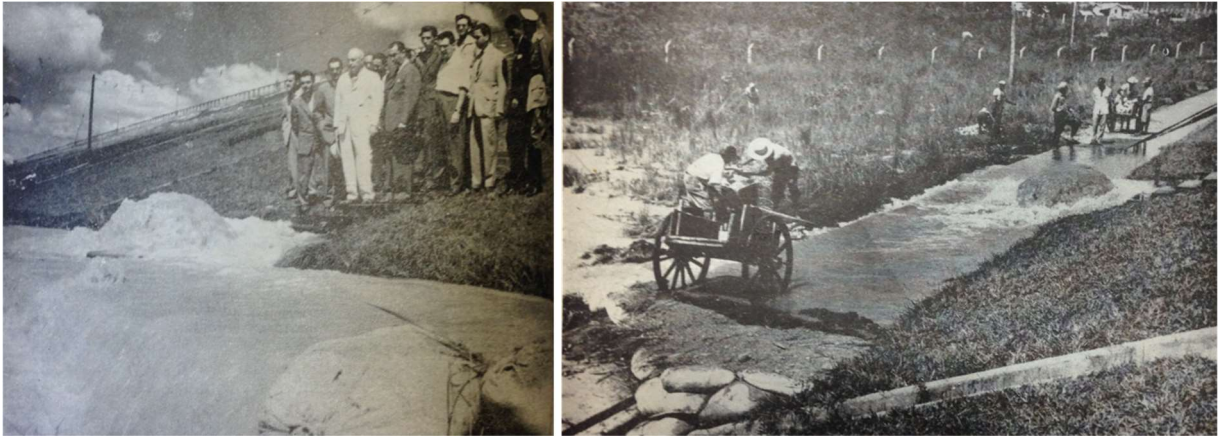




**Figura 4.14** – Trecho 4 da área a jusante da Barragem da Pampulha – parte 4  
 Fonte: Imagem e fotografia do Google Earth

#### **4.4 Acidente com a barragem em 1954**

De acordo com o que está exposto no histórico do acidente elaborado pela comissão especial que apurou as causas do rompimento da Barragem da Lagoa da Pampulha (VARGAS *et al.*, 1955). “ No dia 16 de abril de 1954 começou a ser visível, às 8 horas da manhã, um jorro d’água localizado à jusante da barragem, junto ao muro do pé. A água jorrava com muita força como se viesse de um tubo, o qual estivesse trabalhando sob pressão. O jato estava localizado junto à boca de lobo existente no cimentado que recobria o muro de pé do talude de jusante conforme mostram as fotografias da Figura 4.15. Dias antes o córrego tinha aumentado de volume, conforme observado pelas autoridades da Aeronáutica sediadas no Aeroporto da Pampulha.



**Figura 4.15** – Jato d’água observado a jusante da barragem no dia 16 de abril de 1954.  
Fonte: Vargas *et al.* (1955)

Conforme se pode ver pela fotografia aérea publicada no jornal “O Diário de Belo Horizonte”, do dia 18 de abril, a emergência d’água localizava-se entre as letras I e Z da palavra Horizonte, escrita com plantas no jardim do talude de jusante da barragem. A emergência crescia de momento para momento. Entretanto, por duas vezes a vazão diminuiu sensivelmente para depois tornar a aumentar. Na tarde do dia 17, o furo de onde emergia água apresentava um diâmetro de quase 2 metros.

Iniciaram-se, então, as providências para esvaziamento da barragem e localização da fenda à montante. No dia 17 foi localizada um fenda na placa de concreto armado que revestia o talude de montante, a 6,5 m abaixo da crista da barragem e no ponto onde posteriormente, rompeu-se a placa de concreto para deixar passar a água do reservatório. Teria 0,6 m de largura por 2,5 m de comprimento. Tentou-se vedar essa fenda por meio de chapa de aço, colchões e sacos de areia, sem sucesso. A cortina de concreto se rompeu, devido, segundo Vargas *et al.* (1955), a recalques das fundações da barragem.

Foi aberto um sangradouro de emergência na ombreira direita da barragem para escoar a água. A comporta do fundo da torre do vertedouro não funcionou; abriram-se, então, a dinamite, duas aberturas na torre. Foi também baixada a linha de tomada d’água do sangradouro. Conseguiu-se com essas medidas esvaziar cerca de 30% do reservatório e a água baixou até cerca de 1 m acima da fenda. De acordo com o engenheiro construtor da Barragem Ajax Rabelo a barragem apresentava um volume de 18 milhões de m<sup>3</sup>, portanto conseguiu-se esvaziar cerca de 5,4 milhões de m<sup>3</sup>.



No entanto, essas medidas emergenciais não foram suficientes e estabeleceu-se, então, um fluxo intenso de água entre o reservatório e o maciço por meio da fenda. O fluxo de saída, visível numa boca de lobo do sistema de drenagem, conforme reportagens da época, aumentou progressivamente durante 5 dias (16 a 20 de abril), carreando cada vez mais material, até que se formou um túnel ao longo do maciço. Tratava-se de um processo de erosão interna denominado “*piping*”.

No dia 20 de abril de 1954 esse túnel alcançou dimensões inusitadas, às 11:30 horas houve subsidência da parte central da barragem, quebra da placa de concreto e formação de um canal em forma de S ligando o ponto onde havia a ruptura da placa com o ponto onde se notava a emergência d’água.

As águas correram pelo vale com vazão aproximada de 500 m<sup>3</sup>/s e provocando inundação que atingiu desde a pista do aeroporto até áreas mais distantes, como os bairros Aarão Reis, Capitão Eduardo e Matadouro (atual bairro São Paulo), com reflexos no ribeirão do Onça e no rio das Velhas, perda de plantações, animais e grande parte da cidade de Belo Horizonte ficou sem abastecimento de água, (VIANNA, 1997; VARGAS *et al.*, 1955). O volume propagado para jusante devido à ruptura foi de aproximadamente 12,6 milhões de m<sup>3</sup>. Na ocasião, houve apenas danos materiais. Nos dias de hoje, as consequências seriam certamente mais catastróficas.

De acordo com entrevista do jornal Estado de Minas, o aposentado José Waldivino de Lima, de 70 anos, residente no Bairro Suzana, sentiu na pele e no coração o horror de uma calamidade, ao se lembrar do “estouro” da represa da Pampulha em 20 de abril de 1954. “Foi um sufoco. Desceu aquela água toda e havia um funcionário, o inspetor Pimentel, avisando, num jipe, pelas ruas, que todas as pessoas deveriam sair de suas casas e procurar um lugar seguro”. “Era uma comunidade de, no máximo, 20 a 30 moradores, nada mais”, afirma o aposentado, mais conhecido como Calu. “Felizmente, a água não chegou à nossa casa, pois seguimos a orientação do inspetor Pimentel e saímos logo”.

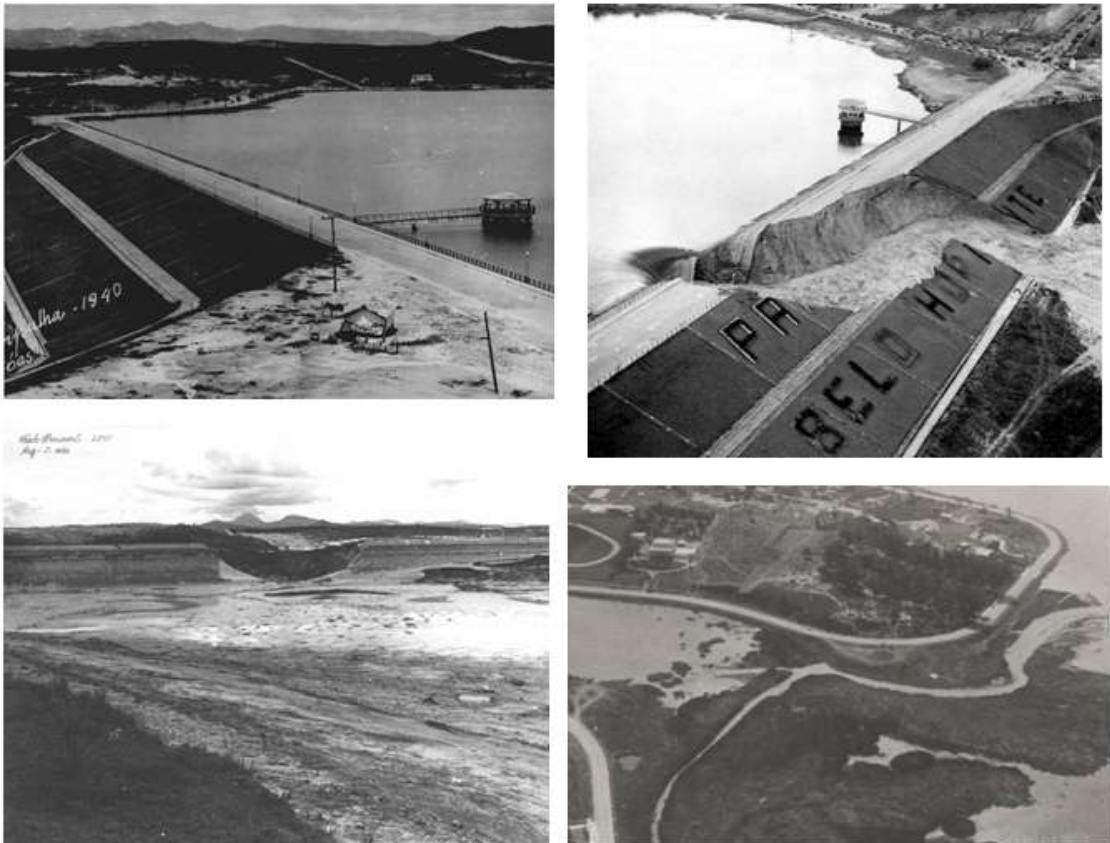
A Figura 4.16 apresenta fotografias publicadas no site do jornal Estado de Minas de pessoas saindo de suas casas (foto da esquerda) conforme orientação do inspetor Pimentel e do alagamento causado pela mancha de inundação em casas (foto do meio) e na cachoeira do Ribeirão da Onça (foto da direita).



**Figura 4.16** – Impactos da ruptura da Barragem da Pampulha em 1954.

Fonte: Jornal Estado de Minas

A **Figura 4.17** apresenta fotografias da Barragem da Pampulha antes, durante e logo após a ruptura de 1954.



**Figura 4.17** – Fotografias registradas antes, durante e logo após a ruptura da barragem

Fonte: [www.museuvirtualbrasil.com.br](http://www.museuvirtualbrasil.com.br)

Pela descrição da ruptura pode-se afirmar os seguintes fatos que virão esclarecer as causas do que aconteceu:

- 1) Antes do dia 16 de abril, havia alguma percolação d'água através da barragem, notada por várias pessoas, entre as quais pelo próprio construtor da barragem. Essas infiltrações não eram de tal natureza alarmante. No dia 16, porém, a infiltração era de tal natureza que alarmava, não só aos guardas da barragem e populares, como a todas as autoridades. Houve portanto, um aumento brusco da percolação através da barragem nessa data. Este aumento de percolação progredia rapidamente e em três dias provocou a ruptura da barragem. Medidas feitas pelo I.T.I. – Instituto Nacional de Tecnologia de Informação, dos solos carregados por esta água através da barragem, mostravam que eles aumentaram de 300 a quase 900 gr/m<sup>3</sup>, do dia 16 ao dia 19. Durante 13 anos as infiltrações eram pequenas ou médias; em três dias aumentaram até se tornarem desastrosas. Houve, portanto, num determinado momento, um fato que modificou completamente a marcha do fenômeno de percolação d'água através da barragem;
- 2) Cerca de 24 horas após a primeira notícia da surgência d'água verificou-se uma fenda na placa de concreto armado que revestia o talude de montante da barragem. A ruptura dessa placa deve ter provocado o aumento súbito da percolação d'água, e este, um solapamento da terra onde ela estava assentada, o qual aumentou consideravelmente a fenda; mas esse solapamento por sua vez não se produziria sem um fenômeno de erosão subterrânea;
- 3) De acordo com o testemunho das pessoas que a assistiam, a ruptura se deu por uma subsidência da parte central da barragem o que só poderia ocorrer se houvesse um oco ou túnel formado no interior da barragem. Por outro lado, por duas vezes se notou a diminuição de surgência d'água, e que faz lembrar colapsos das paredes, com obstrução do túnel ou tubo por onde percolava a água;
- 4) Desta forma fica claro que a ruptura se deu por formação de um tubo entre o conduto de descarga da drenagem interna e a fenda no concreto de revestimento de montante. Esse tubo foi-se alargando por efeito da erosão subterrânea e a prova de que existia erosão é que a água carregava terra, conforme as análises feitas pelo I.T.I. e acima mencionadas. A erosão progrediu até que pela sua excessiva largura o teto não pode mais suportar o próprio peso e houve a subsidência e com ela a ruptura da barragem.

Ficou estabelecido, portanto, que a ruptura da Barragem da Pampulha se deu por erosão subterrânea, do tipo “entubamento” (piping) através do corpo da barragem, e que esse entubamento agravou-se após a quebra da placa de concreto armado.

O que provocou o aparecimento de gradientes hidráulicos tão altos no corpo de montante da barragem, quando a placa perdeu sua estanqueidade, foi a posição inadequada dos drenos existentes (VARGAS *et al.* 1955).

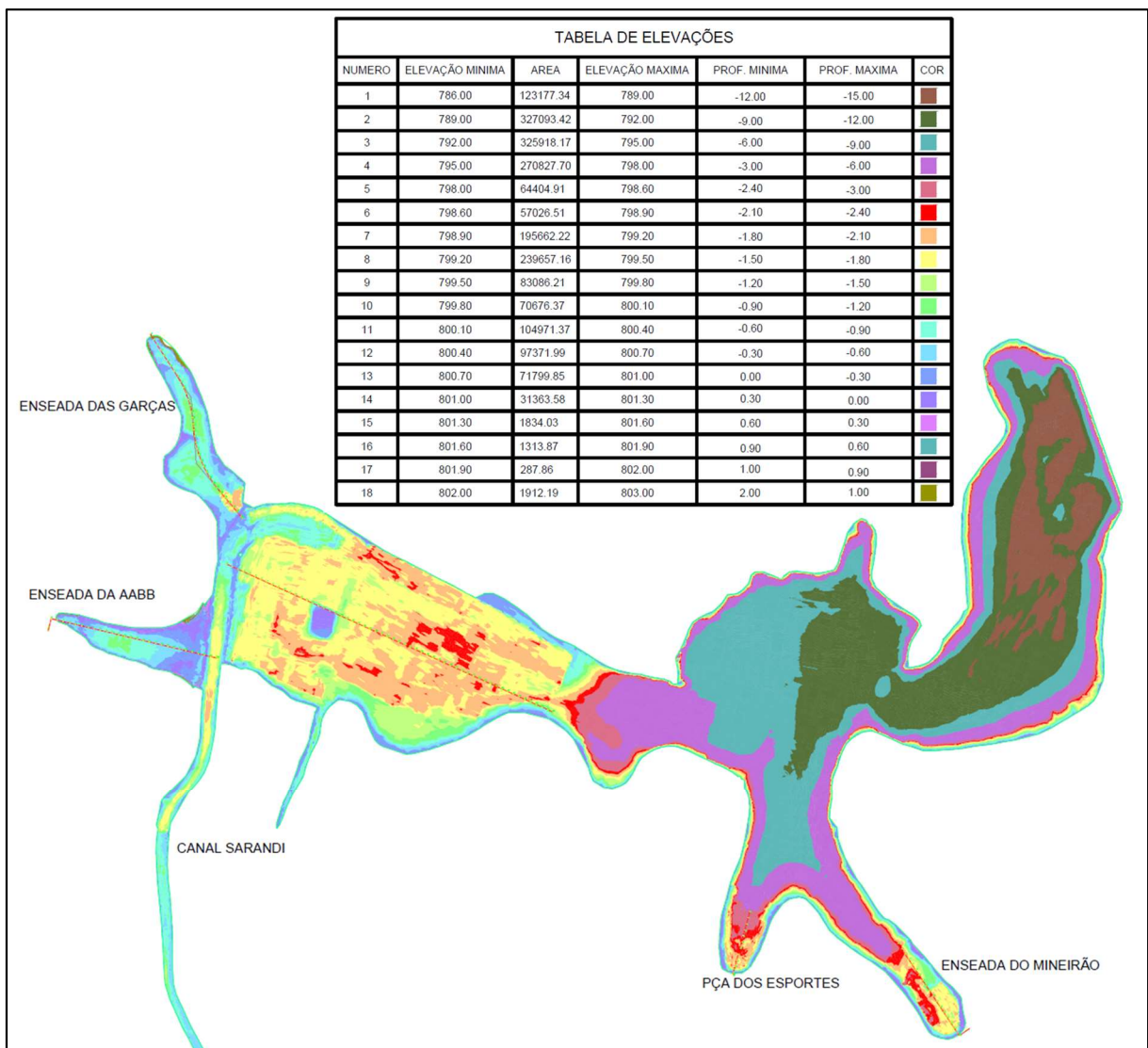
A reconstrução da barragem foi iniciada ainda em 1954, através de um convênio entre a Prefeitura de Belo Horizonte e o DNOS (Departamento Nacional de Obras de Saneamento), tendo como responsável pelo projeto o engenheiro Otto Pfafstetter, com isso a barragem foi reinaugurada em 1958, já na gestão do prefeito Celso Melo de Azevedo. A crista foi alteada para a elevação 805,00 m com soleira do extravasor tulipa na elevação 800,40 m, 0,40 m acima da elevação anterior e houve a construção de um novo sistema extravasor tipo *side channel* na ombreira esquerda da barragem. Posteriormente diversas modificações foram feitas no sistema extravasor, largura da crista da barragem e desassoreamentos no reservatório ao longo dos anos.

#### **4.5 Dados disponíveis para a realização do estudo**

Os dados da topografia da área da Barragem da Pampulha, inclusive da área de jusante até a confluência com o Rio das Velhas, foram disponibilizados pela PRODABEL. Já a batimetria do reservatório e os projetos do sistema extravasor foram disponibilizados pela SUDECAP (Superintendência de Desenvolvimento da Capital) ambas pertencentes à Prefeitura Municipal de Belo Horizonte.

##### **4.5.1 Topobatimetria do reservatório**

A carta batimétrica tem por objetivo revelar o relevo submerso do reservatório possibilitando a avaliação do volume de água abaixo da soleira do extravasor e construção da curva cota-volume. A Figura 4.18 apresenta a carta batimétrica do levantamento realizado pela Consominas Engenharia em Novembro de 2014 que foi utilizada neste estudo. As diferenças de cor representam as variações da profundidade ao longo do reservatório. Observa-se que a maior profundidade registrada neste levantamento foi igual a 15 m na região próxima à barragem e o volume de água no reservatório até a soleira do extravasor (El. 801,00 m) é igual a 10.009.628 m<sup>3</sup> obtido pelo método do tronco de pirâmide.



**Figura 4.18** – Carta batimétrica do reservatório da Barragem da Pampulha

Fonte: SUDECAP/ Consominas Engenharia (Novembro/2014)

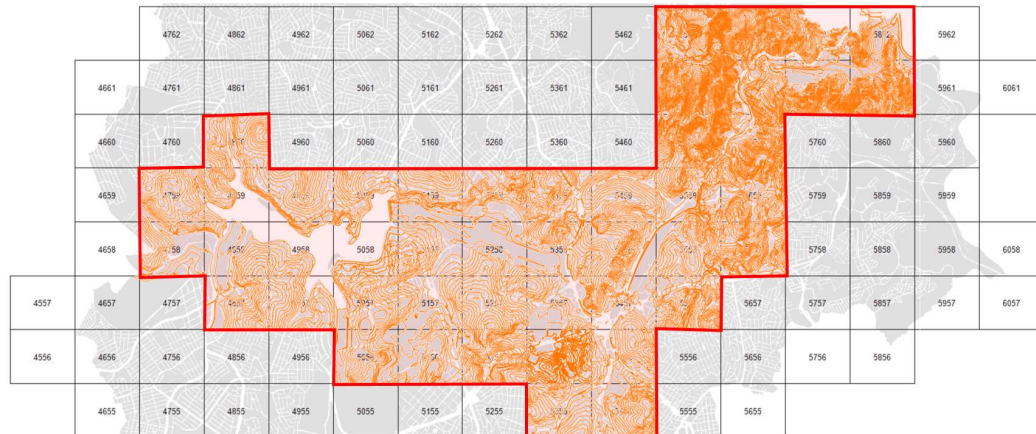
#### 4.5.2 Topografia da área de estudo

A topografia tem por objetivo gerar o modelo digital do terreno (MDT) para a modelagem da propagação hidráulica da onda de ruptura e construir a curva cota-volume do reservatório da barragem para modelagem hidrológica do trânsito de cheias.

Neste estudo foi utilizada a topografia do aerolevanteamento com perfilhamento a laser LiDAR da região metropolitana de Belo Horizonte realizado em 2008. Os arquivos disponibilizados pela PRODABEL estão no formato de pranchas do AutoCAD e apresentam curvas de nível de 1 em 1 m. Cada prancha apresenta enquadramento de 1.000 metros no sentido norte-sul por 1.200 metros no sentido leste-oeste e foi necessário unir 46 pranchas a fim de enquadrar toda a

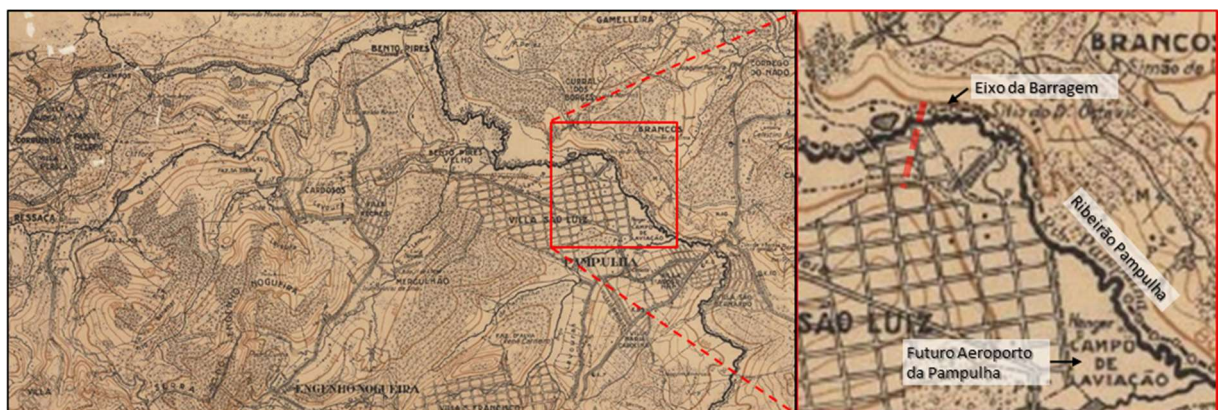


região de interesse deste estudo. A Figura 4.19 apresenta a região de enquadramento do levantamento topográfico da área de estudo com a topografia agregada.



**Figura 4.19** – Enquadramento do levantamento topográfico da área de estudo

Como a topografia de 2008 apresenta curvas de nível acima do espelho de água, como era de se esperar, pois a barragem teve suas obras iniciadas em 1936, foi necessário averiguar cartas topográficas anteriores a esta data, com o intuito de estimar o volume de sólidos presentes no reservatório. Verificou-se na Prodabel que haviam cartas topográficas de 1953 e de 1936. A Figura 4.20 apresenta a carta topográfica de Belo Horizonte com curvas de nível a cada 10 metros, datada de 1936, antes do início das obras da barragem, com detalhe de ampliação para o ribeirão Pampulha, a região do campo de aviação que posteriormente se tornou o aeroporto da Pampulha e para o local do eixo da Barragem.



**Figura 4.20** – Carta topográfica de 1936 de Belo Horizonte

Fonte: Prodabel

## 5 MATERIAIS E MÉTODOS

### 5.1 Introdução

Neste capítulo são descritos os materiais e métodos utilizados para reconstituição de informações básicas para retroanálise da brecha da ruptura ocorrida em 1954 e análise da ruptura hipotética da Barragem da Pampulha. Para que fosse possível realizar a retroanálise da mancha de inundação da ruptura ocorrida em 1954 seria necessário, pelo menos, estudos como: mapeamento de marcas de inundação observadas após a passagem da onda e levantamento topográfico de precisão do vale a jusante que cobrisse toda a área de interesse. Ainda assim, para que fosse possível realizar a retroanálise da ruptura com maior precisão dos resultados seria necessário conhecer os tempos de chegada e passagem da onda, tempo de formação da brecha e registros fotográficos e levantamentos da extensão da mancha de inundação na área a jusante da barragem.

Os principais dados utilizados na retroanálise da brecha foram obtidos dos estudos realizados pela comissão especial que apurou as causas do rompimento da Barragem da Lagoa da Pampulha (VARGAS *et al.*, 1955). Dentre as informações contidas neste estudo foi primordial o levantamento aerofotogramétrico da barragem o qual permitiu analisar a geometria final da brecha. Os dados do tempo de formação da brecha são imprecisos e não foi possível utilizá-lo para comparação.

Como não há uma mancha real observada para comparação com as manchas resultantes das modelagens hidráulicas, são previstos 2 cenários bases, considerados aqui como os cenários mais prováveis de ocorrer em um dia seco (sem chuva) e na hipótese de ocorrência de uma chuva de projeto (TR=10.000 anos).

Este capítulo está organizado de maneira a englobar as etapas típicas de um estudo de ruptura de barragens, quais sejam: i) síntese dos hidrogramas de ruptura; ii) propagação da onda de cheia pelo vale a jusante; e iii) geração de mapas de inundação.

Inicialmente, foi realizado o estudo hidrológico em que foram consolidados os dados como parâmetros físicos e hidrológicos da bacia de contribuição, estudo de chuvas, curva cota-volume e curva cota-descarga. O item 5.2 apresenta a metodologia adotada para a modelagem hidrológica.

Os resultados da modelagem hidrológica tem como principal objetivo inicial a definição das hipóteses de ruptura (item 5.6) e definição do material a ser propagado (5.4), fornecendo informações como NA máximo *maximorum*, duração crítica da chuva e volume propagado. Além disso, estes dados são utilizados no estudo da brecha de ruptura (item 5.3) e, após a definição das hipóteses de formação de brecha, são definidos os cenários de ruptura (item 5.6). Em seguida, os dados de tempo de formação e geometria da brecha são incorporados no modelo hidrológico e como resultado são obtidos os hidrogramas de ruptura (item 5.7).

Devido à importância das ferramentas e técnicas de geoprocessamento na modelagem hidráulica (TATE et al., 2002), optou-se por incluir um item específico (item 5.5) para abordar e comparar os modelos digitais de elevação MDE SRTM e MDT obtido por perfilamento a laser LiDAR.

Devido às incertezas inerentes aos estudos de ruptura de barragens, são descritos os métodos utilizados para realização de análises de sensibilidade no item 5.9.

Cabe observar que, apesar de ser um tema relevante em estudos de ruptura de barragens, o presente trabalho não abordará a elaboração de planos de ações emergenciais (PAE). No item 5.10 é abordado o tema das edificações e estruturas atingidas que auxiliam na elaboração do PAE.

Os resultados das simulações realizadas para os diferentes cenários das análises de sensibilidade foram avaliados principalmente por meio do cômputo do índice de desempenho  $F^{<2>}$ ,  $F^{<3>}$  e  $F^{<4>}$  apresentado na Tabela 3.7. Além da análise dos índices F, os resultados foram avaliados pelo exame da diferença entre a área inundada prevista e observada nos cenários base.

O processo de geração dos mapas de inundação consistiu, basicamente, na sobreposição do arquivo exportado em formato *shapefile* da mancha de inundação, resultantes da modelagem no HEC-RAS e FLO-2D, à imagem de satélite da região de interesse na ferramenta QGIS.

## **5.2 Modelagem hidrológica**

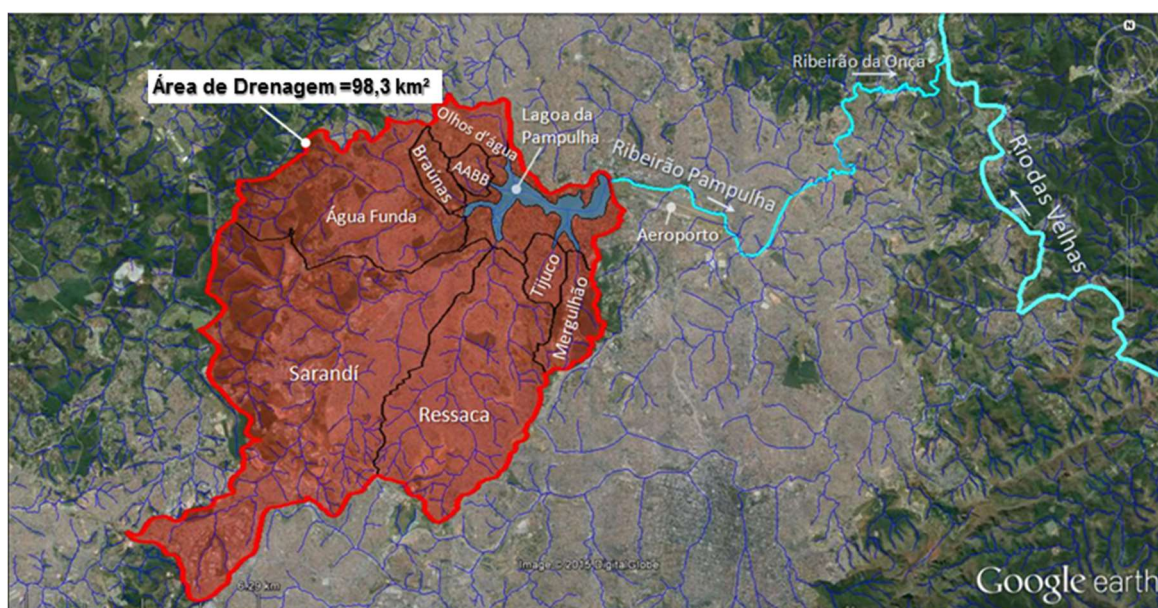
Para a realização das simulações hidrológicas do trânsito de cheias no reservatório da Barragem da Pampulha foi utilizado o modelo indireto (chuva-vazão) HEC-HMS 4.1, desenvolvido pelo corpo de engenheiros do exército dos Estados Unidos (*U. S. Army Corps of Engineers*) e amplamente utilizado nesse tipo de estudo.



Os métodos utilizados para transformação chuva-vazão foram aqueles amplamente empregados para cálculo de cheias de projetos e dimensionamento de vertedouros de barragens, quais sejam (PINHEIRO, 2011): i) construção do hietograma com distribuição temporal da altura de chuva definida pelo método de *Huff* (*Huff*, 1967) com a utilização do 2º quartil com 50% de probabilidade de excedência e intervalo de discretização igual a 1 minuto; ii) transformação da chuva total em efetiva pelo método da Curva Índice (CN) proposto pelo NRCS – *Natural Resources Conservation Service* (NRCS, 1997); e iii) transformação da chuva efetiva em escoamento superficial pelo método do hidrograma unitário sintético proposto pelo NRCS (NRCS, 1997).

### 5.2.1 Parâmetros físicos e hidrológicos da bacia de contribuição

Nessa etapa são compilados dados e resultados de estudos hidrológicos obtidos do trabalho realizado por EHR/UFMG (2005) onde foi abordado o estudo da bacia do Ribeirão Pampulha. A área de drenagem da Barragem da Pampulha é de 98,3 km<sup>2</sup>, sendo que aproximadamente 45% da área de drenagem está no município de Belo Horizonte e 55% no município de Contagem. Para fins de dimensionamento hidrológico, foi utilizado um modelo semi-distribuído onde a bacia foi subdividida em 9 bacias de drenagem (8 afluentes e 1 contribuição direta), compostas de 54 sub-bacias e incluindo as áreas de contribuição direta ao reservatório distribuídas lateralmente e a própria lagoa da Pampulha. A Figura 5.1 apresenta a área de drenagem da Barragem da Pampulha com destaque para as principais bacias e a área de jusante do Ribeirão Pampulha até a confluência com o Rio das Velhas.

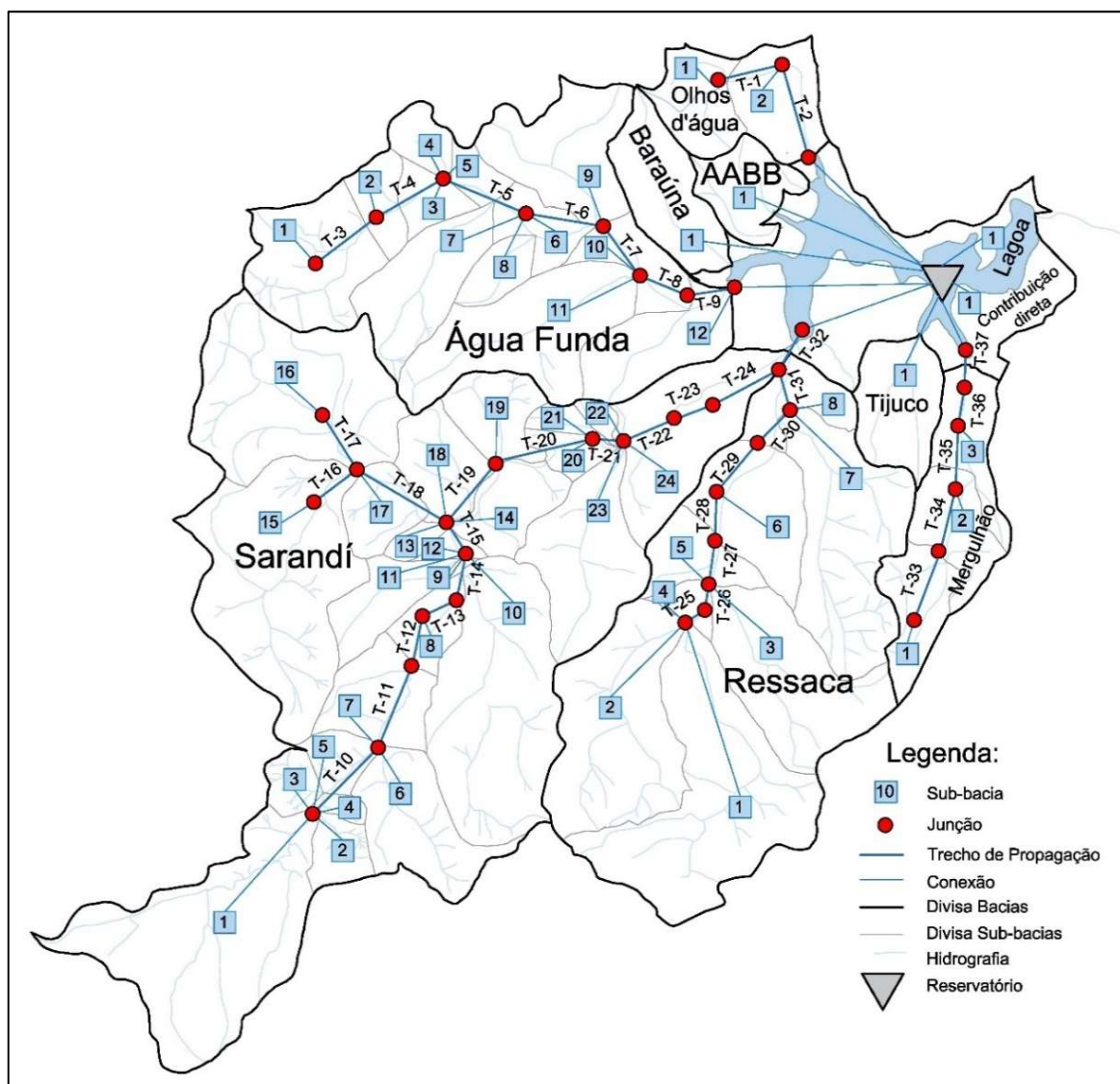


**Figura 5.1** – Arranjo das bacias tributárias do reservatório da Barragem da Pampulha

A caracterização funcional das bacias de drenagem e áreas de contribuição distribuída foram definidas a partir de informações constantes da legislação urbanística de Belo Horizonte (PBH, 1996), confrontadas com observações obtidas quando de visita de campo (EHR/UFMG, 2005). O ribeirão Pampulha, onde está construído o reservatório, possui oito tributários diretos, com destaque para os afluentes Ressaca, Sarandí e Água Funda, que, juntos, respondem por mais de 80% da área de contribuição da Lagoa da Pampulha.

As 8 bacias afluentes à lagoa da Pampulha por ordem decrescente de área são: Sarandí (41,26 km<sup>2</sup>), Ressaca (21,47 km<sup>2</sup>), Água Funda (16,47 km<sup>2</sup>), Mergulhão (3,36 km<sup>2</sup>), Olhos d'água (2,91 km<sup>2</sup>), Baraúna (1,90 km<sup>2</sup>), Tijuco (1,78 km<sup>2</sup>) e AABB (1,35 km<sup>2</sup>). As 5 maiores bacias foram subdivididas em sub-bacias da seguinte forma: Sarandí→24; Ressaca→8; Água Funda→12; Mergulhão→3; e Olhos d'água→2. Além disso há uma bacia onde é considerado a contribuição direta ao redor da lagoa com área de 5,03 km<sup>2</sup> e outra bacia que corresponde à própria lagoa da Pampulha, com área de espelho d'água igual a 2,73 km<sup>2</sup>. Todas estas áreas juntas resultam na área de drenagem total afluente à Barragem da Pampulha igual a 98,3 km<sup>2</sup>.

A Figura 5.2 apresenta o mapa topológico para modelagem hidrológica no HEC-HMS.



**Figura 5.2** – Mapa topológico para modelagem hidrológica no HEC-HMS

A Tabela 5.1 apresenta os parâmetros físicos e hidrológicos das sub-bacias de contribuição da Barragem da Pampulha utilizados na modelagem hidrológica deste trabalho. Ressalta-se que neste modelo também foi considerada a propagação da vazão nos canais de macro drenagem a montante do reservatório da Barragem da Pampulha utilizando a metodologia de *Muskingum-Cunge* presente no módulo de propagação do HEC-HMS 4.1. Com isso, considerou-se o amortecimento da vazão de pico efluente ao longo do percurso da água pelos canais de macro drenagem, e assim, buscou-se aproximar o modelo hidrológico o máximo possível com a realidade dentro dos limites metodológicos. Para tanto, foram incluídos dados levantados em campo de seções transversais de 37 trechos em canais com suas respectivas declividades longitudinais e coeficientes de rugosidade *Manning*. Os principais dados destes canais estão apresentados na Tabela 5.2 e as respectivas seções transversais são ilustradas na Figura 5.2.

**Tabela 5.1 – Parâmetros físicos e hidrológicos das sub-bacias da Barragem da Pampulha**

Bacia	Sub-bacias (Nome HEC-HMS)	Nº Mapa	AD (km²)	L (km)	Se (m/m)	CN	la (mm)	tc (min)	Lag (min)
Olhos d'água	Olhos D'Água 1	1	1,571	1,942	0,035	85	9	26	15,6
	Olhos D'Água 2	2	1,338	1,444	0,014	83	10,4	7,3	4,4
AABB	AABB	1	1,351	1,649	0,044	85	9,3	16,8	10,1
Baraúna	Baraúna	1	1,903	2,917	0,029	84	9,7	36,7	22
Água Funda	SB - Água Funda 1	1	2,498	2,068	0,04	86	8,3	24,2	14,5
	CL-AF1	2	0,695	0,667	0,063	84	9,7	8,5	5,1
	CL-AF2	3	0,697	0,724	0,054	85	9	9,7	5,8
	SB - Água Funda 4	4	0,53	1,104	0,072	86	8,3	11,8	7,1
	CL-AF3	5	0,382	0,476	0,074	86	8,3	6,2	3,7
	CL-AF4	6	0,794	0,351	0,114	87	7,6	4,2	2,5
	SB - Água Funda 2	7	2,072	3,045	0,02	87	7,6	42,7	25,6
	SB - Água Funda 7	8	0,973	1,549	0,043	86	8,3	18,8	11,3
	SB - Água Funda 3	9	2,351	2,635	0,022	89	6,3	36,8	22,1
	CL-AF5	10	0,861	0,396	0,091	87	7,6	4,8	2,9
	SB - Água Funda 5	11	2,825	3,793	0,019	88	6,9	51,2	30,7
SB - Água Funda 6	12	1,79	2,856	0,036	86	8,3	32	19,2	
Sarandí	SB-Bitácula	1	6,041	4,495	0,033	89	6,3	47,2	28,3
	SB-Sarandí8	2	0,154	0,573	0,079	86	8,3	7	4,2
	SB-Sarandí7	3	0,599	1,083	0,052	86	8,3	13,3	8
	SB-Sarandí2	4	0,559	0,965	0,044	90	5,6	13	7,8
	CL-1	5	0,657	0,658	0,135	86	8,3	6,2	3,7
	SB-Água Branca	6	2,489	2,488	0,032	88	6,9	30,2	18,1
	CL-2	7	1,467	0,859	0,095	76	16	8,8	5,3
	CL-3	8	0,895	0,692	0,058	85	9	9	5,4
	CL-4	9	0,044	0,687	0,064	77	15,2	8,7	5,2
	João Gomes	10	4,623	4,279	0,033	87	7,6	45,3	27,2
	SB-Sarandí3	11	1,355	2,32	0,031	87	7,6	29	17,4
	CL-5	12	0,188	0,479	0,063	87	7,6	6,5	3,9
	CL-6	13	0,226	0,58	0,052	89	6,3	8,2	4,9
	CL-8	14	1,076	0,854	0,049	86	8,3	11,3	6,8
	Tapera	15	5,753	1,735	0,051	87	7,6	19,2	11,5
	Cabral	16	4,926	1,277	0,056	87	7,6	14,7	8,8
	CL-7	17	1,121	1,049	0,035	90	5,6	15	9
	SB-Sarandí4	18	1,329	1,603	0,045	86	8,3	19	11,4
	SB-Sarandí5	19	1,036	1,489	0,024	86	8,3	23	13,8
	SB-Sarandí6	20	0,531	0,997	0,088	87	7,6	10,2	6,1
	CL-10	21	0,304	0,408	0,054	87	7,6	6,2	3,7
	SB-Sarandí9	22	0,2	0,511	0,086	87	7,6	6,2	3,7
	Luzia	23	2,687	2,946	0,029	89	6,3	35,8	21,5
	CL-9	24	2,998	0,819	0,076	85	9	9,2	5,5
Ressaca	Taiobas	1	5,52	4,862	0,039	82	11	65,2	39,1
	Coqueiros	2	4,31	3,809	0,051	83	10	55	33
	São José	3	3,04	3,094	0,041	83	10	49,1	29,5
	CL - 1	4	0,37	0,637	0,025	87	7	9,5	5,7
	CL - 2	5	1,66	0,514	0,014	81	12	9,7	5,8
	CL - 3	6	1,74	2,07	0,021	88	7	23,6	14,2
	Flor d'água	7	3,78	4,049	0,048	86	8	41,3	24,8
	CL - 4	8	1,05	1,009	0,011	81	12	14,6	8,8
Tijuco	Tijuco	1	1,775	1,426	0,032	85	9	10	6
Mergulhão	Mergulhão 1	1	1,12	1,011	0,107	77	15,2	12,7	7,6
	Mergulhão 2	2	1,316	1,12	0,008	71	20,7	6,2	3,7
	Mergulhão 3	3	0,928	1,342	0,006	76	16	8,2	4,9
ACD	Contribuição direta	1	5,03	-	-	85	9	5	3
Lagoa	Lagoa da Pampulha	1	2,73	-	-	99	0	5	3

**Tabela 5.2 – Parâmetros físicos dos trechos em canais no módulo de *Muskingum-Cunge***

Bacia	Trecho (Nome HEC-HMS)	Nº Trecho Mapa	L (m)	Se (m/m)	Coefficiente Manning “n”
Olhos d'Água	OA1 - OA2	T-1	436,5	0,0145	0,022
	OlhosD'ÁguaPampulha	T-2	1.424,0	0,0145	0,022
Água Funda	ÁguaF1	T-3	544,5	0,0090	0,025
	ÁguaF2	T-4	848,7	0,0090	0,025
	ÁguaF3	T-5	619,9	0,0090	0,025
	ÁguaF4	T-6	1.543	0,0040	0,025
	ÁguaF5	T-7	400,0	0,0040	0,018
	ÁguaF6	T-8	1.365,0	0,0040	0,025
	ÁguaF-Pampulha	T-9	725,0	0,0040	0,025
Sarandí	S	T-10	1.290,0	0,0116	0,020
	S0	T-11	810,0	0,1215	0,022
	S1	T-12	480,0	0,0068	0,022
	S2	T-13	880,0	0,0064	0,027
	S3	T-14	710,0	0,0057	0,027
	S4	T-15	713,5	0,0020	0,026
	Tapera 1	T-16	2.704,0	0,0052	0,025
	Cabral 1	T-17	1.898,0	0,0105	0,025
	Tapera-Sarandí	T-18	1.621,0	0,0110	0,025
	S4 i	T-19	713,5	0,0020	0,026
	S4 ii	T-20	713,5	0,0020	0,026
	S5	T-21	500,0	0,0032	0,025
	S6	T-22	499,5	0,0034	0,025
	S7	T-23	2.140,0	0,0024	0,025
Sarandí - Ressaca	T-24	30,0	0,0500	0,025	
Ressaca	Ressaca DE-1	T-25	179,0	0,0022	0,035
	Ressaca DE-2	T-26	266,0	0,0128	0,020
	Ressaca DLD - 1	T-27	107,0	0,0019	0,020
	Ressaca DLD - 2	T-28	465,0	0,0041	0,035
	Ressaca BDL - 1	T-29	1.153,0	0,0033	0,035
	Ressaca BDL - 2	T-30	863,0	0,0031	0,035
	Ressaca AB - 1	T-31	937,2	0,0034	0,020
Ressaca - Pampulha	T-32	161,2	0,0043	0,020	
Mergulhão	Merg.1	T-33	9,6	0,0104	0,022
	Merg. 2	T-34	351,9	0,0085	0,022
	Merg.3	T-35	285,5	0,0084	0,022
	Merg.4	T-36	619,6	0,0034	0,022
	Merg.5	T-37	75,0	0,0040	0,022

Nas Tabelas 5.1 e 5.2, tem-se que:

(*AD*) denota a área de contribuição das sub-bacias;

(*L*) denota o comprimento dos talwegues principais das sub-bacias;

(*Se*) denota a declividade média equivalente dos talwegues principais das sub-bacias;

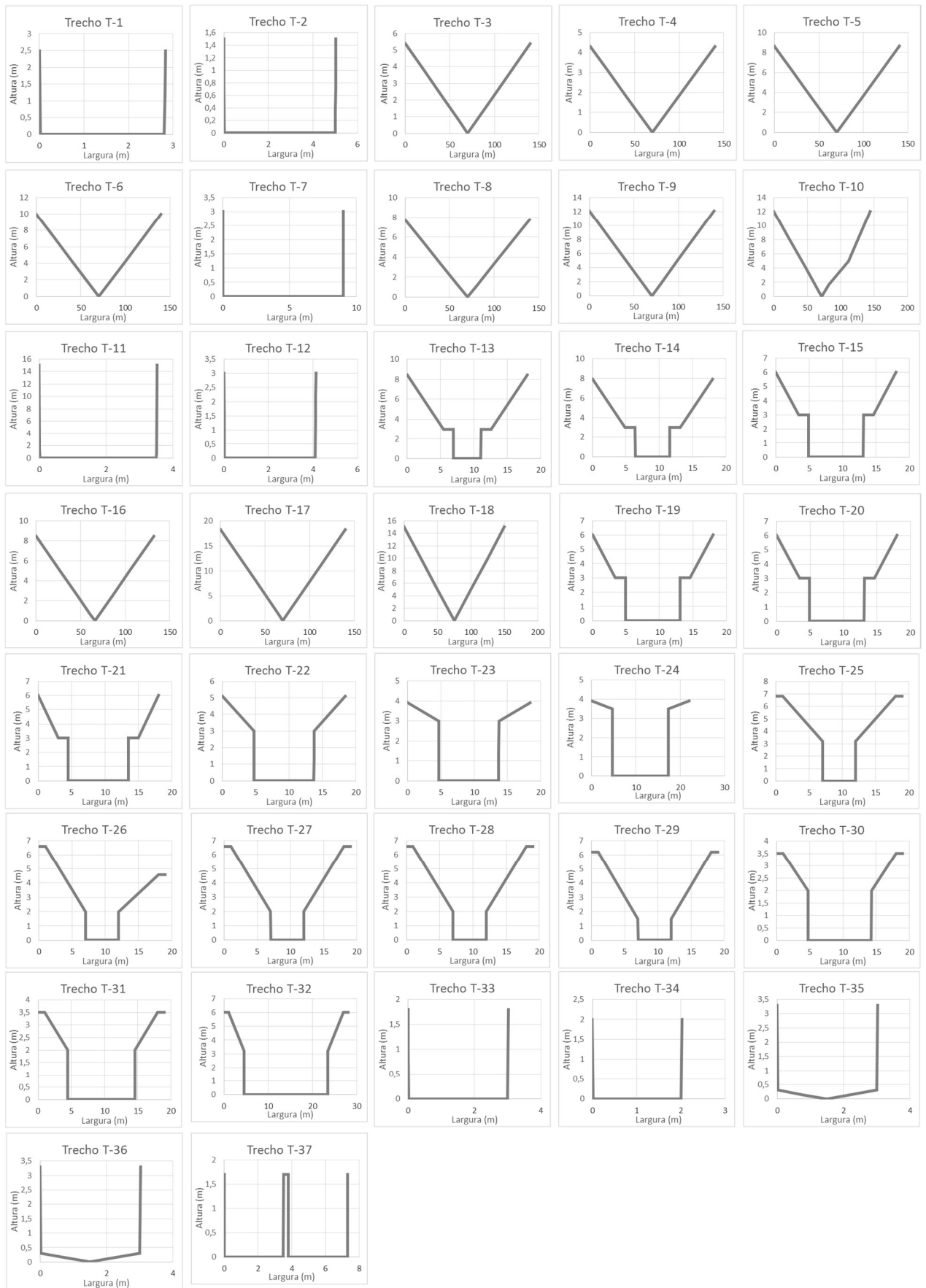
(*CN*) denota Número da Curva Índice, o qual depende do uso e ocupação do solo nos terrenos das bacias de contribuição e representa um parâmetro do método utilizado para a transformação dos hietogramas totais em efetivos;

(*Ia*) denota a abstração inicial ocorrida nos terrenos das bacias de contribuição. Foi definido como 20% de *S*, sendo *S* o potencial de saturação;

(*tc*) denota o tempo de concentração das sub-bacias;

(*lagtime*) também conhecido como tempo de retardo, ou intervalo de tempo existente do centro de massa do hietograma efetivo até a vazão de pico do hidrograma, que denota um parâmetro do método utilizado para a transformação chuva-vazão, equivalente a 3/5 do tempo de concentração;

(*n*) denota o coeficiente de rugosidade *Manning*.



**Figura 5.3** – Seções transversais dos trechos em canais no módulo de *Muskingum-Cunge*

### 5.2.2 Tempo de retorno da chuva de projeto

Como critério para avaliação do tempo de retorno da chuva de projeto a ser assumido para as análises hidrológicas foram observadas às classificações de barragens propostas pela Deliberação Normativa COPAM nº 124, de 9 de outubro de 2008 que complementa a Deliberação Normativa COPAM nº 87, de 17 de junho de 2005.

A classificação da barragem da Pampulha segundo os critérios COPAM nº 124 é apresentado na Tabela 5.3.

**Tabela 5.3** – Classificação de barragens quanto à altura do maciço, volume do reservatório, ocupação humana, interesse ambiental e instalações a jusante.

Altura do maciço - H [m]		
Pequena	$H < 15 \text{ m}$	V = 0
<b>Média</b>	<b><math>15 \text{ m} \leq H &lt; 30 \text{ m}</math></b>	<b>V = 1</b>
Alta	$H > 30 \text{ m}$	V = 2
Volume do reservatório - Vr [Mm <sup>3</sup> ]		
Pequeno	$V_r < 0,50$	V = 0
Médio	$0,5 < V_r \leq 5$	V = 1
<b>Grande</b>	<b><math>V_r &gt; 5</math></b>	<b>V = 2</b>
Ocupação humana à jusante da barragem		
	Inexistente	V = 0
	Eventual	V = 2
	Existente	V = 3
	<b>Grande</b>	<b>V = 4</b>
Interesse ambiental à jusante da barragem		
	Pouco significativo	V = 0
	Significativo	V = 1
	<b>Elevado</b>	<b>V = 3</b>
Instalações à jusante da barragem		
	Inexistente	V = 0
	Baixa concentração	V = 1
	<b>Alta concentração</b>	<b>V = 3</b>
	<b>Barragem classe III</b>	<b>Somatório = 13</b>

Fonte: Adaptado da Deliberação Normativa COPAM nº 124, de 9 de outubro de 2008

As barragens são classificadas em três categorias, conforme a seguir, considerando-se o somatório dos valores (V) dos parâmetros de classificação definidos no Artigo 2º da DN COPAM n.º 62/2002, com as alterações impostas no Artigo 2.º desta deliberação, de acordo com a classificação a seguir:



I. Baixo potencial de dano ambiental - Classe I: quando o somatório dos valores for menor ou igual a dois ( $V \leq 2$ );

II. Médio potencial de dano ambiental - Classe II: quando o somatório dos valores for maior que dois e for menor ou igual a cinco ( $2 < V \leq 5$ );

III. Alto potencial de dano ambiental - Classe III: quando o somatório dos valores for maior que cinco ( $V > 5$ ).

Para barragens classe III é recorrente o dimensionamento hidrológico do sistema extravasor considerando precipitação máxima provável (PMP) ou a adoção de uma chuva com TR de 10.000 anos, com borda livre remanescente de 1,0 m durante a passagem da cheia. Esse critério adotado para a cheia de projeto é fixado em função das dimensões da barragem e do nível de risco a jusante, em caso de acidente com ruptura do maciço, conforme critérios definidos pelo USBR (1977). No presente estudo não foi realizado o dimensionamento hidráulico do sistema extravasor e sim uma verificação do sistema extravasor frente à cheia decamilenar para definição das hipóteses de ruptura.

Existem outras metodologias para classificação das barragens quanto ao dano potencial associado. O Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) estabeleceu em 2012 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. De acordo com Souza *et al.* (2014a), a Barragem da Pampulha apresenta dano potencial associado (DPA) igual a 25 e se enquadra como alto segundo o critério de classificação do CNRH (2012).

Observa-se que em relação ao DPA, o fato de possuir pessoas residindo à jusante e entorno ao barramento, automaticamente atribui nota de no mínimo 20 pontos, com classificação no nível alto ( $DPA > 16$ ). Assim, as barragens de controle de cheias em área urbana, por terem Dano Potencial Associado alto, sempre demandarão elaboração de Plano de Segurança de Barragem, em versão mais completa, conforme artigos 5º e 6º da Resolução ANA 91/2012.



### 5.2.3 Estudo de chuvas

O estudo de chuvas tem como objetivo principal a definição de eventos sintéticos associados a diferentes níveis de risco, possibilitando a avaliação do comportamento hidrológico do sistema nestas condições. Além disto, foi avaliado um evento histórico de grande magnitude ocorrido em janeiro de 2003 com o objetivo principal de aferição do desempenho do modelo.

No que diz respeito à definição das chuvas sintéticas, foi utilizada a equação regionalizada proposta por Guimarães e Naghettini para a Região Metropolitana de Belo Horizonte - RMBH (1998):

$$i_{T,d,j} = 0,7654d^{-0,7059}P_{anual}^{0,5360}\mu_{T,t} \quad (5.2.1)$$

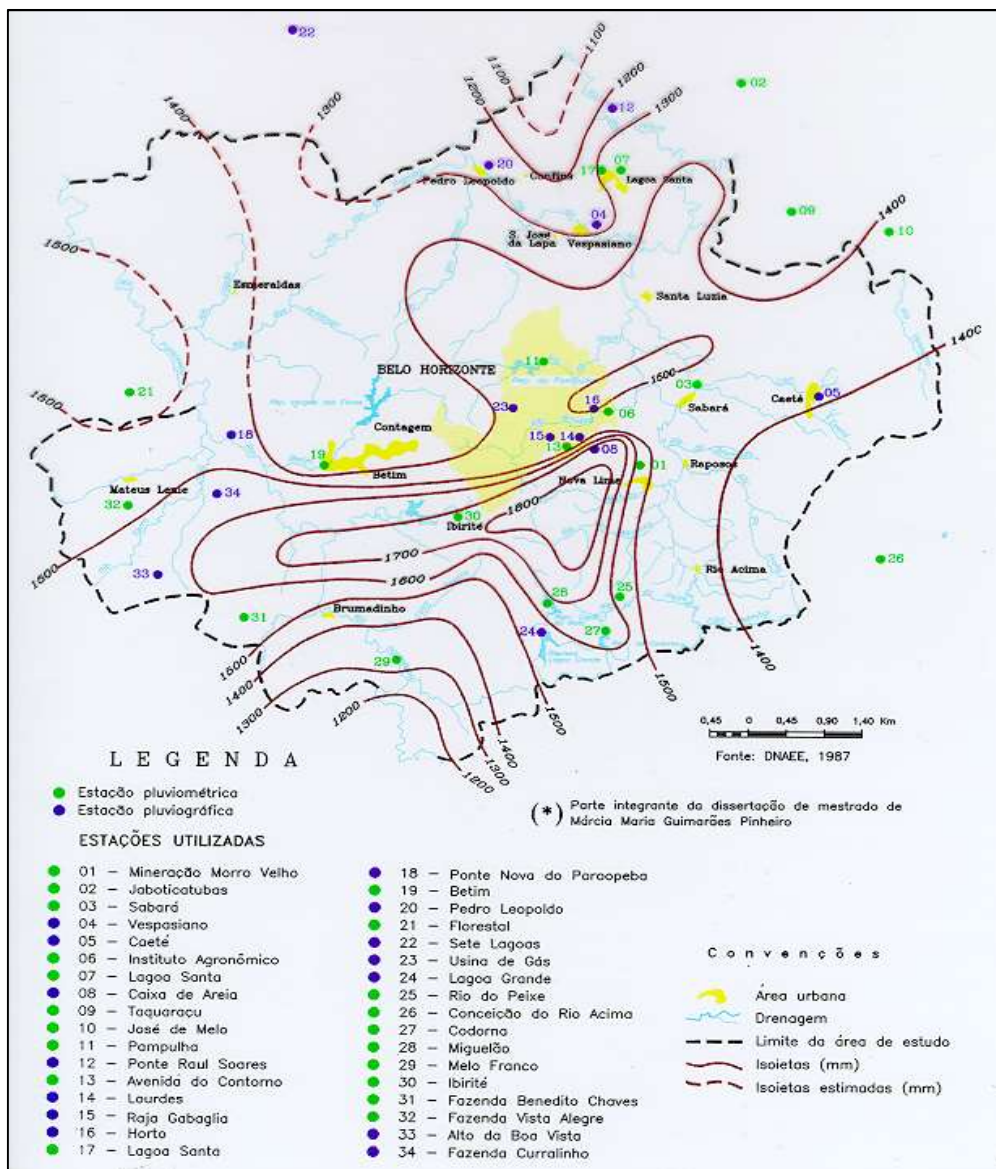
onde:

$i_{T,t,j}$  : intensidade de precipitação [mm/h] de duração  $d$  [h], para tempo de retorno  $T$ , na localidade  $j$ ;

$P_{anual}$  : precipitação anual [mm], na localidade  $j$ .

$\mu$  : quantis adimensionais de frequência, associados à  $d$  e  $T$ .

A equação de Intensidade-Duração-Frequência – IDF regionalizada para a RMBH foi baseada na análise de 168 anos de informações de 11 postos pluviográficos os quais podem ser identificados na **Figura 5.4** juntamente com as curvas de distribuição isoietal média anual sobre a região.



**Figura 5.4 – Isoietas de precipitações totais anuais médias**

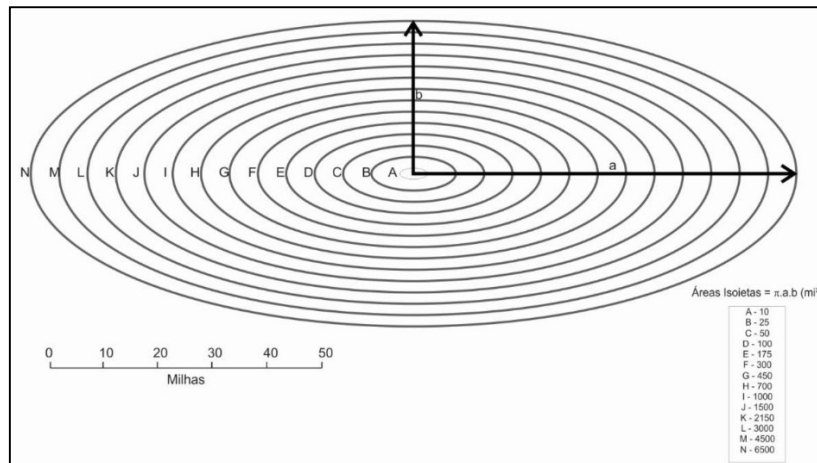
Fonte: Guimarães e Naghettini (1998)

Como a área de drenagem da Barragem da Pampulha está localizada entre as isoietas de 1400 mm e 1500 mm foi adotado o valor médio de **1450** mm de chuva anual. A distribuição temporal dos eventos considerados foi definida pelos hietogramas adimensionais (distribuição do 2º quartil e 50% de probabilidade de ocorrência) constantes na metodologia desenvolvida por Huff (1967) baseada na análise de 261 tempestades com durações de 3 a 48 horas, observada em 49 estações Pluviográficas localizadas no Estado de Illinois - USA.

Em função da magnitude da área de drenagem da bacia hidrográfica da Barragem da Pampulha (95,6 km<sup>2</sup>), foi utilizado a metodologia de distribuição espacial da chuva de projeto, desenvolvida pelo U.S. Weather Bureau (CHOW et al., 1988) e recomendada por Taborga

(1974), com o objetivo de representar de forma mais realística o modelo matemático. Para fins de dimensionamento hidrológico a bacia foi subdividida em 12 bacias de drenagem, compostas de 53 sub-bacias e de 25 áreas de contribuição direta ao reservatório distribuídas lateralmente.

A metodologia desenvolvida pelo U.S. Weather Bureau (CHOW et al., 1988) é aplicável para bacias com área de drenagem maiores que 25 km<sup>2</sup> e consiste em encaixar isoietas padrão, que têm a forma de elipses concêntricas com relação entre os eixos  $a=2,5b$ , conforme **Figura 5.5**, na área de drenagem a ser estudada.



**Figura 5.5** – Distribuição isoietal padrão para cálculo da chuva de projeto

Fonte: CHOW et al., 1998 *apud* PINHEIRO, 2011

Cada elipse envoltória tem um abatimento de chuva progressivo a medida que se afasta do centroide da bacia hidrográfica. Para calcular a altura de chuva da isoietal envoltória  $P_C$  é utilizada a seguinte equação:

$$\frac{25}{A} P_0 + \frac{A-25}{A} \left( \frac{P_0 + P_C}{2} \right) = k \cdot P_0 \quad (5.2.2)$$

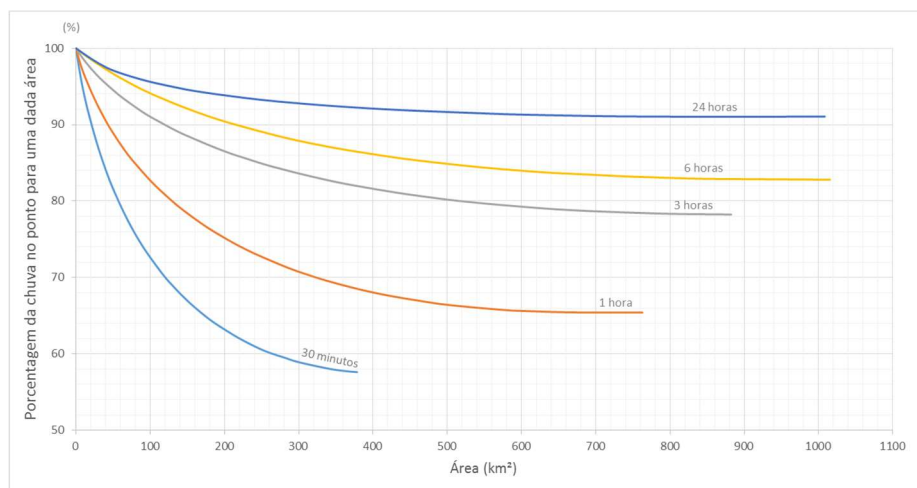
Onde,

$A$ : Área da elipse dada por  $A = \pi \cdot a \cdot b$  [km<sup>2</sup>];

$P_0$ : Chuva Pontual [mm];

$k$ : Fator de abatimento de chuva pontual, associado à duração da chuva  $d$  e a área da elipse  $A$ .

Os valores do fator de abatimento  $k$  foram obtidos conforme o gráfico da **Figura 5.6** (adaptado de CETESB, 1980)

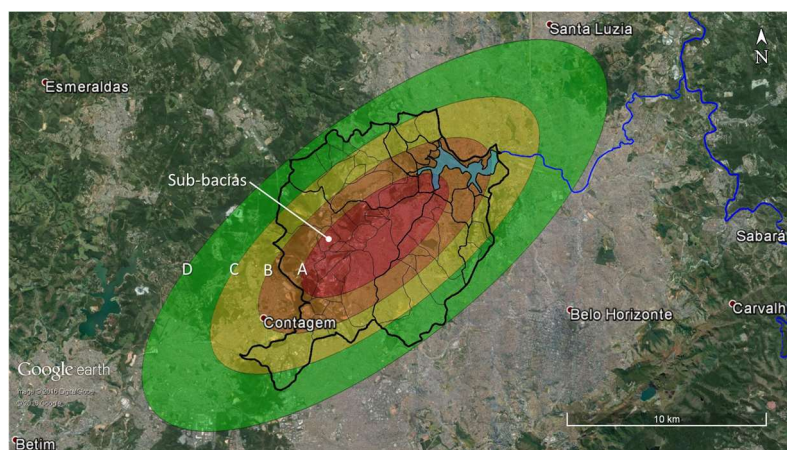


**Figura 5.6** – Fator de abatimento da altura de chuva pontual

Fonte: adaptado de CETESB, 1980

Neste gráfico é perceptível que chuvas de curta duração apresentam um grande abatimento de chuva a medida que a área de drenagem aumenta enquanto que para chuvas de longa duração o abatimento não é tão expressivo quando comparado a chuvas de curta duração. Para a chuva com duração de 24 horas há uma tendência assintótica de redução máxima de aproximadamente 9% da chuva Pontual.

A Figura 5.7 apresenta a distribuição isoietal padrão para cálculo da chuva de projeto na bacia hidrográfica da Barragem da Pampulha onde é possível observar que as sub-bacias mais periféricas chegam até a isoietal D.



**Figura 5.7** – Distribuição isoietal padrão (CHOW et al., 1998) para cálculo da chuva de projeto na bacia hidrográfica da Barragem da Pampulha.

As estimativas de precipitação para o período de retorno de 10.000 anos e para durações entre 30 minutos e 24 horas para as regiões destacadas na **Figura 5.7** encontram-se apresentadas na Tabela 5.4.

**Tabela 5.4** – Quantis de precipitação de projeto para diferentes durações (mm)

Duração da chuva	Chuva de Projeto (TR = 10.000 anos)				
	Chuva Pontual	Entre A e B	Entre B e C	Entre C e D	Média
30 minutos	88,6	57,5	23,7	16	45,9
45 minutos	103,5	76,3	46,1	37	65,6
1 hora	115,4	90,6	62,4	52,1	80,3
2 horas	140,3	119,9	96,2	86,4	111,0
3 horas	159,4	142,2	121,8	112,2	134,3
4 horas	169,9	155,3	137,3	127,6	148,1
6 horas	194,3	181,3	164,5	154	174,3
8 horas	214,5	201,1	184,6	175,8	194,5
12 horas	254,4	239	220,4	211,3	231,7
14 horas	272,8	256,5	237,1	228	249,0
24 horas	340,3	321,5	300,5	293,9	314,0
Área	20,2%	29,1%	40,2%	10,5%	100%

#### 5.2.4 Curva cota-volume

Segundo Braz (2003), o reservatório da Pampulha foi projetado e construído para receber um volume de acumulação de 18 milhões de m<sup>3</sup>, correspondendo a uma área inundada de 2,61 km<sup>2</sup>.

Nas últimas décadas, o fenômeno de assoreamento da lagoa e da eutrofização de suas águas acelerou-se, chegando, em 1998, ao quadro de perda de 50% do seu volume de preservação e de 40% da área do espelho d'água (PBH, 2013). A Figura 5.8 apresenta a evolução do volume de água no reservatório da Barragem da Pampulha.



**Figura 5.8** – Evolução do volume da Lagoa da Pampulha.

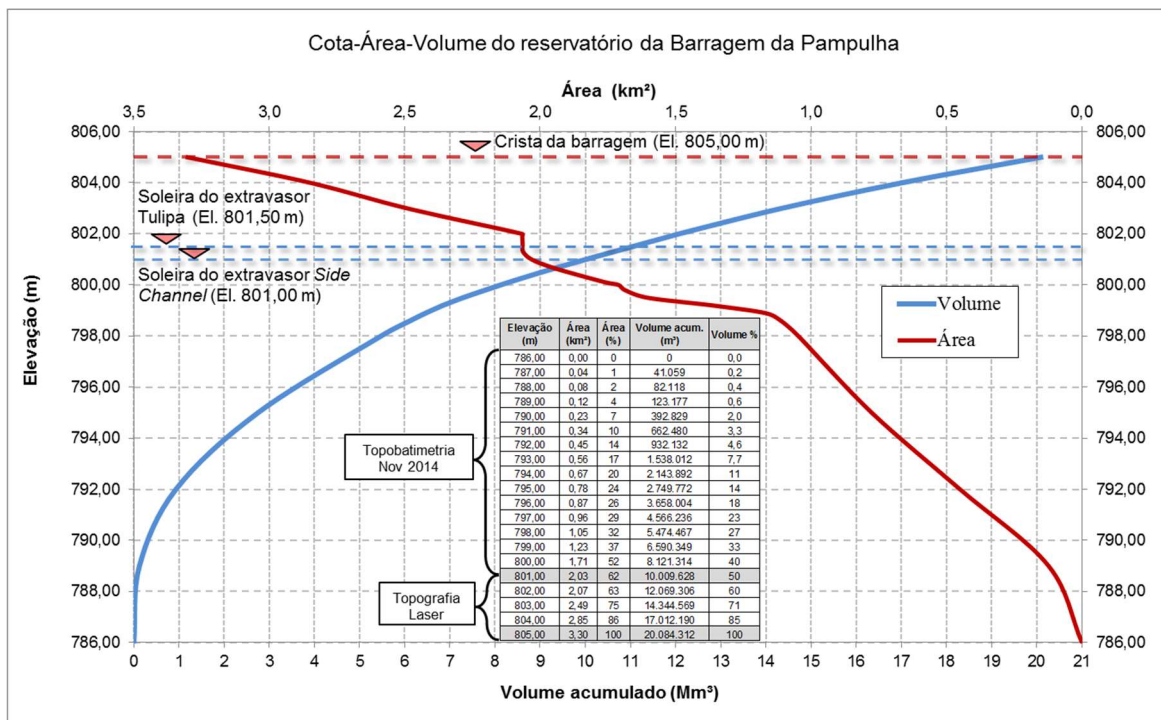
Fonte: Adaptado Resck *et. al* (2007)

O assoreamento na represa se intensificou a tal ponto que seu tempo de vida foi estimado, em meados da década de 90, em aproximadamente 20 anos (Champs, 1992; Oliveira & Baptista, 1997). Tendo em vista a gravidade dos fatos, os órgãos gestores da Lagoa da Pampulha realizaram três grandes obras de dragagem entre os anos 1979 e 1996, retirando um volume de aproximadamente 4,6 Mm<sup>3</sup> de sedimentos (CPRM, 2001; Salim et al, 2004). Entretanto, em 1999, o volume medido no reservatório indicava pouco mais de 8,5 Mm<sup>3</sup> de água na represa (CDTN, 2000), valor consideravelmente aquém dos cerca de 18,0 Mm<sup>3</sup> de água presentes na década de 50.

Este montante de sedimentos dragados da Lagoa da Pampulha foi remanejado no interior do reservatório, e o resultado deste processo foi o ganho de volume às custas da perda definitiva de área de espelho de água. O sedimento remanejado originou uma ilha, na região de desembocadura dos córregos Ressaca e Sarandi, sobre a qual foi inaugurado, em 2004, o Parque Ecológico Promotor Francisco Lins do Rego (Bandeira, 2004). Segundo Bandeira & Salim (2006), “no ano de 1999 a Lagoa da Pampulha já não dispunha de um terço dos seus 300 ha de área de espelho d’água original”.

Em novembro de 2014 foi realizado levantamento batimétrico pela contratada Consominas Engenharia do reservatório da barragem com a finalidade de dar suporte ao projeto de desassoreamento da Lagoa da Pampulha, onde consta um volume de 10.009.628 m<sup>3</sup> do reservatório até a elevação da soleira do extravasor. A **Figura 5.9** apresenta a curva cota-área-volume do reservatório da Barragem da Pampulha que foi construída com os dados da batimetria, até a cota da soleira do extravasor (El. 801,00 m), juntamente com os dados da topografia, até a cota da crista (El. 805,00 m).

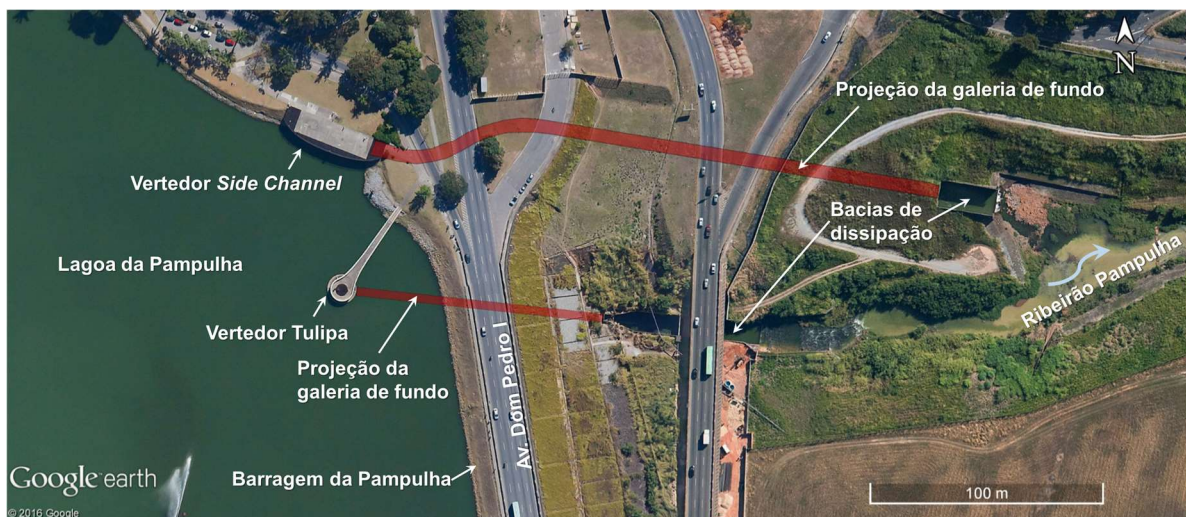




**Figura 5.9** – Curva Cota-Área-Volume do reservatório da Barragem da Pampulha

### 5.2.5 Curva cota-descarga

O sistema extravasor da Barragem da Pampulha é composto por duas estruturas. Um vertedor tulipa que apresenta soleira vertente na El. 801,50 m e um vertedor tipo *side channel* que apresenta soleira vertente na El. 801,00 m. A **Figura 5.10** apresenta a vista aérea do sistema extravasor da Barragem da Pampulha.



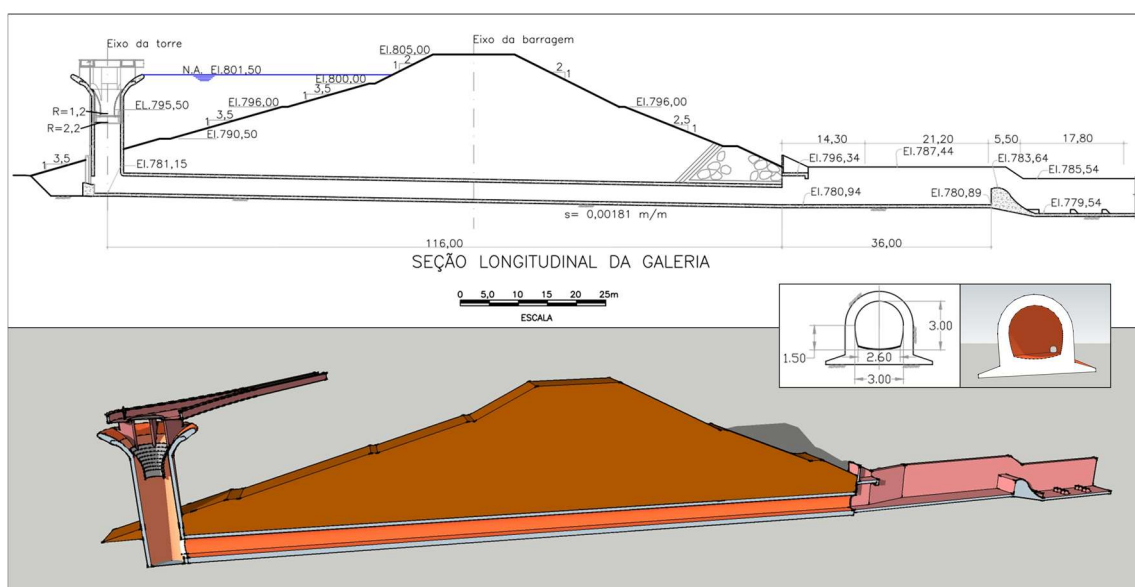
**Figura 5.10** – Sistema extravasor da Barragem da Pampulha.

A curva de descarga do sistema extravasor da Barragem da Pampulha foi obtida a partir da avaliação das duas estruturas isoladas considerando o controle hidráulico mais restritivo. Com isso, a curva resultante do sistema extravasor completo foi obtida pelo somatório das curvas de descarga dos dois vertedores.

O extravasor tulipa apresenta as seguintes características:

- Raio externo = 6,27 m (El. 801,50 m) – Ogiva do tipo perfil *Creager*;
- Raio interno na seção mais restritiva = 1,20 m (El. 795,50 m);
- 6 pilares defletores radiais com 0,30 m de largura e faces arredondadas.

As Figuras 5.11 a 5.13 apresentam as características do vertedor tulipa.



**Figura 5.11** – Seção Longitudinal e croqui em perspectiva da tulipa e galeria.

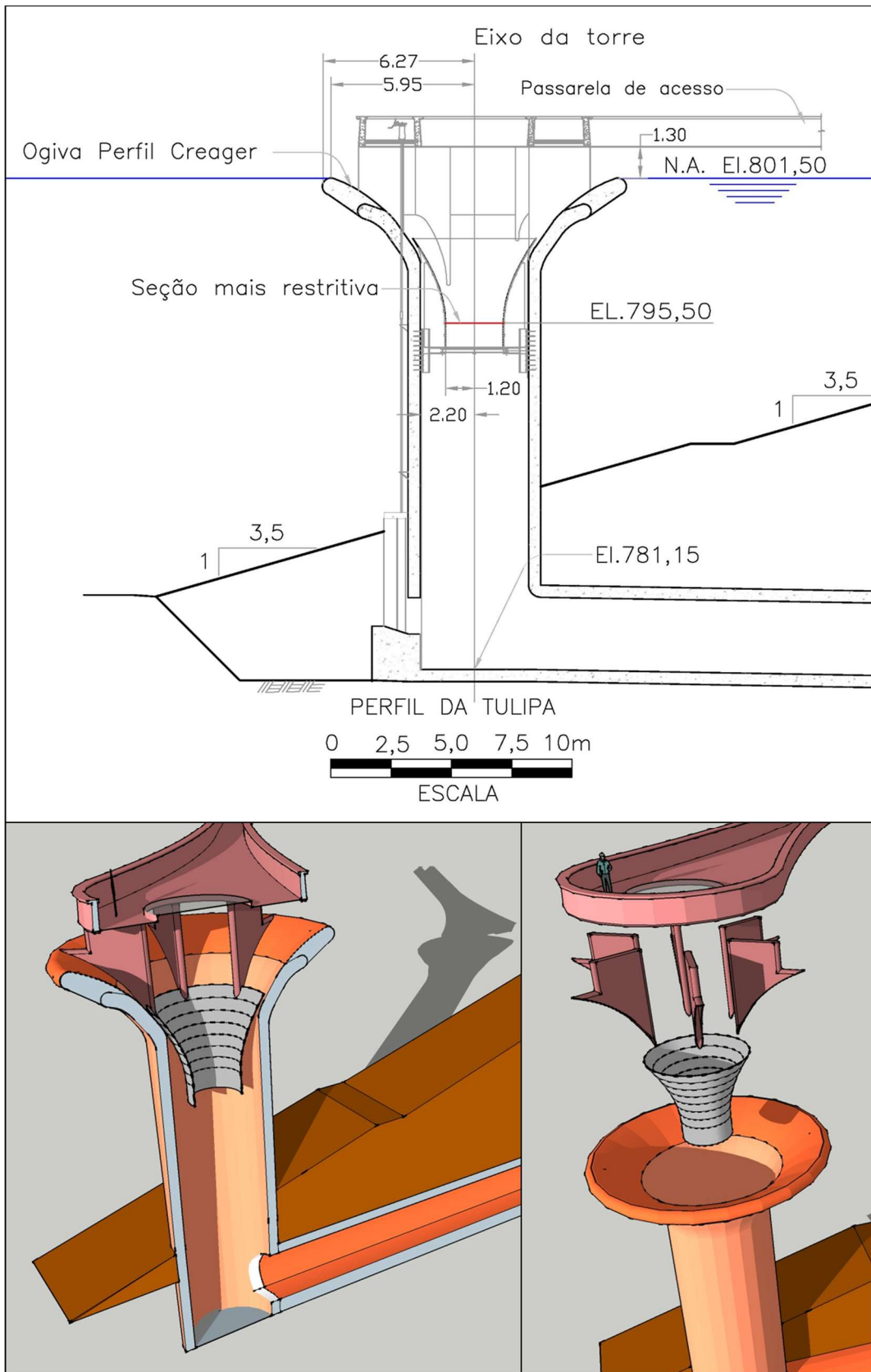
Fonte: adaptado de DAM (1998 e 2003) e croqui desenhado pelo autor com auxílio do SketchUp®



**Figura 5.12** – Foto do emboque da tulipa.

Fonte: Acervo pessoal do autor de visita do dia 05/06/2015





**Figura 5.13** – Detalhe da Tulipa em seção e croqui em perspectiva

Fonte: adaptado de DAM (1998 e 2003) e croqui desenhado pelo autor com auxílio do SketchUp®

Avaliação dos controles hidráulicos da Tulipa:

- Controle hidráulico exercido pela soleira vertente na crista da tulipa El. 801,50 m;

Equação de soleira livre:

$$Q = C_d \cdot L_e \cdot H^{\frac{2}{3}} \quad (5.2.3)$$

Onde:

$C_d$ : Coeficiente de descarga variável em função de H, Re e P (*Design of Small Dams*, USBR,1987, pg. 410);

$L_e$ : Comprimento efetivo da soleira vertente (m);

$$L_e = 2 \cdot \pi \cdot R_e - (N \cdot W + 2 \cdot N \cdot k_p \cdot H) \quad (5.2.4)$$

$R_e$ : Raio externo da tulipa igual a 6,27 m;

$N$ : número de pilares defletores igual a 6;

$W$ : espessura dos pilares igual a 0,30 m;

$k_p$ : Coeficiente de contração dos pilares variável em função da carga (USBR,1987);

$H$ : Carga hidráulica (m).

- Controle hidráulico exercido pelo orifício na seção mais estreita da estrutura localizada na El. 795,50 m;

Equação de descarga para pequenos orifícios em vertedores tipo tulipa (*Design of Small Dams*, USBR,1987, pg. 410):

$$Q = A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H \cdot 0,9)} \quad (5.2.5)$$

Onde:

$A$ : Área do orifício (m<sup>2</sup>)

$$A = 2 \cdot \pi \cdot R_i \quad (5.2.6)$$

$R_i$ : Raio interno na seção mais estreita igual a 1,20 m;

$g$ : Aceleração da gravidade adotado igual a 9,81 m/s<sup>2</sup>;

$H$ : Carga hidráulica em relação ao centroide do orifício (m).

- Controle hidráulico exercido na galeria de fundo por funcionamento como conduto afogado;

Equações que definem a vazão de escoamento através de um conduto afogado são dadas por (PINHEIRO, 2011, pg. 154):

$$\Delta H = \sum K \cdot \frac{Q^2}{2g \cdot A^2} \quad (5.2.7)$$

$$\sum K = \left( K_E + K_S + K_L + \frac{2g \cdot n^2 \cdot L}{R^{4/3}} \right) \quad (5.2.8)$$

Onde:

$Q$ : Vazão conduzida pelo conduto (m<sup>3</sup>/s);

$g$ : Aceleração da gravidade adotado igual a 9,81 m/s<sup>2</sup>;

$A$ : Área da seção do conduto (m<sup>2</sup>);

$K_E$ : Perda de carga na entrada ( $K_E \approx 0,50$ , Pinheiro, 2011);

$K_S$ : Perda de carga na saída ( $K_S \approx 1,00$ , Pinheiro, 2011);

$K_L$ : Perdas localizadas (por exemplo, em comportas e válvulas) adotado igual a 0;

$n$ : Coeficiente de rugosidade de Manning do conduto adotado igual a 0,015 (concreto);

$L$ : Comprimento do conduto adotado igual a 113,26 m;

$R$ : Raio hidráulico do conduto (m);

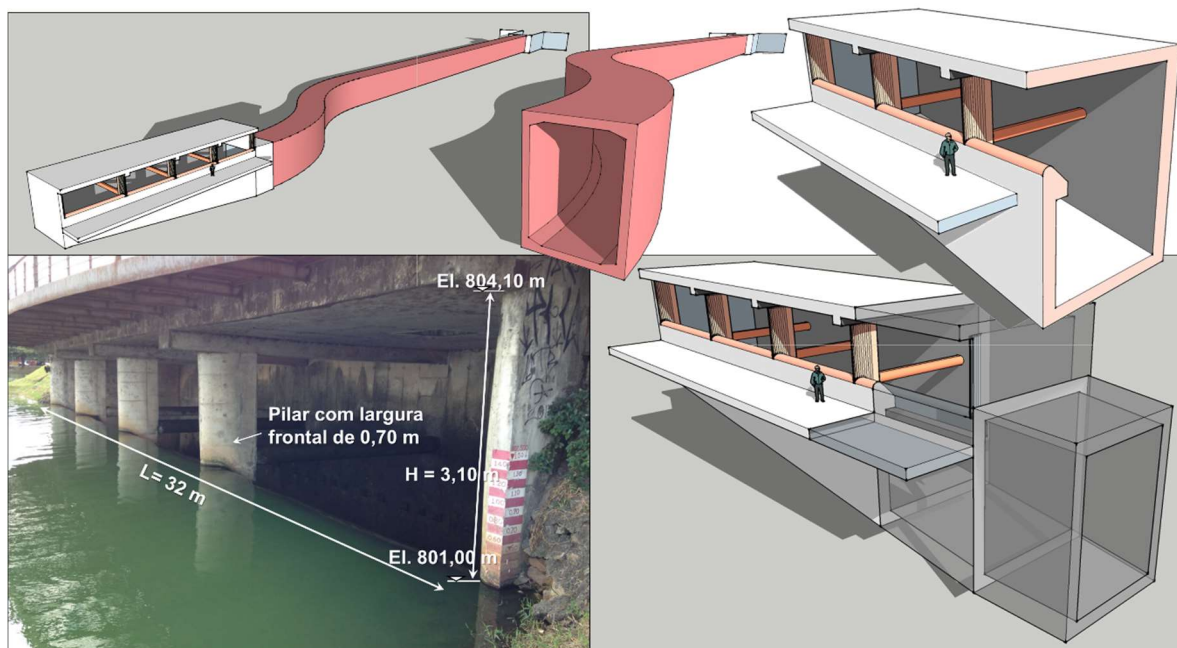
$\Delta H$ : Carga hidráulica em relação ao NA de entrada e NA de saída (m).

- Controle hidráulico de canal na galeria de fundo (Equação de Manning;  $n = 0,015$ );
- Controle hidráulico exercido pelo orifício na seção de emboque da galeria de fundo com centróide na El. 782,54 m, área da seção da galeria igual a 6,48 m<sup>2</sup> e  $C_d$  igual a 0,67 (orifícios circulares junto ao fundo e a duas paredes laterais, Porto, 1999);

O extravasor *side channel* apresenta as seguintes características:

- Comprimento da soleira vertente = 32,0 m (El. 801,00 m) – Ogiva com perfil cilíndrico;
- 3 pilares com 0,70 m de largura e faces frontais com perfil elíptico.
- Face inferior da laje – El 804,10 m.

A Figura 5.14 apresenta as características do vertedor *side channel*.



**Figura 5.14** – Foto e croqui do emboque do vertedor *side channel*

Fonte: Foto de acervo pessoal do autor em visita do dia 05/06/2015 e croqui desenhado com auxílio do SketchUp®

Avaliação dos controles hidráulicos do *Side Channel*:

- Controle hidráulico exercido pela soleira vertente na El. 801,00 m;

Equação de soleira livre:

$$Q = C_d \cdot L_e \cdot H^{\frac{2}{3}} \quad (5.2.9)$$

Onde:

$C_d$ : Coeficiente de descarga variável em função de P, H e Hd (Bos, M. G. 1978 e Hamamurthy, 1993);

$L_e$ : Comprimento efetivo da soleira vertente (m);

$$L_e = L - ( \cdot W + 2 \cdot (N \cdot k_p + k_a) \cdot H) \quad (5.2.10)$$

$N$ : número de pilares igual a 3;

$W$ : espessura dos pilares igual a 0,70 m;

$k_p$ : Coeficiente de contração dos pilares variável em função da carga - Hydraulic Design Chart III -5 , WES, (USACE, 1977a);

$k_a$ : Coeficiente de contração lateral variável em função da carga - Hydraulic Design Chart III -3/2 , WES, (USACE, 1977b);

$H$ : Carga hidráulica (m).

- Controle hidráulico exercido pelo orifício no emboque do extravasor em função da carga induzida para níveis de água superiores a El. 804,10 m (face inferior da laje).

Equação de descarga para grandes orifícios: para a condição de carga hidráulica inferior a três vezes a altura do orifício (PINHEIRO, 2011, pg. 152):

$$Q = \frac{2}{3} C_d \cdot A \cdot \sqrt{2g} \cdot \left( \frac{H_1^{1,5} - H_2^{1,5}}{H_1 - H_2} \right) \quad (5.2.11)$$

Onde:

$C_d$ : Coeficiente de descarga adotado igual a 0,73 (orifício retangular com 3 faces arredondadas - *Design of Small Dams*, USBR,1987, pg. 454);

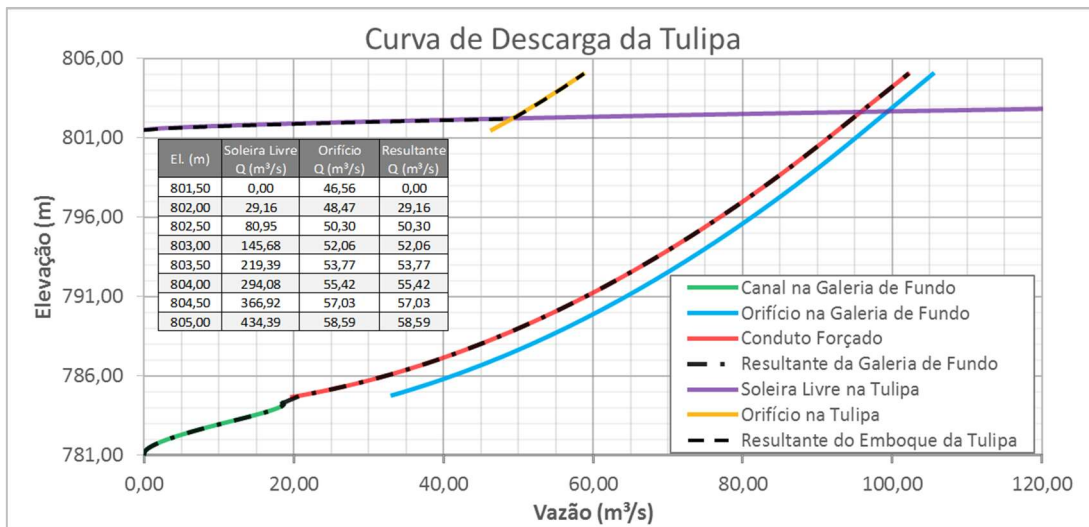
$A$ : Área do orifício igual a 92,69 m<sup>2</sup> (29,90 m x 3,10m);

$g$ : Aceleração da gravidade adotado igual a 9,81 m/s<sup>2</sup>;

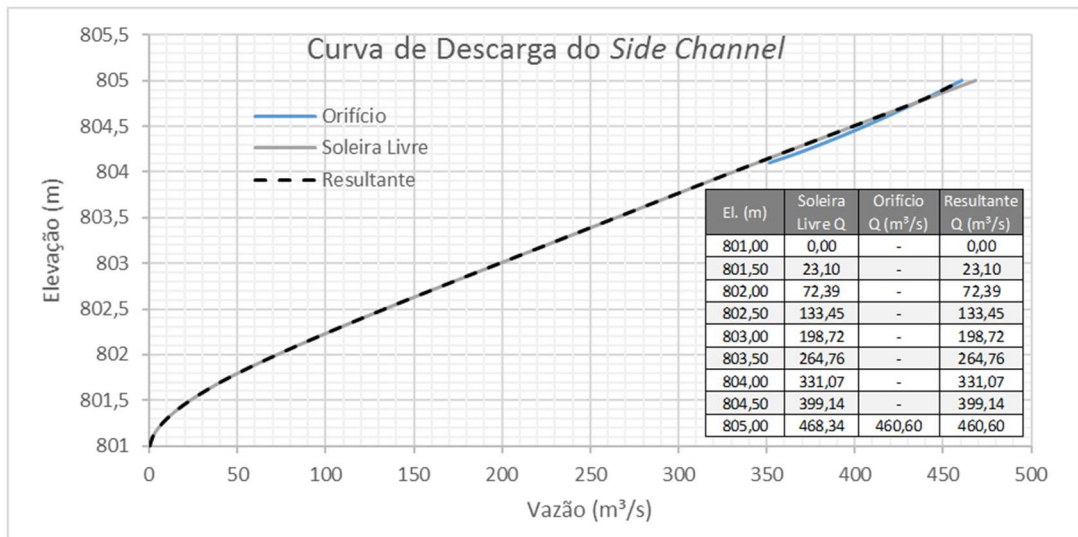
$H_1$ : Carga hidráulica em relação a geratriz inferior do orifício (El. 801,00 m) (m);

$H_2$ : Carga hidráulica em relação a geratriz superior do orifício (El. 804,10 m) (m).

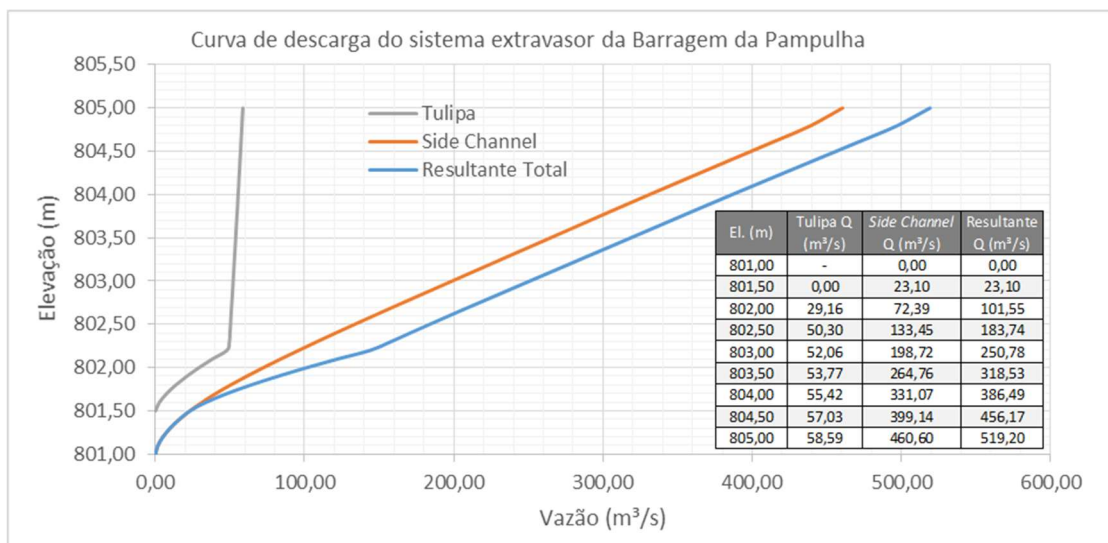
As curvas de descarga relacionando a vazão e o NA do reservatório para as elevações acima da soleira dos vertedores são apresentadas nas Figuras 5.15 , 5.16 e 5.17, respectivamente para o vertedor tulipa, vertedor *Side Channel* e pelo somatório dos dois vertedores (sistema extravasor). Ressalta-se que de forma conservadora não foi considerado na curva de descarga do sistema extravasor a comporta de fundo da tulipa uma vez que esta é mais utilizada para manutenção e em uma cheia de projeto é possível que esteja fechada. Além disso, quando foi necessária sua abertura em 1954 para esvaziar o reservatório devido à eminência de ruptura, justamente no momento mais importante, a mesma emperrou. Como medida emergencial, explodiram a lateral do vertedor tulipa, esvaziando cerca de 30% do volume do reservatório (VARGAS *et al.*,1955) e, mesmo assim, não foi suficiente para evitar o desastre.



**Figura 5.15 – Curva de descarga da Tulipa**



**Figura 5.16 – Curva de descarga do Side Channel**



**Figura 5.17 – Curva de descarga do sistema extravasor da Barragem da Pampulha**

### 5.3 Brecha de Ruptura (previsão e retroanálise)

Nessa etapa são definidas as brechas de ruptura aplicada no maciço da Barragem da Pampulha associadas aos cenários de estudo que serão avaliados e comparados.

A comparação proposta tem como objetivo verificar a sensibilidade e o impacto nas manchas de inundação.

As atividades e métodos necessários para o estudo da brecha estão apresentados a seguir:

- **Definição da hipótese de ruptura:** Avaliação da possibilidade de galgamento da barragem;
- **Estimativa dos parâmetros da brecha:** Aplicação das equações de previsão apresentadas por Froehlich (1995 e 2008), Xu & Zhang (2009) e Von Thun e Gillette (1990);
- **Análise de sensibilidade e validação da brecha:** Aplicação da análise de sensibilidade proposta por Ferentchak e Jamieson (2008) e pelo guia para análise de brecha em barragem organizado pelo *Colorado Division of Water Resources* (2010).

Para o cálculo das estimativas dos parâmetros da brecha, como geometria e tempo de formação são necessários alguns dados, tais como: altura da barragem, volume do reservatório, nível de água normal, nível de água máximo maximorum, elevação de fundo e crista, seção típica, comprimento da crista e de fundo da barragem.

#### Retroanálise da brecha de ruptura de 1954

A brecha da ruptura que ocorreu em 1954 foi formada por processo de erosão interna do maciço (*piping*) e sua geometria foi determinada a partir de fotografias, vídeo (*youtube*®) e levantamento aerofotogramétrico registradas à época do acidente. Inicialmente, foram selecionadas fotografias que possibilitassem a determinação da geometria. Nas Figuras 5.18 e 5.19 são exibidas fotografias utilizadas no processo, respectivamente, uma vista lateral e frontal da brecha de ruptura. As fotografias selecionadas foram colocadas em escala real, tendo-se como referência alguns dados da barragem, como largura de crista e altura da barragem.





**Figura 5.18** – Ruptura do maciço da barragem da Pampulha – detalhe da brecha de ruptura: vista lateral.

Fonte: [www.museuvirtualbrasil.com.br](http://www.museuvirtualbrasil.com.br)

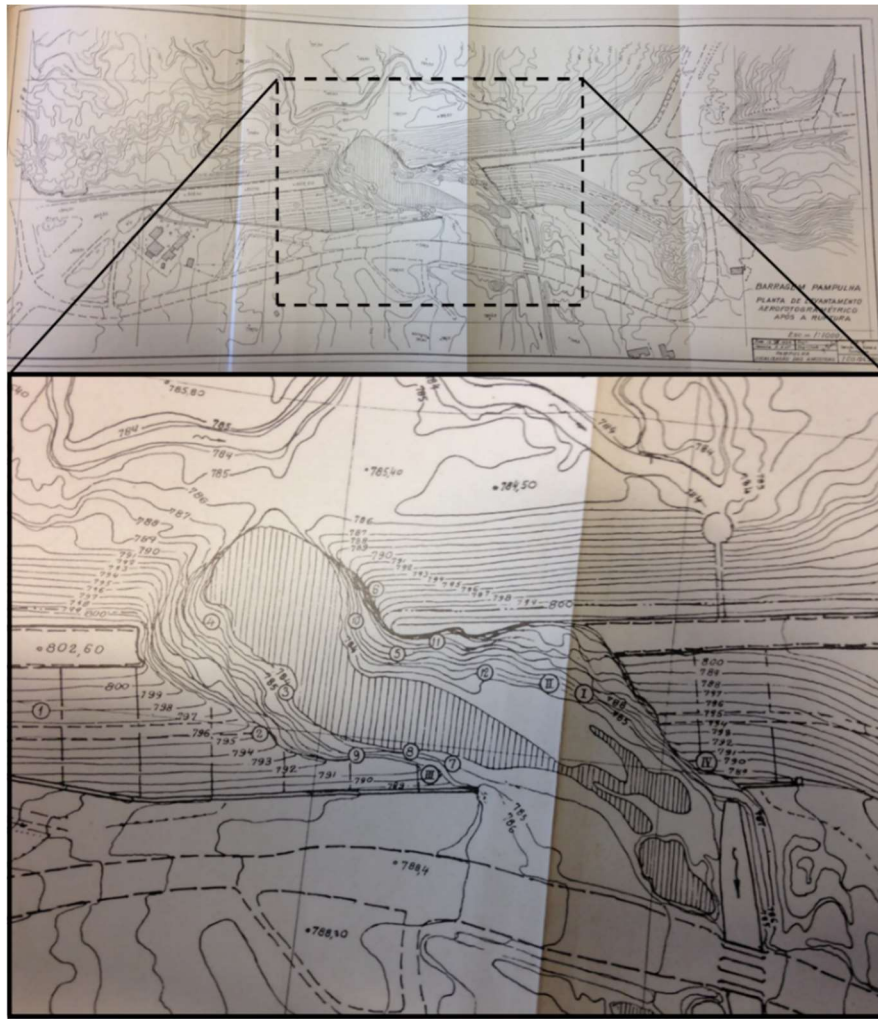


**Figura 5.19** – Ruptura do maciço da barragem da Pampulha – detalhe da brecha de ruptura: vista frontal de montante para jusante.

Fonte: [www.museuvirtualbrasil.com.br](http://www.museuvirtualbrasil.com.br)

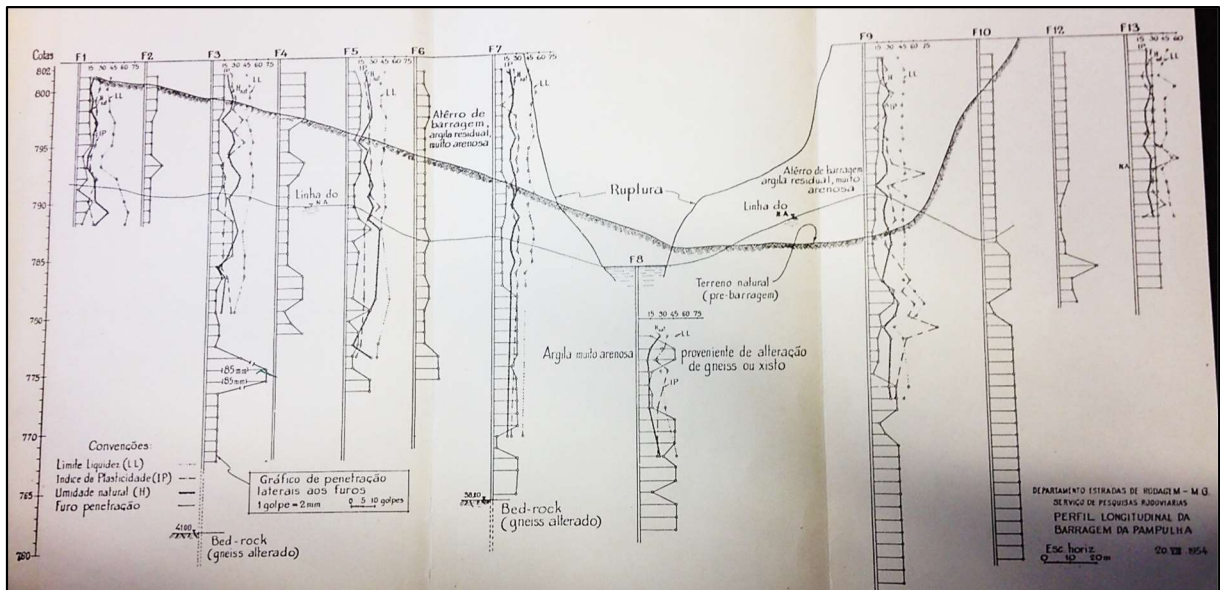






**Figura 5.22** – Planta de levantamento aerofotogramétrico após a ruptura.

Fonte: Vargas *et al.* (1955)

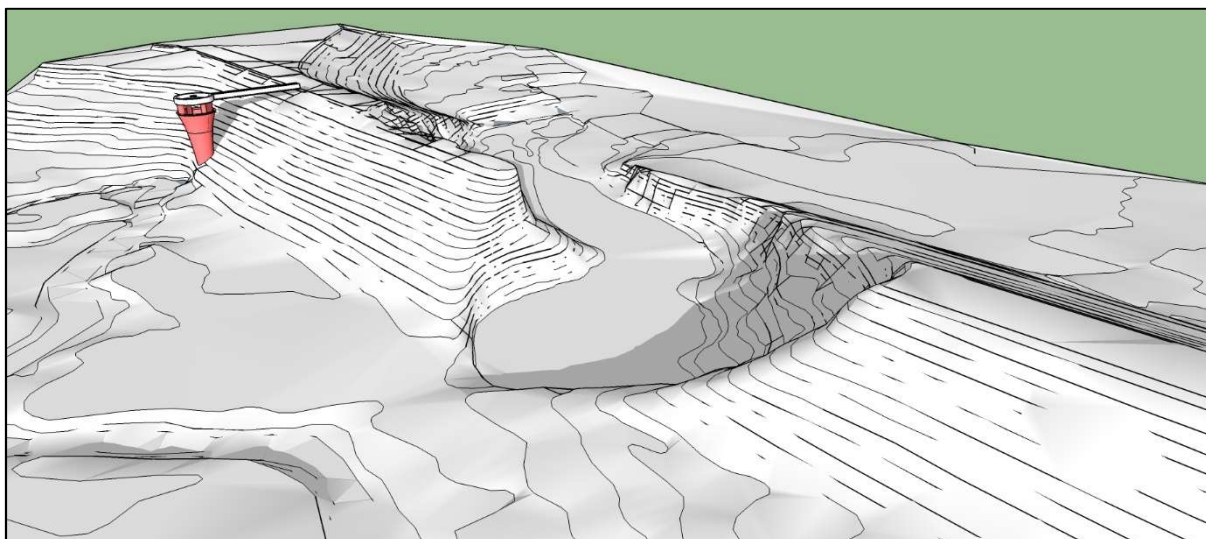


**Figura 5.23** – Seção da brecha de ruptura.

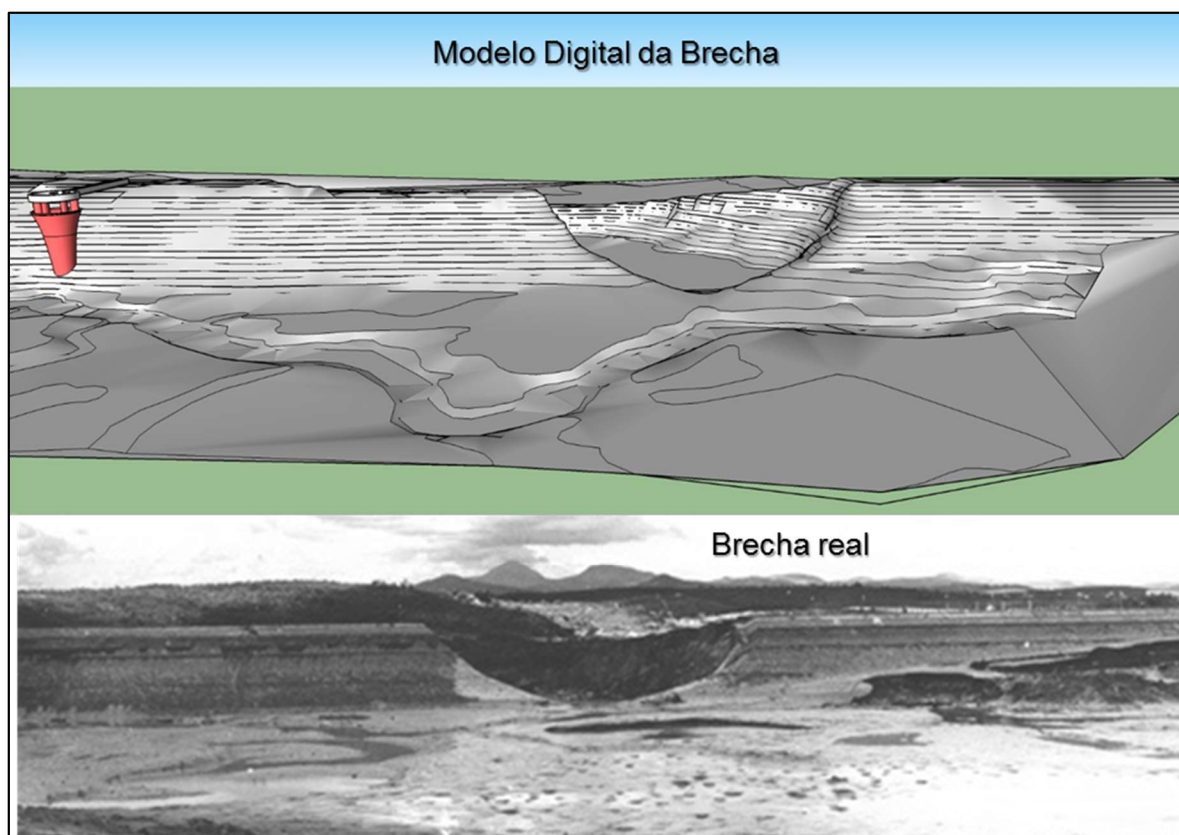
Fonte: Vargas *et al.* (1955)



Com essas informações foi possível gerar um modelo digital do terreno com referência de escala no software de desenho tridimensional SketchUp® e, com isso, realizar as medidas de largura de topo, fundo e altura da brecha. A Figura 5.24 apresenta uma vista em perspectiva da brecha digitalizada no SketchUp® e as Figuras 5.25 e 5.26 apresentam a comparação da brecha digitalizada com as fotografias usadas como referência.

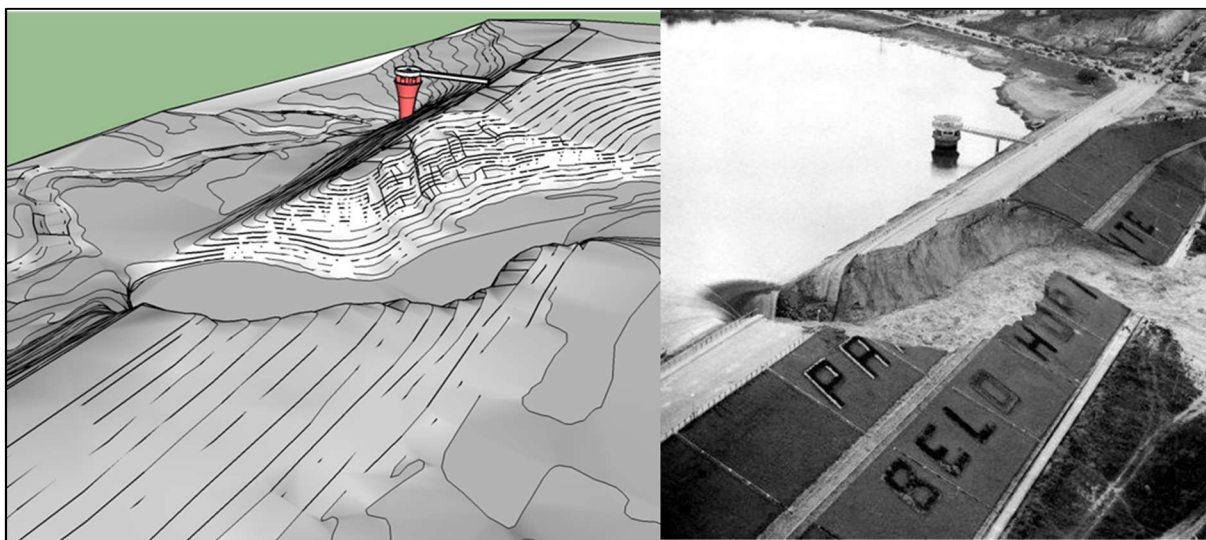


**Figura 5.24** – Vista em perspectiva da brecha de ruptura digitalizada no SketchUp®



**Figura 5.25** – Comparação da brecha digitalizada com a fotografia de vista frontal.

Por meio dessas imagens é possível observar que a brecha tem seção frontal semicircular que pode ser aproximada para uma forma trapezoidal e, vista de cima, a brecha segue um caminho em forma de “S” conforme pode ser observado na Figura 5.25.



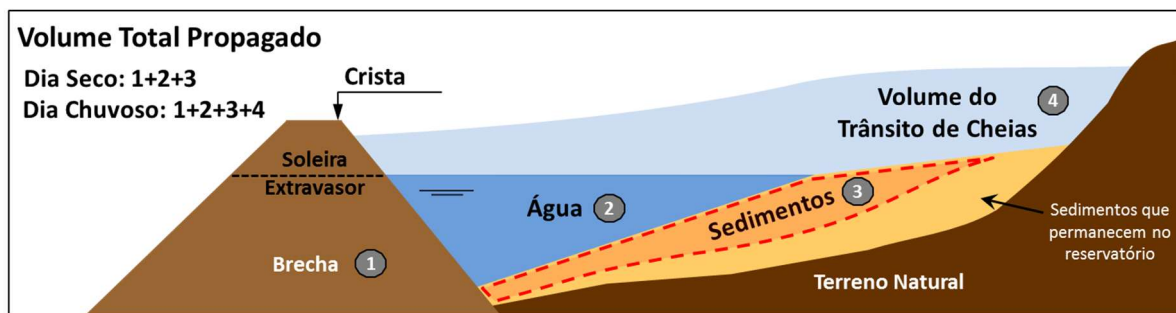
**Figura 5.26** – Comparação da brecha digitalizada com a fotografia de vista lateral.

Para obtenção do tempo de formação da brecha foram consultadas diferentes fontes de informações, incluindo reportagens de jornais que noticiaram o evento na época, o relatório da comissão de investigação das causas da ruptura, vídeo disponível no *youtube* ([https://www.youtube.com/watch?v=D\\_-oIxpTE98](https://www.youtube.com/watch?v=D_-oIxpTE98)) e entrevista com morador do bairro Suzana que presenciou o evento (José Waldivino de Lima, 70 anos).

#### **5.4 Material propagado**

O material propagado para jusante na hipótese da ruptura da Barragem da Pampulha é composto basicamente por água e sedimentos. As definições de cenários são importantes para a definição das parcelas desses volumes. No cenário de dia seco o volume considerado é da água presente até a soleira do extravasor e uma parcela do volume de sedimentos depositados ao longo dos anos dentro do reservatório. No cenário de dia chuvoso, além do volume de água até a soleira do extravasor e do volume de sedimentos, é considerado o volume do hidrograma afluente de projeto. Além disso, nos dois cenários é considerado o volume da brecha de ruptura que é arrastado juntamente com a água e os sedimentos.

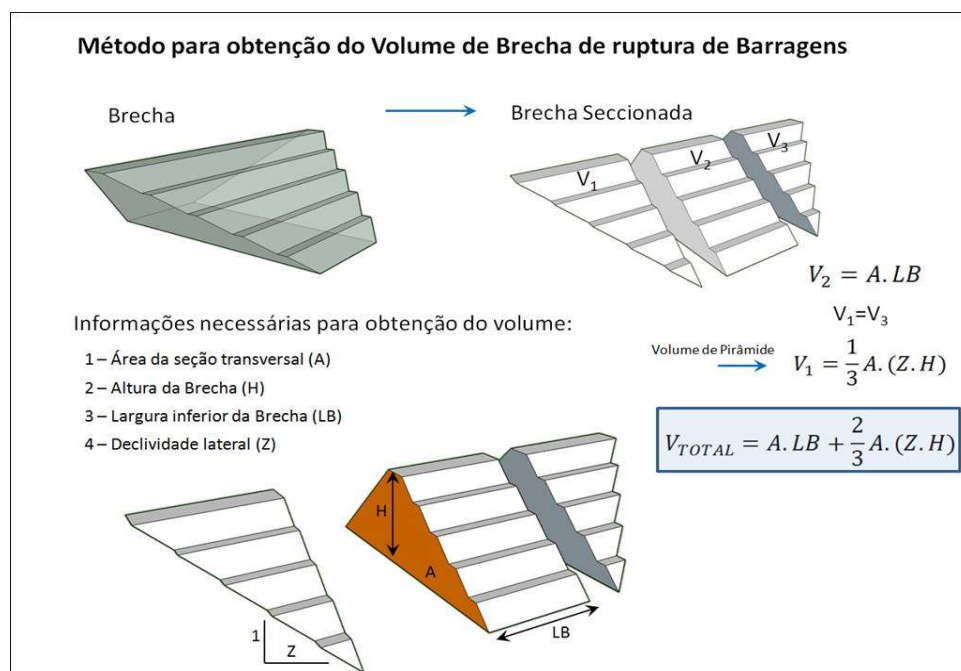
A Figura 5.27 apresenta um croqui esquemático da composição destes volumes propagados devido a ruptura para o cenário de dia seco e dia chuvoso.



**Figura 5.27** – Composição dos volumes propagados devido a ruptura.

A estimativa do volume propagado para jusante é baseada na composição dessas parcelas de volumes. Basicamente, estes volumes podem ser calculados da seguinte forma, quais sejam:

- Volume da brecha (1): Inicialmente são calculados os parâmetros geométricos da brecha (altura, largura superior e largura inferior) de acordo com a metodologia adotada; em seguida, é calculado a área da seção transversal da barragem. Desta forma, o volume do prisma ou cunha de ruptura pode ser calculado conforme apresentado na Figura 5.28:



**Figura 5.28** – Método para obtenção do volume da brecha de ruptura

- Volume de água (2): O volume de água até a soleira do extravasador é obtido por meio da curva cota-volume do levantamento topobatimétrico.
- Volume de sedimentos (3): O volume total de sedimentos é obtido por meio da diferença entre o volume da topografia primitiva (ou informações do volume inicial da barragem) com o volume da topobatimetria. Deve-se definir qual a parcela desse volume será

propagado para jusante. Segundo Rico et al. (2008), em média, 1/3 do volume de sólidos imersos do reservatório é propagado para jusante. Entretanto, ainda não há um consenso de qual o valor mais apropriado a ser utilizado neste tipo de estudo. Casos recentes de ruptura de barragens relatam volumes de sólidos propagados para jusante significativamente superior à 1/3; como é o caso da barragem de São Francisco, da Mineração Rio Pomba que rompeu em 2007, e foi propagado cerca de 70% do volume de sólidos (DNPM, 2007), e a Barragem do Fundão em Mariana, que rompeu em novembro de 2015, e foi propagado cerca de 50% do volume de sólidos (dados obtidos em <http://www.wise-uranium.org/mdaf.html>). Como premissa, foi adotado o valor de 50% de volume de sólidos propagados nos cenários Base e foram feitas análises de sensibilidade com volumes de 30% e 70%, como será discutido ulteriormente.

- Volume do trânsito de cheias (4): Já o volume do hidrograma afluente é obtido por meio da modelagem hidrológica.

Outra importante característica a ser definida do material a ser propagado para jusante é a concentração volumétrica de sólidos ( $C_v$ ) no fluido que é definida pela razão entre o volume de sólidos propagado e o volume total considerado para a formação do hidrograma de ruptura.

Quanto maior for o teor de sólidos presente no fluido, maior será a tendência dele ser mais viscoso e laminar, variando, assim, as características do escoamento, conforme apresentado na tabela de classificação de escoamento de fluidos hiperconcentrados (vide Tabela 3.2).

## **5.5 Tratamento e Validação do MDE SRTM e MDT**

O modelo digital do terreno (MDT) gerado para a área a jusante da Barragem da Pampulha foi gerado a partir das curvas de nível a cada 1 metro da topografia de aerolevanteamento com perfilhamento a laser LiDAR de 2008 disponibilizado pela Prodabel. Foi utilizado o software AutoCad Civil 2015 para gerar a superfície do terreno (MDT) e exportar os pontos com informações de coordenadas X, Y e Z e resolução horizontal de 5 m, para gerar o MDE a ser utilizado no FLO-2D. Já para o HEC-RAS 5.0.1 o MDT foi exportado em formato raster. Foram necessários fazer alguns ajustes das curvas de nível como preenchimentos, cortes e extensões em locais onde a triangulação da superfície estava incorreta.

O AutoCad Civil permite que seja escolhido o tamanho do pixel da imagem *raster* a ser exportada. Com isso foram gerados TIFF's com pixels de dimensões de 8m, 4m, 3m e 2m a fim

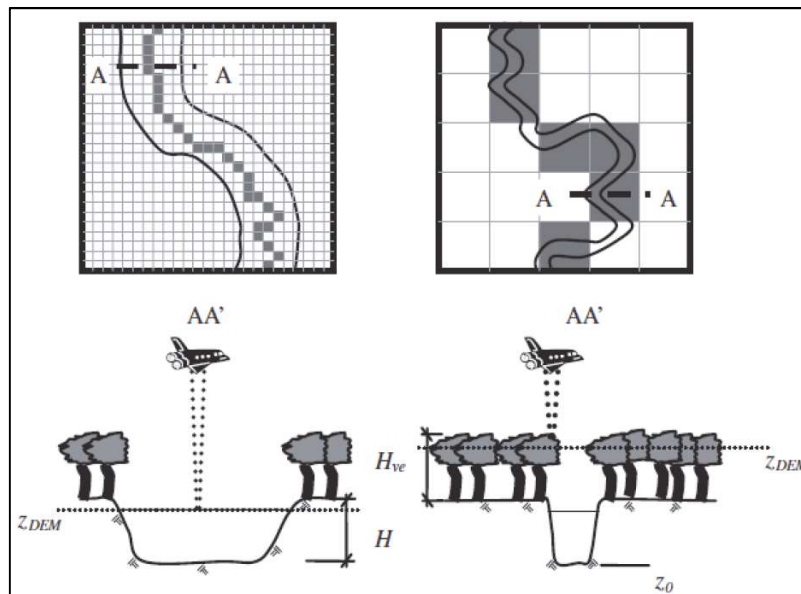
de avaliar a diferença de qualidade do MDE e comparar o esforço computacional na modelagem de propagação da cheia de inundação no HEC-RAS 5.0.1.

Além disso, foi utilizado o MDE SRTM com resolução horizontal de 30 m para comparação com a topografia a laser LiDAR. O MDE SRTM tem um grande atrativo por ser disponibilizado gratuitamente, no entanto, além de erros no posicionamento, o perfil longitudinal extraído do STRM não representa a correta elevação de fundo do talvegue, devido aos erros sistemáticos relacionados à vegetação, aos efeitos da superfície de água e também aos erros aleatórios relacionados ao ruído nos dados do MDE (PAIVA et al., 2011; RABUS et al., 2003; FARR et al., 2007).

De maneira geral, em grandes rios, a elevação do perfil longitudinal, obtida a partir de dados SRTM, fica próxima do nível de água. Em rios estreitos, a elevação do MDE se aproxima mais da elevação do dossel da vegetação, que abrange o rio (PAIVA et al., 2011). Para ilustrar esses aspectos, na Figura 5.29 apresenta-se esquematicamente a influência da vegetação, da largura do rio e da resolução horizontal sobre a determinação da elevação de uma célula do MDE. Nessa figura,  $Z_{DEM}$  é a elevação da célula do MDE,  $H$  é a altura da calha,  $z_0$  é a elevação do fundo do talvegue, e  $H_{ve}$  é a altura da vegetação.

Métodos específicos para tratamento do perfil longitudinal podem ser encontrados em Paiva et al. (2011) e Yamazaki et al. (2012).

A região a jusante da Barragem da Pampulha apresenta grande densidade de construções e edificações e, de forma análoga ao dossel da vegetação, o MDE SRTM está sujeito às mesmas imprecisões da correta elevação do terreno.



**Figura 5.29** – Influência da vegetação, largura do curso de água e resolução horizontal do MDE para representação da planície de inundação e da calha do curso de água no MDE  
 Fonte: PAIVA *et al.* (2011) apud ROCHA (2015)

## 5.6 Definição das hipóteses e cenários de ruptura

Para o estudo de ruptura hipotética das Barragem da Pampulha foram avaliadas duas hipóteses de ruptura, uma hipótese é baseada no possível **galgamento** da estrutura e a outra é fundamentada na ocorrência da erosão interna regressiva do maciço (*piping*).

Para a hipótese de ruptura por *piping*, considera-se que durante a passagem de uma cheia associada a um evento de precipitação extremo pelo reservatório ou durante um dia sem chuva, ocorra uma falha por um processo inicial de *piping* que progressivamente se transforma em uma brecha de escoamento livre, que irá romper o maciço da barragem. O hidrograma de ruptura, nesse caso, é composto pela parcela de água e sólidos (sedimentos) vertidos pela brecha e, eventualmente, pelo sistema extravasor da estrutura.

Na hipótese de ruptura por **galgamento**, pressupõe-se que durante a ocorrência de uma cheia associada a um evento de precipitação extremo, a capacidade de armazenamento e o sistema extravasor da barragem não são suficientes para conter e escoar todo o hidrograma afluente, podendo haver a sobre-elevação do nível de água do reservatório até uma cota acima da crista do maciço, culminando no galgamento da estrutura por uma parcela da vazão afluente, que por sua vez pode desencadear um processo de ruptura do barramento. Nesse caso, o hidrograma de ruptura é composto pela parcela de água e sólidos (sedimentos) vertidos pela brecha, pelo sistema extravasor e pela crista do maciço.



A definição da hipótese de ruptura a ser adotada é feita com base na simulação hidrológica da passagem da cheia de projeto no reservatório do barramento, verificando a possibilidade de galgamento da estrutura. Caso seja constatado o eventual galgamento, adota-se essa como a hipótese de ruptura a ser avaliada (cenário crítico de ruptura), caso contrário, apenas a hipótese de ruptura por *piping* é analisada.

Ressalta-se que os gatilhos associados ao início do desenvolvimento de uma dessas hipóteses de ruptura podem ser variados, tal como a obstrução do sistema extravasor, a instabilização da barragem, falha estrutural, etc.

Outros fatores que poderiam desencadear na hipótese de galgamento do maciço seria a diminuição do volume de amortecimento por assoreamento associado a um evento de precipitação extremo. Um bom exemplo de precipitação de grande magnitude foi o evento ocorrido entre os dias 6 e 9 de janeiro de 2003 registrado na estação pluviográfica da CDTN. De acordo com o relatório da EHR/UFGM (2005), foram registradas severas inundações na orla da lagoa, tendo o nível de água atingido, aproximadamente, a cota 803,10m. Caso não fossem feitas as obras de melhoria do sistema extravasor realizada poucos anos antes deste evento, certamente o nível de água atingiria cotas alarmantes.

O evento pluvial citado apresentou uma altura pluviométrica bastante significativa, com um total de cerca de 392 mm. O período mais crítico da precipitação, em 07/01/03, com duração de cerca de 24 horas, apresentou um total de 284 mm, configurando-se como o máximo valor diário já registrado na Região Metropolitana de Belo Horizonte (EHR/UFGM, 2005).

A Figura 5.30 apresenta o ietograma do intervalo de 24 horas com maior concentração de chuva, 284 mm, registrado na estação pluviográfica da CDTN.

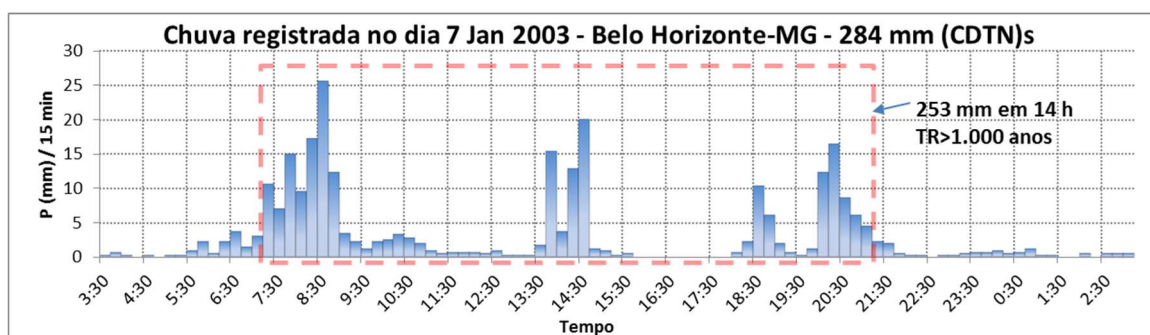


Figura 5.30 – Ietograma da chuva registrada pela estação pluviográfica da CDTN - 07/01/13

Neste mesmo dia, 07 de janeiro de 2003, entre 07:15 e 21:15, em apenas 14 horas choveu um total de 253 mm, valor este que estaria entre o período de retorno de 1.000 anos (223 mm) e 10.000 anos (273 mm). Este fato foi evidenciado para demonstrar que o critério da chuva de projeto com período de retorno de 10.000 anos é plausível ainda mais se tratando da hipótese de ruptura com significativa perda de vidas humanas como é o caso da Barragem da Pampulha.

Para a realização das simulações hidrológicas do trânsito de cheias no reservatório da Barragens da Pampulha será utilizado o modelo HEC-HMS 4.1, desenvolvido pelo corpo de engenheiros do exército dos Estados Unidos (*U. S. Army Corps of Engineers*) e amplamente utilizado nesse tipo de estudo.

Como não há evidências para delimitação da mancha real observada da ruptura que ocorreu em 1954 para comparação com as manchas resultantes das modelagens hidráulicas, são previstos dois cenários bases, considerados aqui como os cenários mais prováveis de ocorrer em um dia seco (*sunny day*) e na hipótese de ocorrência de uma cheia extrema (dia chuvoso - TR=10.000 anos). Também é previsto uma simulação da cheia extrema sem ocorrer a ruptura do maciço.

A análise de uma ruptura hipotética em um cenário de cheia extrema na bacia de contribuição da barragem irá produzir uma situação mais catastrófica, possibilitando a preparação das autoridades do vale para a pior situação no âmbito de um Plano de Ações Emergenciais ou até mesmo de um estudo de valoração ambiental, com quantificação de danos e riscos. Já os cenários de ruptura em dia seco possibilita estimar os efeitos de inundação no vale a jusante ocasionada apenas pela propagação do volume armazenado no reservatório. Dessa forma, é indicado que o Plano de Ações Emergenciais seja baseado no cenário mais crítico, ou seja, aquele que apresente a maior envoltória de inundação.

Salienta-se que na simulação de cheia de projeto (sem ruptura) as contribuições incrementais das sub-bacias do vale a jusante da Barragem da Pampulha não são consideradas. Sendo assim, como limitação, o estudo avalia a situação do vale a jusante apenas para a ocorrência de um evento de chuva extrema na bacia de contribuição da barragem.

A simulação de cheia de projeto (sem ruptura da barragem) representa a propagação do hidrograma defluente do sistema extravasor da Barragem da Pampulha após a passagem da cheia decamilenar por seu reservatório. Esse cenário serve como base comparativa para a

análise do efeito incremental de inundação ocasionado pelo volume armazenado no reservatório da Barragem da Pampulha que é propagado durante uma eventual ruptura.

Estes cenários servirão como base de comparação com outros cenários, que serão basicamente variações dos cenários base. Com isso, serão realizadas análises de desempenho dos modelos de propagação hidráulica (HEC-RAS 1D e 2D) e FLO-2D e análises de sensibilidade.

No cenário do dia seco será considerada uma ruptura por *piping*, com elevação de gatilho da ruptura igual a elevação da soleira do extravasor (El. 801,00 m). Já o cenário do dia chuvoso deve se saber, a priori, se a chuva crítica de projeto causa o galgamento da barragem, pois caso esta hipótese não seja verificada, será considerado a hipótese de ruptura por *piping*. De toda forma, a elevação de gatilho da ruptura será igual ao N.A. máximo maximorum referente ao trânsito de cheias.

### **5.7 Síntese dos hidrogramas de ruptura**

Para síntese dos hidrograma de ruptura dos cenários base e das variações destes cenários foram utilizadas as seguintes informações:

- Hidrograma afluente resultante do evento de chuva de projeto (apenas para os cenários de dia chuvoso);
- Volume do reservatório subtraído do volume de sedimentos que fica retido;
- Geometria da brecha observada no evento de ruptura de 1954 (para balizar a escolha da metodologia de obtenção dos parâmetros de brecha nos cenários base);

A síntese dos hidrogramas de ruptura foram realizadas a partir de modelagem paramétrica da formação da brecha no modelo HEC-HMS.

### **5.8 Propagação da onda de cheia**

A propagação das ondas de cheia dos cenários base foram realizadas com o modelo bidimensional HEC-RAS (USACE, 2016). Já para os cenários comparativos foram utilizados o modelo FLO-2D (O'BRIEN *et al.*, 1993) e o modelo HEC-RAS tanto no módulo unidimensional como no módulo bidimensional. Os parâmetros e condições de contorno utilizados são descritos nos itens a seguir.

### **5.8.1 Condição de contorno inicial**

Como condição inicial para a simulação hidráulica foi considerado vazão nula no ribeirão Pampulha nas modelagens bidimensionais no FLO-2D e no HEC-RAS. Na modelagem unidimensional do HEC-RAS foi necessário testar diversas vazões até que o modelo convergisse. Além disso, no modelo HEC-RAS foi utilizado o valor de  $\theta$  igual a 1. O  $\theta$  é o fator de ponderação empregado pelo método das diferenças finitas para solução das equações do escoamento não permanente), em algumas simulações podem ocorrer instabilidades numéricas. USACE (2014) observa que valores mais altos de  $\theta$  resultam em uma simulação mais robusta em detrimento da acurácia. Entretanto, nas simulações realizadas por Pappenberger et al. (2005) não foram obtidos resultados mais acurados com a redução de  $\theta$ . Os autores salientam que a utilização do valor máximo de  $\theta$  igual a 1 gerou modelos mais estáveis e não menos acurados.

### **5.8.2 Condição de contorno de montante**

Como condição de contorno de montante foi utilizado o hidrograma de ruptura resultante das simulações hidrológicas realizadas no modelo HEC-HMS, descritas no item 5.2. O modelo HEC-RAS permite gerar o hidrograma de ruptura com formação da brecha no próprio modelo, no entanto, ainda está em fase de testes por ser um recurso muito recente e optou-se por utilizar o modelo HEC-HMS que está mais consolidado.

### **5.8.3 Condição de contorno de jusante**

No presente caso, foi adotada como condição de contorno a profundidade normal em uma seção transversal localizada no rio das Velhas próximo a confluência com o ribeirão do Onça.

### **5.8.4 Seções transversais e Grids**

A construção do modelo geométrico no HEC-RAS 1D foi realizada com o auxílio da ferramenta AutoCAD Civil 3D 2015, a qual possui funcionalidades de Sistema de Informação Geográfica (SIG) e que possibilita a importação e exportação de dados entre o HEC-RAS e o AutoCad Civil 3D. O modelo construído foi totalmente georreferenciado e desenvolvido integralmente no AutoCad Civil 3D, antes da simulação hidráulica no HEC-RAS.

As seções transversais ao longo do ribeirão Pampulha e Ribeirão da Onça foram traçadas utilizando a ferramenta AutoCad Civil 3D, a partir do MDT gerado a partir das curvas de nível da topografia a laser, e sempre tendo a imagem de satélite do Google georreferenciada ao fundo, o que facilita a identificação de locais importantes para o posicionamento de seções. A

utilização de imagens de satélite durante a delimitação de seções também auxilia a definição da extensão das seções a ser utilizada para representação das planícies de inundação. Para definição do espaçamento ideal entre as seções transversais, pode-se utilizar inicialmente as equações empíricas propostas por Fread (1993) e Samuels (1989). Entretanto, conforme citado em USACE (2014), a experiência do analista é fundamental para uma correta definição do espaçamento.

Na presente simulação foram extraídas um total de 530 seções transversais diretamente do MDT com espaçamento entre as seções variando de 5 metros até 194 metros, sendo o espaçamento médio de 31,6 metros. As seções foram extraídas de forma a caracterizar toda a planície de inundação e as variações observadas na geometria do curso de água (Figura 5.31).

Cabe observar que na simulação hidráulica, essas seções não foram interpoladas; uma vez que sua geometria é extraída diretamente do MDT, cada seção reflete integralmente o relevo do MDT. As seções transversais tiveram sua orientação buscando sempre obter uma interseção perpendicular com as curvas de nível para melhor representar o escoamento unidimensional.



**Figura 5.31** – Localização das seções transversais utilizadas no modelo hidráulico HEC-RAS (1D)

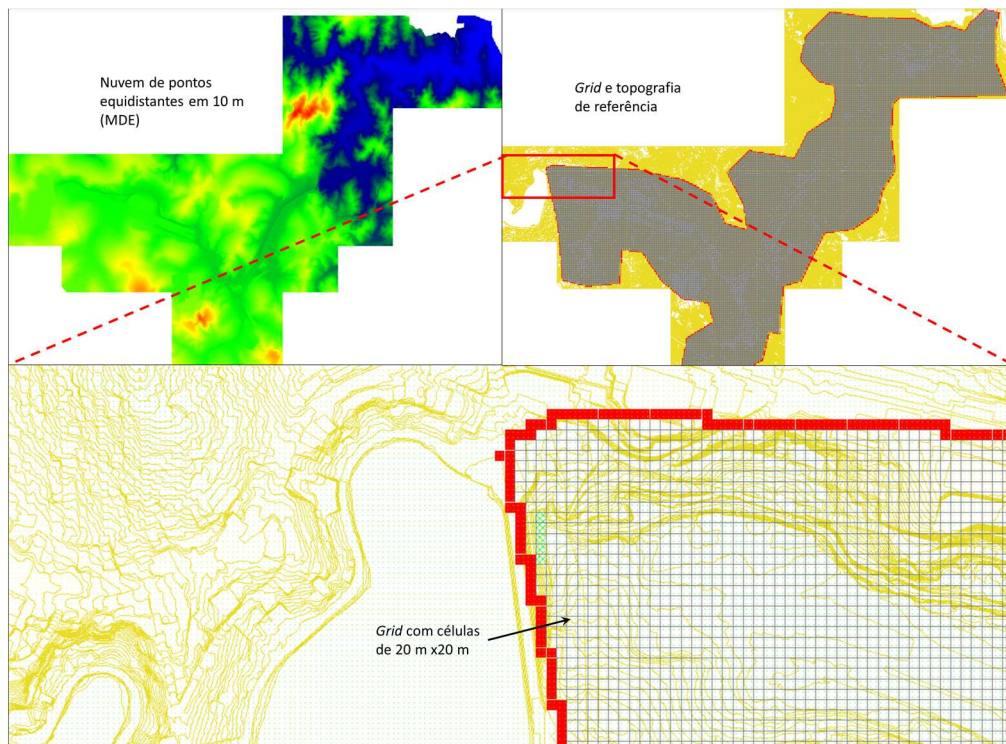
Os cursos de água afluentes foram representados geometricamente pelo prolongamento das seções transversais posicionadas no Ribeirão Pampulha e Ribeirão da Onça em direção aos cursos de água tributários. Não foram realizadas modelagens hidráulico-hidrológicas dos cursos de água tributários ao Ribeirão Pampulha a jusante da barragem e Ribeirão da Onça e das

respectivas bacias contribuintes, uma vez que a magnitude das cheias nesses tributários foi considerada muito inferior à cheia resultante da ruptura da barragem. Além disso, dada a duração da chuva de projeto de 14 horas, provavelmente a passagem dos hidrogramas das cheias naturais nos tributários ocorreriam em momentos diferentes da passagem do hidrograma de ruptura, ou seja, dificilmente haveria um sincronismo dos hidrogramas de cheias.

Para as modelagens bidimensionais no HEC-RAS e FLO-2D foi gerado o MDE com auxílio do AutoCad Civil 3D e, em seguida, foi gerado o *grid* em cada um dos modelos computacionais. O MDE utilizado no FLO-2D é definido por pontos gerados no AutoCAD Civil com informações de coordenadas X,Y e Z equidistantes em 10 m (no presente caso) e a partir daí foi gerado o *grid* que é composto por elementos quadrados de mesmo tamanho. Em cada elemento há a informação de elevação e coeficiente de rugosidade, além disso há oito direções potenciais de fluxo, correspondentes aos quatro pontos cardeais (norte, leste, sul e oeste) e às quatro direções diagonais (nordeste, sudeste, sudoeste e noroeste). No HEC-RAS os elementos também recebem informações de rugosidade porém tem maior flexibilidade de tamanho e forma podendo assumir a forma geométrica de quadrado, pentágono, hexágono, heptágono e octógono com lados e tamanhos diferentes e o sentido potencial do fluxo corresponde à direção perpendicular de cada face do elemento do *grid*. Diferentemente do FLO-2D onde as células assumem a elevação da média dos pontos internos, no HEC-RAS a informação de elevação das células é obtida pela imagem *raster* do MDE gerado no AutoCAD Civil 3D.

No FLO-2D foi utilizado um *grid* com elementos quadrados de lado 20 m. Foram feitas tentativas de criar um grid com espaçamento de 10 m e 15 m, no entanto o modelo ficou muito pesado, com dificuldade de convergência numérica, sendo assim optou-se por adotar o valor de 20 m. A Figura 5.32 apresenta o modelo geométrico do *grid* adotado no FLO-2D.

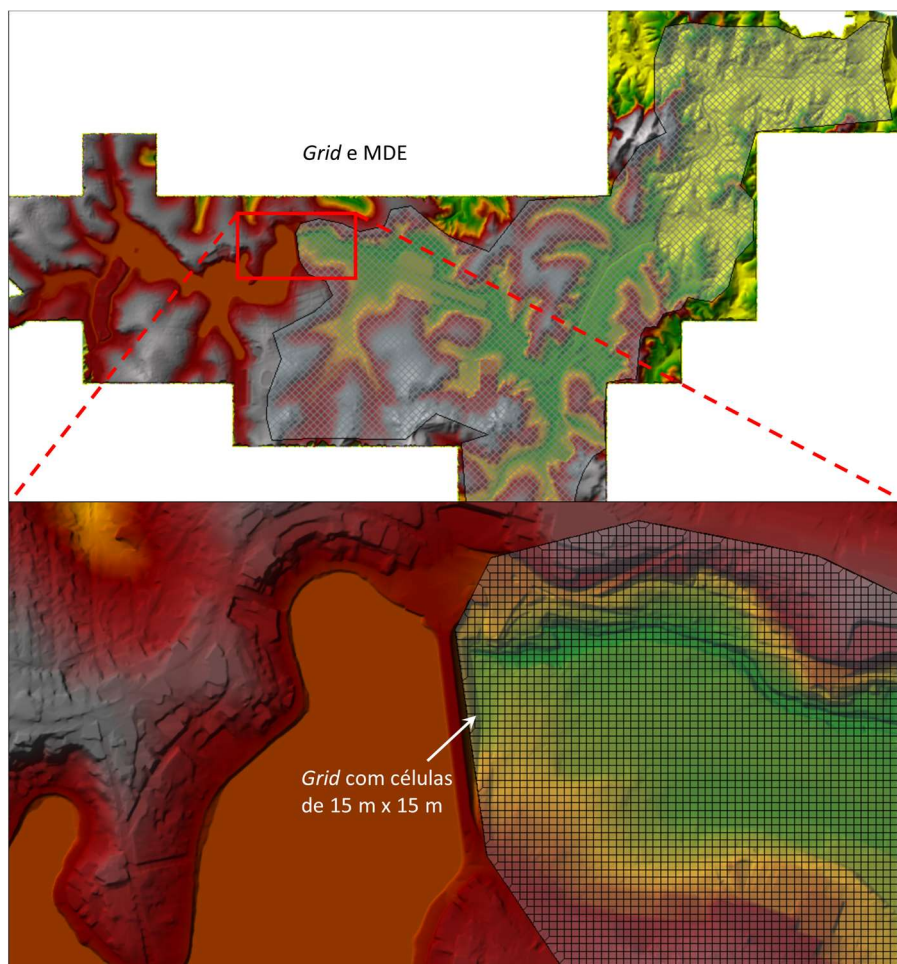




**Figura 5.32 – MDE e *grid* do modelo geométrico do FLO-2D**

No HEC-RAS o *grid* gerado para os cenários base apresenta células com dimensões máximas de 20m x 20m, e para os cenários de análise de sensibilidade foram gerados grids com dimensões de 10m x 10m, 15m x 15m, 30m x 30m e 50m x 50m. Além disso, foram gerados 5 MDEs para o HEC-RAS que são as imagens *raster* com pixel de precisão de 8m, 4m, 3m e 2m gerados a partir do MDT da topografia a laser e uma última imagem *raster* com pixel de precisão de 30m gerado a partir do SRTM. A Figura 5.32 apresenta o modelo geométrico do *grid* adotado no HEC-RAS 2D.





**Figura 5.33** – MDE e *grid* do modelo geométrico do HEC-RAS (2D)

### 5.8.5 Intervalo de tempo

Na modelagem utilizando o HEC-RAS, o intervalo de tempo computacional utilizado inicialmente foi de 1 segundo. Esse valor foi escolhido de maneira conservadora para garantir o atendimento à condição de Courant, e pelo fato de se considerar, nesse caso, que um maior tempo computacional necessário para execução da simulação não seria um problema. Já o modelo FLO-2D utiliza intervalo de tempo computacional automático, sempre buscando o atendimento à condição de Courant.

### 5.8.6 Coeficiente de rugosidade

O coeficiente de rugosidade de Manning adotado para os cenários base em todo o trecho de simulação foi igual a 0,250. Esse valor foi definido tomando como referência o estudo de retroanálise realizado por Rocha (2015). Neste estudo, verificou-se que o valor de Manning igual a 0,300, para o trecho urbano, obteve o melhor ajuste do índice F de desempenho na modelagem de propagação da onda de ruptura utilizando o HEC-RAS 1D. E na modelagem

bidimensional utilizando o FLO-2D, o valor de Manning que obteve o melhor ajuste para a área urbana foi 0,200. Com isso, adotou-se o valor médio do coeficiente de rugosidade no intervalo desses dois resultados.

Cabe ressaltar que diversos aspectos justificam o aumento do coeficiente de rugosidade para modelagem da área urbana, como a existência de edificações, obstruções, arruamentos, galerias e pontes.

Buscando melhorar o entendimento da influência do coeficiente de rugosidade na mancha de inundação também foi realizada uma análise de sensibilidade, sendo adotados valores entre 0,100 e 0,300.

### **5.8.7 Definição do critério de parada**

No presente caso, a modelagem se estendeu por 16,75 km até encontrar com um rio de grande porte que é o rio das Velhas onde a área de drenagem é igual a 2.646 km<sup>2</sup>. A propagação hidráulica poderia ser estendida até o final do perímetro urbano da cidade de Santa Luzia se o objetivo for quantificar danos, no entanto, a topografia disponível de alta precisão (perfilamento a laser LiDAR disponibilizado pela PRODABEL) para modelagem bidimensional abrange apenas o município de Belo Horizonte que coincidentemente se limita na confluência do rio das Velhas com o Ribeirão da Onça. Como a prioridade do PAE é minimizar perdas de vidas, entende-se que o critério de parada da modelagem hidráulica da onda de inundação até o rio das Velhas atenderia a este critério. Mesmo assim, conforme recomendado por FEMA (2010), foram verificadas as vazões máximas atingidas no final das modelagens e comparadas com as vazões associadas a diversos períodos de retorno na região do rio das Velhas, imediatamente a jusante da confluência com o ribeirão da Onça. Para quantificar essas vazões foi utilizada a equação de regionalização de vazões máximas anuais elaboradas pela CPRM/ANEEL (2001).

### **5.9 Análise de Sensibilidade**

A análise de sensibilidade é uma etapa importante do entendimento da acurácia e incerteza do resultado. Morris & Galland (2000) relataram que a afluência ao reservatório, a condição do reservatório no momento de ruptura e as condições de escoamento de base no vale a jusante da barragem podem resultar em efeitos significativos na extensão da cheia de ruptura.

De maneira a verificar a influência de determinados parâmetros e premissas no mapeamento da inundação foram realizadas diferentes análises, nas quais foram variados os seguintes aspectos: i) modelo digital de elevação / topografia; ii) equações de previsão de parâmetros da brecha de ruptura (tempo de formação e geometria); iii) volume de sólidos propagado para jusante da barragem; iv) modelo unidimensional (1D) e bidimensional (2D); v) dimensões do *grid* ; vi) coeficiente de rugosidade de Manning; e vii) tipo de regime de escoamento quanto à sua variação no tempo.

A variação do volume de sólidos propagado para jusante e das equações de previsão dos parâmetros da brecha interferem diretamente no hidrograma de ruptura.

Nos itens a seguir são descritas as variações e a análise de sensibilidade realizadas para cada um dos aspectos mencionados. Para todos os aspectos considerados na análise de sensibilidade, a avaliação do resultado foi feita pelo cálculo do índice de desempenho F e pelo exame da diferença entre a área inundada prevista pelo modelo hidráulico e a área da envoltória de inundação dos cenários base.

Foram utilizados dois cenários base no presente caso, um considerando a ruptura em dia seco (*sunny day*) e outro considerando dia chuvoso (TR = 10.000 anos). Todas as análises de sensibilidade utilizaram como cenário base o dia seco e apenas as análise de sensibilidade do modelo de propagação hidráulica e da equação de previsão de parâmetros da brecha de ruptura também foram comparadas com o cenário base de ruptura em dia chuvoso.

Salienta-se que em todas as simulações de sensibilidade apenas um parâmetro foi variado, e que as demais condições de contorno e parâmetros foram iguais aos utilizados nos cenários base.

Por fim foram modelados dois cenários extremos com o intuito de analisar qual seria a máxima e a mínima mancha de inundação tanto em dia seco como em dia chuvoso. A decisão dos parâmetros e premissas a serem adotadas nos cenários extremos só foi possível após analisar os resultados de todas as análises de sensibilidade. Estes cenários podem ser compreendidos como a delimitação das áreas maior e menor probabilidades de serem atingidas numa eventual ruptura, auxiliando por exemplo na tomada de decisões do plano de ações emergências (PAE).

### 5.9.1 Modelo digital de elevação / Topografia

Dados topográficos de alta qualidade descrevendo a batimetria do talvegue e a topografia da planície de inundação são essenciais em qualquer avaliação de risco de inundação. A qualidade e resolução do modelo de terreno influencia o cálculo das vazões em modelos hidrológicos, elevações da superfície da água em modelos hidráulicos, e a extensão da inundação (MERWADE et al., 2008). Estudos anteriores concluíram que a precisão do modelo digital de elevação tem um efeito importante sobre a precisão de mapeamento da inundação resultante e pode ser o mais importante parâmetro para o mapeamento (NATIONAL RESEARCH COUNCIL, 2009 e ROCHA, 2015).

Ainda não está muito claro como as incertezas associadas à topografia podem ser comparadas a outras fontes de incertezas na modelagem hidráulica (YAN et al., 2015). Diversos estudos mostraram que erros na topografia podem impactar significativamente os resultados do modelo de inundação (ARONICA et al., 1998; PAPPENBERGER et al., 2005; SANDERS, 2007, RROCHA, 2015). Entretanto, a utilização de topografia mais precisa e, portanto, com erros menores, ainda não é uma realidade brasileira para realização da maioria dos estudos de ruptura de barragens.

Os custos para aquisição de MDE de alta precisão, como os modelos derivados de perfilhamento a laser (também referido como LIDAR), são muitas vezes proibitivos. A situação se torna mais perceptível em estudos de ruptura de barragens em que, normalmente, deve-se mapear uma extensa área do vale a jusante da barragem. Acaba-se percebendo, na prática das empresas de consultoria, que, usualmente, muitos estudos são realizadas com topografias baseada em dados gratuitos de diferentes origens.

De maneira a avaliar a influência de diferentes modelos digitais de elevação no mapeamento de inundação, os seguintes modelos digitais de elevação foram utilizados nesta etapa:

- **MDE SRTM** com resolução de **30 m** disponível em <http://earthexplorer.usgs.gov/>;
- Aerolevantamento topográfico com perfilhamento a laser **LiDAR** de 2008 disponibilizado pela PRODABEL com curvas de nível a cada 1 m.

Com o auxílio do AutoCad Civil 3D, das curvas de nível da topografia foi gerado a superfície triangulada do terreno (MDT) e, após o tratamento e validação do MDT foram gerados os MDEs por meio da exportação do arquivo em formato TIN para formato *raster*. Nesse processo,

é possível propor o tamanho do pixel a ser utilizado no MDE. Quanto menor o pixel, maior a fidelidade do MDE com o MDT porém o esforço computacional e o tamanho dos arquivos vão se tornando impeditivos. Para os cenários base foi gerado um MDE com pixel de 3m e para os cenários de análise de sensibilidade foram gerados mais 3 MDEs com pixel de 8m, 4m e 2m.

O MDE do SRTM que foi obtido para a análise de sensibilidade já é um arquivo do tipo *raster* e não foi feito nenhum tratamento. Ao todo foram gerados 5 MDEs que foram denominados como Laser 2m, Laser 3m, Laser 4m, Laser 8m e SRTM 30 m.

### **5.9.2 Equações de previsão dos parâmetros da brecha de ruptura**

Na etapa de definição do hidrograma de ruptura em um estudo hipotético de ruptura de barragens, não se conhecem a priori diversas informações importantes, tais como: localização, geometria e o tempo de formação da brecha de ruptura, volume de material que será propagado para jusante, nível de água existente no reservatório no momento da ruptura, modo de falha, entre outras.

Nesse contexto, uma série de premissas e métodos é geralmente adotada na etapa de síntese do hidrograma de ruptura. De maneira a avaliar o impacto dessas premissas no mapeamento da inundação, foram realizadas algumas análises de sensibilidade.

Inicialmente, foram avaliados os possíveis erros decorrentes da aplicação de equações empíricas para previsão da geometria da brecha de ruptura. Para tanto, foram empregadas as equações propostas por Von Thun & Gillete (1990), Froelich (2008) e Xu & Zhang (2009). Na aplicação de Xu & Zhang (2009), foram utilizadas as equações para maciços constituídos por solo de média erodibilidade. Os resultados obtidos foram comparados com a geometria da brecha observada na ruptura da Barragem da Pampulha.

Da mesma maneira, objetivando verificar a diferença entre o tempo de formação da brecha de ruptura estimado por equações de previsão, foram aplicadas as equações propostas por Von Thun & Gillete (1990), Froehlich (2008) e Xu & Zhang (2009). Os resultados obtidos não tiveram como ser comparados com o tempo de formação observado na ruptura ocorrida em 1954 pois o relato da testemunha entrevistada durante o trabalho e os noticiários e jornais da época não informaram ou não sabiam em quanto tempo a brecha se formou. A única informação relatada na comissão de investigação das causas da ruptura foi que a vazão chegou a aproximadamente 500 m<sup>3</sup>/s e que o processo erosivo por *piping* iniciou no dia 16 de abril e a

barragem rompeu no dia 20 de abril. Vale lembrar que na época foram tomadas medidas emergenciais como o esvaziamento parcial do reservatório e as tentativas de estancar o vazamento, para tentar evitar a ruptura da barragem, e com isso, o tempo de formação da brecha e até a geometria da brecha podem ter sofrido influência dessas intervenções.

### **5.9.3 Volume propagado para jusante**

Outro fator de difícil definição a priori é o volume de sedimentos liberado para jusante. Rico et al. (2008a), baseando-se em análise de regressão, concluíram que, nos casos históricos, cerca de 35% do volume total do reservatório, incluindo água e sólidos, são propagados para jusante. A regressão apresenta fator de determinação igual a 0,86. É possível verificar, nos gráficos de relação entre volume do reservatório e volume desprendido apresentados pelos autores a existência de registros nos quais aproximadamente 100% do volume total do reservatório foi desprendido no evento de ruptura. Além disso, a influência de diversos aspectos relacionados à mobilização de sólidos para jusante não foi analisada pelos autores, como teor de sólidos do material e ruptura em dia chuvoso ou seco.

Alguns estudos de ruptura partem da premissa conservadora de que todo o volume do reservatório é escoado para jusante. No cenário base, considerou-se que 50% do volume de sedimentos imersos no reservatório será mobilizado para jusante. De maneira a verificar a influência do volume desprendido do reservatório no mapeamento da inundação, foram realizadas análises de sensibilidade variando o volume de sedimentos mobilizados para jusante. Os valores utilizados como referência foram 30% e 70%.

Além da geometria e tempo de formação da brecha de ruptura e volume de material a ser mobilizado, um outro parâmetro que deve ser informado para a síntese do hidrograma de ruptura é o gatilho para iniciar o processo de formação de brecha, cuja definição varia para cenários de ruptura em dia seco (*sunny day*) ou em dia chuvoso. Nos cenários de dia seco, normalmente, fixa-se o gatilho no instante inicial da simulação ( $t = 0$  h), sendo o nível de água do reservatório dado pelo nível máximo normal operacional. Já para cenários de dia chuvoso, o processo de formação da brecha pode ser fixado para iniciar assim que o NA máximo maximorum é atingido durante a realização do trânsito de cheias.

Cabe observar que, nesse caso de avaliação de sensibilidade, os demais parâmetros e condições de contorno do modelo hidráulico foram mantidos constantes.

#### **5.9.4 Modelos hidráulicos HEC-RAS (1D e 2 D) e FLO-2D**

De maneira a avaliar a influência da escolha do modelo de propagação hidráulica no mapeamento de inundações decorrentes de ruptura de barragens, foram realizadas análises com o modelo bidimensional FLO-2D e o modelo unidimensional e bidimensional HEC-RAS. Foram mantidos fixos os parâmetros e condições de contorno do cenário base.

#### **5.9.5 Dimensões do *grid***

Para avaliar a influência da divisão do *grid* no mapeamento das inundações decorrentes da ruptura de barragens, foram realizadas análises variando o tamanho das células do grid no modelo bidimensional HEC-RAS. No cenário base foi adotado um grid com células de dimensão de 15m e na análise de sensibilidade foram utilizados células com dimensões de 10m, 20m, 30m e 50m.

#### **5.9.6 Coeficientes de rugosidade de Manning**

Uma das maiores dificuldades na modelagem de ruptura de barragens está relacionada à determinação adequada do coeficiente de rugosidade de Manning. A escolha do coeficiente a ser adotado envolve algumas incertezas. Os valores tabelados e amplamente disponibilizados na literatura, por exemplo, em Chow (1959), foram determinados para situações de inundações naturais muito distintas de uma cheia induzida por uma ruptura.

Geralmente, é difícil encontrar uma cheia com magnitude semelhante para calibrar o coeficiente de rugosidade de Manning. Segundo USACE (2014), muitas vezes o valor utilizado desse coeficiente em estudos de ruptura de barragem é subestimado, o que, em alguns casos, além de resultar em linhas de água incorretas também pode acarretar em instabilidades numéricas. No estudo recente de retroanálise de ruptura de barragem realizado por Rocha (2015), os valores de coeficiente de rugosidade de Manning que resultaram nos melhores índices de desempenho F e menor variação percentual da área inundada, para a simulação de propagação da onda de cheia em área urbana, foram 0,300 na modelagem unidimensional realizada com o HEC-RAS, e 0,200 na modelagem bidimensional realizada com o FLO-2D.

De maneira a avaliar a influência do coeficiente de rugosidade de Manning nas simulações hidráulicas foram realizadas análises de sensibilidade variando o valor utilizado no cenário



base. Nessas análises foram utilizados valores únicos desse coeficiente para o canal e planície de inundação variando entre  $n = 0,100$  a  $n = 0,300$ .

### **5.9.7 Regime de escoamento quanto à sua classificação no tempo**

Dada a natureza transiente de um evento de ruptura de barragem, geralmente adota-se na modelagem hidráulica a hipótese de ocorrência de regime de escoamento não permanente, na qual são aplicadas as equações de Saint-Venant. O esquema numérico de resolução dessas equações pode resultar em dificuldades de convergência e instabilidades numéricas e maior tempo computacional.

Para verificar os efeitos da simplificação do modelo hidráulico na previsão da inundação, foram simulados alguns cenários considerando a hipótese de escoamento em regime permanente utilizando frações da vazão de pico do hidrograma de ruptura do cenário base a fim de verificar qual seria o valor que mais se aproximasse da mancha de inundação do cenário base. Os demais parâmetros e condições de contorno do cenário base foram mantidos fixos.

### **5.10 Edificações e estruturas atingidas**

A estimativa de prejuízos devido às inundações é um aspecto cada vez mais importante da gestão dos riscos de inundações. O processo de estimativa dos prejuízos, em uma análise de risco quantitativa, inclui tipicamente a simulação de diferentes cenários de inundações, a quantificação das edificações atingidas, a avaliação de suas características, e o potencial de danos estruturais e perdas econômicas (TATE et al., 2014).

A realização de análise de risco quantitativa com a estimativa de prejuízos antes da ocorrência de um desastre permite a comparação de custos e benefícios de alternativas de mitigação. Já a modelagem das perdas após o acidente produz estimativas de danos físicos e perdas econômicas que podem orientar as atividades de resposta e recuperação. Até o momento, entretanto, o uso generalizado de estimativa de perda de inundação na tomada de decisão para a gestão de risco tem sido limitado, em parte por causa de dúvidas sobre a incerteza na confiabilidade das estimativas de perdas modeladas (MERZ et al., 2010).

Uma das atividades inerentes à análise de risco é a quantificação das consequências (ABNT, 2009). Para a quantificação de consequências em estudos de inundação um dos dados de entrada

é o mapeamento resultante da modelagem hidráulica. Nesse contexto, a correta quantificação das consequências está atrelada à qualidade da previsão da inundação.

De maneira simplificada, foi realizada uma etapa da análise de consequências de inundações que consistiu na quantificação de edificações atingidas no vale a jusante.

Em posse das manchas de inundação, correspondentes às situações previstas pelos modelos hidráulicos foram identificadas, a partir de imagem de satélite, todas as edificações existentes na área inundada. Foi realizada uma iteração com o trabalho de conclusão de curso de graduação de engenharia civil da estudante Cláudia Lopes o qual foi apresentado em julho de 2016. Para a elaboração do trabalho de conclusão de curso, Lopes (2016) utilizou as manchas de inundação dos cenários de dia seco e dia chuvoso elaboradas nesta dissertação e como resultado, Lopes, 2016 quantificou o número de edificações atingidas.

Os cenários de modelagem hidráulica utilizados para essa quantificação foram:

- i) Cenário Base 1 – Modelagem Bidimensional HEC-RAS - Dia Seco; e
- ii) Cenário Base 2 – Modelagem Bidimensional HEC-RAS - Dia Chuvoso;

Para o levantamento das consequências de um eventual rompimento da Barragem da Pampulha, Lopes, 2016 utilizou o mapeamento da área potencialmente inundada para identificar e caracterizar o meio físico, populações e estruturas atingidos. A base do levantamento se deu utilizando-se ferramentas de georreferenciamento em ambientes GIS com o software gratuito Quantum GIS, versão 2.14.1, imagens de satélite fornecidas pelo software Google Earth Pro e o recurso *Street View*, incluso neste último, através do qual é possível visualizar e deslocar-se por uma determinada via selecionada, tendo uma visão em 360° do local como se estivesse ao nível do solo. A principal utilidade do georreferenciamento, neste caso, foi poder sobrepor o arquivo com o limite da mancha de inundação gerada na simulação às imagens de satélite, mapas geográficos, hidrográficos e políticos, identificando o que estaria dentro deste limite da inundação na eventual ruptura. Devido ao fato da área urbana de Belo Horizonte estar praticamente toda servida pelo recurso *Street View*, não foram necessárias visitas de campo à área atingida, uma vez que, quando foi preciso identificar uma determinada estrutura ou localidade, foi usada tal ferramenta para “descer” ao nível do solo e visualizar a fachada da construção, placas de sinalização, etc.

Para o levantamento da população potencialmente atingida, Lopes, 2016, cogitou inicialmente em realizar a contagem do número de domicílios a partir de imagem de satélite e essa informação seria cruzada com os dados do Censo 2010 de densidade populacional média para o respectivo setor censitário (habitantes/domicílio). Porém, constatou-se em tentativas preliminares de contagem, que isto demandaria um tempo indisponível e que a precisão que justificaria este trabalho dispendioso não seria garantida. Como a área em estudo engloba diversos aglomerados, bairros com predominância de lotes pequenos e construções geminadas e conjuntos habitacionais, seria, muitas vezes, impossível afirmar com precisão o número de divisões domiciliares sob uma mesma cobertura (estrutura visível na imagem de satélite) ou que utilizam uma mesma saída para a rua (estrutura visível pela ferramenta *Street View*).

Sendo assim, optou-se por uma metodologia mais simples, mas que acreditou-se fornecer uma estimativa válida para o propósito deste trabalho. Numa primeira etapa, através da plataforma GIS, foi sobreposto o arquivo georreferenciado da mancha de inundação ao arquivo fornecido pelo site do IBGE com a delimitação dos setores censitários do Censo 2010. Foram então selecionados e isolados os setores que continham alguma parte de seu território coincidente com a área da mancha. Tendo a lista com os 183 setores atingidos, foi possível obter, em planilha também fornecida pelo site do IBGE, os dados populacionais destes. A segunda etapa, consistiu em calcular que porcentagem da área total de cada setor representava a área atingida pela mancha. As respectivas porcentagens foram replicadas aos dados de população e domicílios totais, estimando-se, assim, quantos deles seriam considerados para o cálculo da população total atingida.

No trabalho de Lopes, 2016, também foram quantificados para o cenário de dia chuvoso as principais infraestruturas urbanas atingidas como as principais vias, rodovias, ferrovias, estações de metrô e de integração, escolas, colégios, universidades, creches, igrejas, centros comunitários, estruturas comerciais e de lazer.

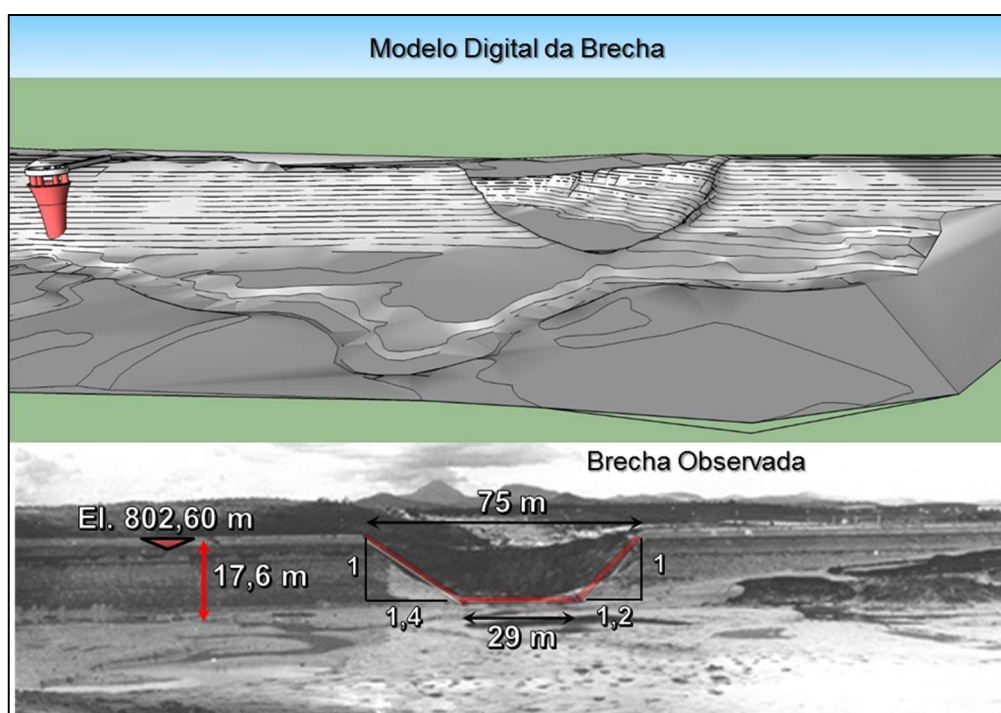
## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 6.1 Retroanálise da Brecha de ruptura

#### 6.1.1 Geometria

De acordo com os dados obtidos das fotografias e do modelo digital da brecha elaborado com as curvas de nível do aerolevanteamento fotogramétrico (Figura 6.1), a brecha apresenta as seguintes dimensões:

- Largura de fundo da brecha:  $B_b = 29,0$  m;
- Altura da brecha:  $H_b = 17,60$  m;
- Largura de topo:  $B = 75,0$  m;
- Inclinações dos taludes laterais: 1,4H:1V (lado esquerdo) e 1,2 H:1V (lado direito)



**Figura 6.1** – Reconstituição da brecha de ruptura observada com o modelo digital  
Fonte: Modelo digital elaborado pelo autor. Foto: [www.museuvirtualbrasil.com.br](http://www.museuvirtualbrasil.com.br)

#### 6.1.2 Tempo de formação

De acordo com o relatório da comissão de investigação das causas da ruptura (Vargas *et al.*, 1955), a barragem da Pampulha teve um processo de ruptura lento, tanto que foi possível tomar diversas medidas emergenciais como evacuar a população residente a jusante e esvaziar

aproximadamente de 30% do volume do reservatório por meio da construção de um sangradouro na ombreira direita do maciço e através da explosão de parte do vertedor tulipa com dinamite.

Ainda, segundo este relatório, o vazamento começou a ser percebido no dia 16 de abril e aumentou progressivamente durante 5 dias, carregando cada vez mais material, até que se formou um túnel ao longo do maciço. No dia 20 de abril de 1954 esse túnel alcançou dimensões inusitadas, às 11:30 horas houve subsidência da parte central da barragem, quebra da placa de concreto e formação de um canal em forma de S ligando o ponto onde havia a ruptura da placa com o ponto onde se notava a emergência d'água. As águas correram pelo vale com vazão aproximada de 500 m<sup>3</sup>/s e provocando inundação que atingiu desde a pista do aeroporto até áreas mais distantes, como os bairros Aarão Reis, Capitão Eduardo e Matadouro (atual bairro São Paulo).

Em entrevista cedida ao Jornal Estado de Minas em dezembro de 2015, José Waldivino de Lima de 70 anos, residente no bairro Suzana desde a época da ruptura, relatou: “A represa começou a arrebentar de manhã cedo e terminou à tarde. Antes de tudo acontecer, as autoridades anunciaram pelo rádio para as pessoas evacuarem a área. Naquele tempo, havia pouca gente morando nesses lados da cidade; na verdade, era puro mato”.

Como o evento ocorreu a mais de 60 anos, é difícil encontrar pessoas que presenciaram a ruptura pois é provável que a maioria já tenha falecido e na época haviam poucos habitantes na região. É importante ressaltar a dificuldade na obtenção precisa do tempo de formação, conforme observado por Wahl (1998). Normalmente as pessoas relatam somente intervalos de tempo – antes ou depois do almoço, antes ou depois do nascer do sol – e tem dificuldades de lembrar os horários com maior precisão.

A partir dessas informações, concluiu-se que os dados foram insuficientes para determinar o tempo de formação da brecha e este parâmetro não pode ser comparado com as equações de previsão de tempo de formação de brecha.

### **6.1.3 Comparação da brecha observada com as equações de previsão da brecha**

Os principais dados de entrada das equações de previsão de brechas foram obtidos por meio do relatório da comissão de investigação da ruptura e estão apresentados na Tabela 6.1.

**Tabela 6.1** – Dados de entrada das equações de previsão da brecha para a Barragem da Pampulha – Retroanálise da ruptura de 1954

Dado de entrada/referência	Evento de 20 de abril de 1954
Elevação da crista (m)	802,60
Elevação da fundação da barragem (m)	785,00
Altura da barragem - $H_d$ (m)	17,60
Altura da brecha - $H_b$ (m)	17,60
N.A. normal de operação (m)	800,00
Altura do reservatório no momento da ruptura - $H_w$ (m)	12,10
Volume de água até a soleira do extravasor ( $m^3$ )	18.000.000
Volume total propagado $V_w$ ( $m^3$ ) - 70%	12.600.000
Elevação do N.A. para gatilho de desenvolvimento da brecha (m)	797,10

Nas equações de Froehlich (2008) foram considerados os parâmetros associados ao modo de ruptura por *piping*, com  $K_0 = 1,0$  e  $Z = 0,7$ . Para a aplicação da equação de Von Thun & Gillette (1990), considerou-se  $Z = 1,0$ , referente a maciço construído com solos não coesivos. Para aplicação da equação de Xu & Zhang (2009), foram considerados os parâmetros associados ao modo de ruptura por *piping*, barragem homogênea constituída por solo de média erodibilidade.

Os parâmetros da brecha obtidos pelas equações de previsão estão sintetizados na Tabela 6.4. Para facilidade de comparação, foram incluídos os resultados obtidos da reconstituição da brecha de ruptura.

**Tabela 6.2** – Previsão dos parâmetros da brecha de 1954

Autor	Largura média da brecha (m)	Largura fundo da brecha (m)	Largura topo da brecha (m)	Tempo de formação (hh:mm)	Área da brecha ( $m^2$ )	Diferença de Área da brecha
Brecha reconstituída (1954)	52,0	29,0	75,0	-	915	
Xu & Zhang (2009)	45,7	33,8	57,7	03:17	804	-12%
Froehlich (2008)	56,7	44,3	70	01:08	998	<b>9%</b>
Von Thun e Gillette (1990)	85,2	67,6	102,3	00:29	1.500	64%

Os resultados obtidos demonstram que a equação proposta por Froehlich (2008) resultou nos valores dos parâmetros geométricos mais próximos aos valores da brecha reconstituída, fato este que pode ser comprovado pela diferença de área da brecha em relação à brecha reconstituída e, portanto, será adotado nos cenários base para previsão de geometria e tempo de formação de brecha da Barragem da Pampulha com a crista na El. 805,00 m.

## 6.2 Modelagem Hidrológica

De acordo com a metodologia apresentada no Item 5.0, foi realizada a simulação hidrológica do trânsito de cheias no reservatório formados pela Barragem da Pampulha, a fim de avaliar a possibilidade de galgamento do maciço e posterior definição das hipóteses de ruptura.

Dessa forma, na sequência, são apresentados os principais resultados obtidos na avaliação do trânsito de cheias da Barragem da Pampulha. Informa-se que foi adotada como cheia de projeto aquela originada a partir da chuva crítica. Denomina-se chuva crítica aquela cuja duração é capaz de gerar a máxima sobrelevação do nível de água (NA) no reservatório, quando da passagem da cheia decorrente dessa chuva.

A simulação hidrológica foi realizada com o auxílio do modelo HEC-HMS. Os resultados estão apresentados na Tabela 6.3 e no gráfico da Figura 6.2.

**Tabela 6.3** – Síntese dos resultados obtidos durante as simulações dos trânsitos de cheias

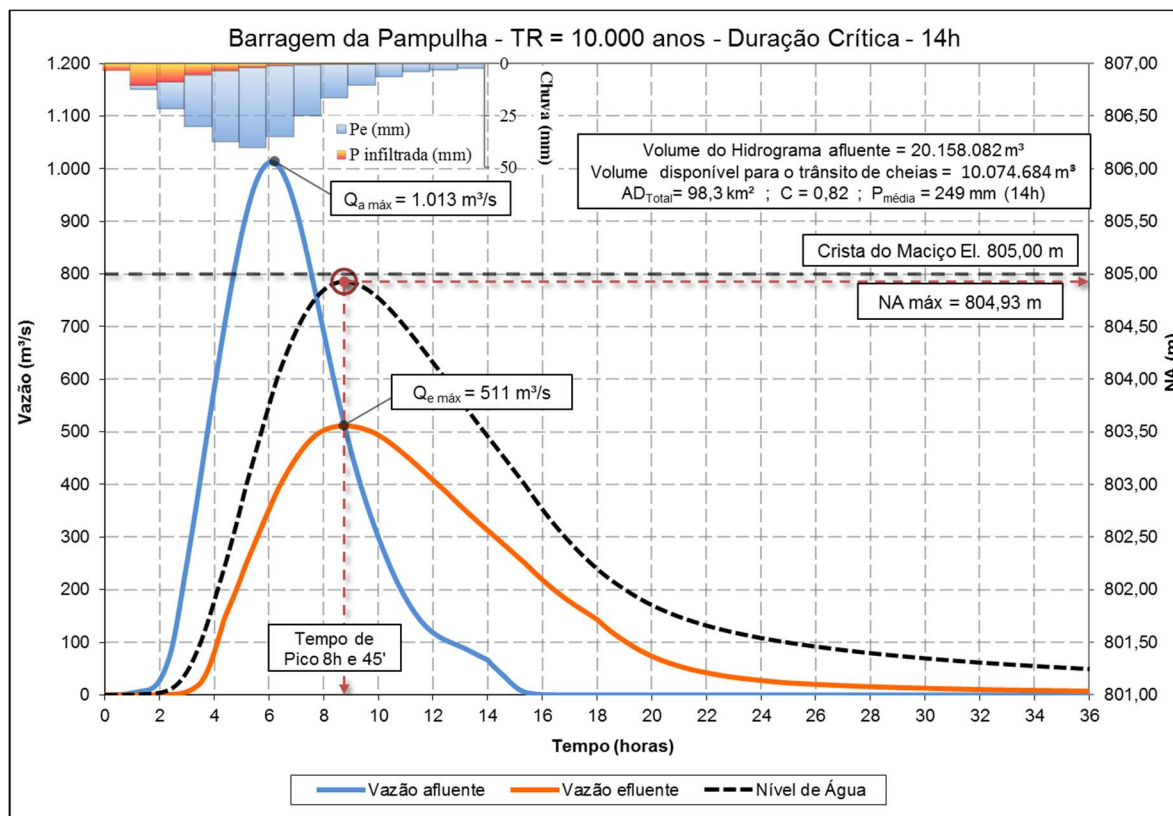
Resultados	Barragem da Pampulha
Cheia de Projeto	TR = 10.000 anos
Duração da chuva de projeto <sup>1</sup>	14 horas
Altura da precipitação média de projeto (mm)	249
Altura da precipitação efetiva (mm)	205
Coefficiente de escoamento superficial	0,82
Elevação da crista da barragem (m)	805,00
Elevação da soleira do extravasor <i>Side Channel</i> (m)	801,00
Elevação da soleira do extravasor Tulipa (m)	801,50
Vazão máxima afluyente (m <sup>3</sup> /s)	1.013
Vazão máxima defluente total (m <sup>3</sup> /s)	<b>511</b>
Vazão máxima efluente proveniente do extravasor <i>Side Channel</i> (m <sup>3</sup> /s)	<b>452,5</b>
Vazão máxima efluente proveniente do extravasor Tulipa (m <sup>3</sup> /s)	<b>58,5</b>
Extravasor <i>Side Channel</i> (m)	Soleira vertente perfil cilíndrico L=32,0 m
Extravasor Tulipa (m)	Raio externo = 6,27m ; Raio interno = 1,20m
Volume de precipitação total (m <sup>3</sup> )	24.466.757
Volume do hidrograma afluyente (m <sup>3</sup> )	20.158.082

<sup>1</sup> Chuva de Projeto é aquela cuja duração gera a maior sobrelevação do nível de água (NA) no interior do reservatório, quando da passagem da cheia decorrente dessa chuva (chuva de projeto).



(Continuação)

NA máximo maximorum (m)	804,93
Tempo de ocorrência do NA máximo maximorum após o início do evento da chuva de projeto	8 horas e 45 minutos
NA no início da simulação (m)	801,00
Volume disponível para amortecimento de cheias entre a soleira do extravasor e a crista da barragem (m <sup>3</sup> )	10.074.684
Borda livre remanescente <sup>2</sup> (m)	0,07



**Figura 6.2** – Trânsito de cheias da Barragem da Pampulha - TR = 10.000 anos e duração crítica de 14 horas.

Os estudos apresentados demonstram que, sem considerar os efeitos de vento, a Barragem da Pampulha (El. 805,00 m) seria capaz de suportar as vazões decorrentes da chuva de projeto com tempo de retorno de 10.000 anos. Ressalta-se que esta avaliação é válida para a condição do reservatório (curva cota-volume) de novembro de 2014 (batimetria fornecida pela SUDECAP) e qualquer alteração no reservatório, seja por obras de dragagem ou de assoreamento com o

<sup>2</sup> É definida como sendo a borda livre associada ao nível de água máximo calculado pelo modelo hidrológico, no momento da passagem da cheia de projeto.

tempo, resulta em alterações no estudo de trânsito de cheias pelo reservatório e esta avaliação deixa de ser válida. Dessa forma, dentro das informações expostas anteriormente, não foi constatada a possibilidade de galgamento da barragem considerando a cota mínima de coroamento na El. 805,00 m, sendo definido como hipótese inicial de ruptura a retroerosão progressiva do maciço (*piping*).

### 6.3 Definição dos cenários de ruptura

De acordo com os resultados dos estudos hidrológicos da Barragem da Pampulha, não ocorre o galgamento do maciço frente a cheia extrema (TR=10.000 anos), portanto foi considerado apenas a hipótese de ruptura por *piping*.

Os cenários e premissas definidos para modelagem da ruptura da Barragem da Pampulha e mapeamento das manchas de inundação estão apresentados na Tabela 6.4.

**Tabela 6.4** – Síntese dos cenários e premissas definidos para modelagem de ruptura da Barragem da Pampulha e mapeamento das manchas de inundação

Cenários Base e										
Nome	Dia	MDE	Grid	Manning	Eq. Brecha	Vol. Sed.	Modelo	Regime		
Base 1	Seco	Laser 3m	15m	0,250	Froehlich	50%	HEC-RAS (2D)	Não Permanente		
Base 2	Chuva									
Análises de Sensibilidade										
Análise	Nome	Dia	MDE	Grid	Manning	Brecha	Vol. Sed.	Modelo	Regime	
MDE	T1	Seco	Laser 2m	15m	0,250	Froehlich	50%	HEC-RAS (2D)	Não Permanente	
	T2		Laser 8m							
	T3		SRTM 30m							
Grid	G1	Seco	Laser 3m	20m	0,250	Froehlich	50%	HEC-RAS (2D)	Não Permanente	
	G2			30m						
	G3			50m						
Manning	M1	Seco	Laser 3m	15m	0,300	Xu & Zhang	50%	HEC-RAS (2D)	Não Permanente	
	M2				0,200					
	M3				0,100					
Equação de Brecha	E1	Chuva	Laser 3m	15m	0,250	Von T. & Gillete	50%	HEC-RAS (2D)	Não Permanente	
	E2					Xu & Zhang				
	E3					Von T. & Gillete				
	E4					Xu & Zhang				
Volume de Sedimentos	V1	Seco	Laser 3m	15m	0,250	Froehlich	30%	HEC-RAS (2D)	Não Permanente	
	V2						70%			
Modelo	F1	Seco	Laser 3m	15m	0,250	Froehlich	50%	FLO-2D	HEC-RAS (1D)	
	H1							-		
	F2	Chuva						20m		FLO-2D
	H2	-						20m		HEC-RAS (1D)
Regime de escoamento	R1	Seco e Chuva	Laser 3m	15m	0,250	Froehlich	50%	HEC-RAS (1D)	Permanente - 10% Qp	
	R2								Permanente - 20% Qp	
	R3								Permanente - 30% Qp	
	R4								Permanente - 40% Qp	
Cenários Extremos										
Nome	Dia	MDE	Grid	Manning	Brecha	Vol. Sed.	Modelo	Regime		
Máximo dia Seco	Seco	Laser 2m	15m	0,300	Von T. & Gillete	70%	HEC-RAS (2D)	Não Permanente		
Máximo dia Chuvoso	Chuva									
Mínimo dia Seco	Seco	Laser 3m	15m	0,200	Xu & Zhang	30%	HEC-RAS (2D)	Não Permanente		
Mínimo dia Chuvoso	Chuva									

## 6.4 Brecha de ruptura

A definição e validação dos parâmetros das brechas de ruptura aplicadas no maciço da Barragem da Pampulha nos cenários base admitiu a hipótese de ruptura por *piping* tanto para o cenário de dia seco como para o cenário de dia chuvoso. A priori, deve-se conhecer o volume da brecha de ruptura para incluir no volume propagado, o que necessitaria de cálculos iterativos, no entanto, se o volume da brecha for insignificante em comparação com o volume total propagado (menos de 1%), o cálculo iterativo pode ser indiferente, e por simplificação de cálculos, pode ser desprezado.

Foi utilizada a equação de Froehlich (2008) para a previsão da geometria e tempo de formação de brecha para os cenários base por ter obtido o melhor ajuste na retroanálise da brecha reconstituída. Os dados de entrada das equações de previsão de brecha foram extraídos a partir da relação cota-volume do reservatório (item 5.2.4), das informações básicas da barragem (item 4.2) e dos resultados do trânsito de cheias (Tabela 6.3).

A Tabela 6.5 apresenta as informações de entrada das equações de previsão para os Cenários base de ruptura avaliados.

**Tabela 6.5 – Dados de entrada das equações de previsão da brecha**

Dado de entrada/referência	Cenário Base 1 Dia Seco	Cenário Base 2 Dia Chuvoso
Elevação da crista (m)	805,00	
Elevação da fundação da barragem (m)	785,00	
Altura da barragem - $H_d$ (m)	20,00	
Altura da brecha - $H_b$ (m)	20,00	
N.A máximo maximorum (m)	-	804,93
N.A. normal de operação (m)	801,00	
Altura do reservatório no momento da ruptura - $H_w$ (m)	16,00	19,93
Volume de água até a soleira do extravasor ( $m^3$ )	10.009.628	
Volume total de sólidos (sedimentos) ( $m^3$ )	10.000.000	
Volume de Sólidos propagado ( $m^3$ ) – 50%	5.000.000	
Volume do trânsito de cheias ( $m^3$ )	-	20.158.082
Volume total de propagação (água + sólidos) - $V_w$ ( $m^3$ )	15.009.628	35.167.710
Elevação do centro do orifício do <i>piping</i> (m)	795,00	
Elevação do N.A. para gatilho de desenvolvimento da brecha (m)	801,00	804,93

Na equação de Froehlich (2008) foram considerados os parâmetros associados ao modo de ruptura por *piping*, com  $K_0 = 1,0$  e  $Z = 0,7$ .

Os parâmetros da brecha obtidos pelas equações de previsão estão sintetizados na Tabela 6.6.

**Tabela 6.6** – Parâmetros da brecha de ruptura da Barragem da Pampulha

Cenários	Largura média da brecha (m)	Largura fundo da brecha (m)	Largura topo da brecha (m)	Tempo de formação (hora)
<b>Base 1 Dia Seco</b>	60,2	46,2	74,2	01:05
<b>Base 2 – Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)</b>	70,8	56,8	84,8	01:24

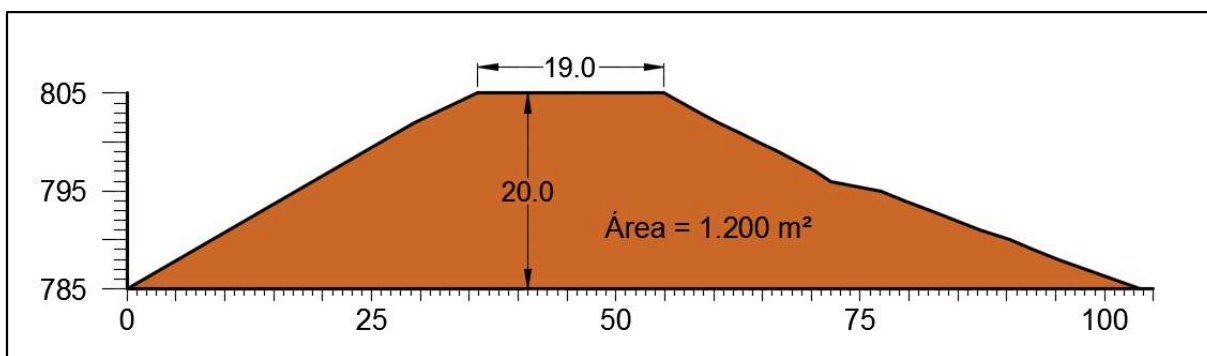
Foi realizado um cenário de propagação do hidrograma efluente da Barragem da Pampulha após a passagem da cheia associada a um evento chuvoso na bacia de contribuição com TR = 10.000 anos sem considerar a ruptura, ou seja, o hidrograma efluente é proveniente do hidrograma afluente amortecimento pelo reservatório e escoado pelo sistema extravasor. Este cenário foi realizado apenas para comparar o incremento da mancha de inundação no cenário de ruptura em dia chuvoso uma vez que a própria cheia decamilenar já resultaria em uma grande inundação.

### **6.5 Material propagado**

O material propagado para jusante foi calculado e definido conforme metodologia apresentada no item 5.4.

No cenário de dia seco o volume considerado é da água presente até a soleira do extravasor e uma parcela do volume de sedimentos depositados ao longo dos anos dentro do reservatório. No cenário de dia chuvoso, além do volume de água até a soleira do extravasor e do volume de sedimentos, é considerado o volume do hidrograma afluente de projeto. Além disso, nos dois cenários é avaliado o volume da brecha de ruptura que é arrastado juntamente com a água e os sedimentos.

Para o cálculo do volume da brecha de ruptura, é necessário conhecer a área da seção transversal da barragem. A Figura 6.3 apresenta a seção transversal da Barragem da Pampulha onde a área calculada foi igual a 1.200 m<sup>2</sup>.

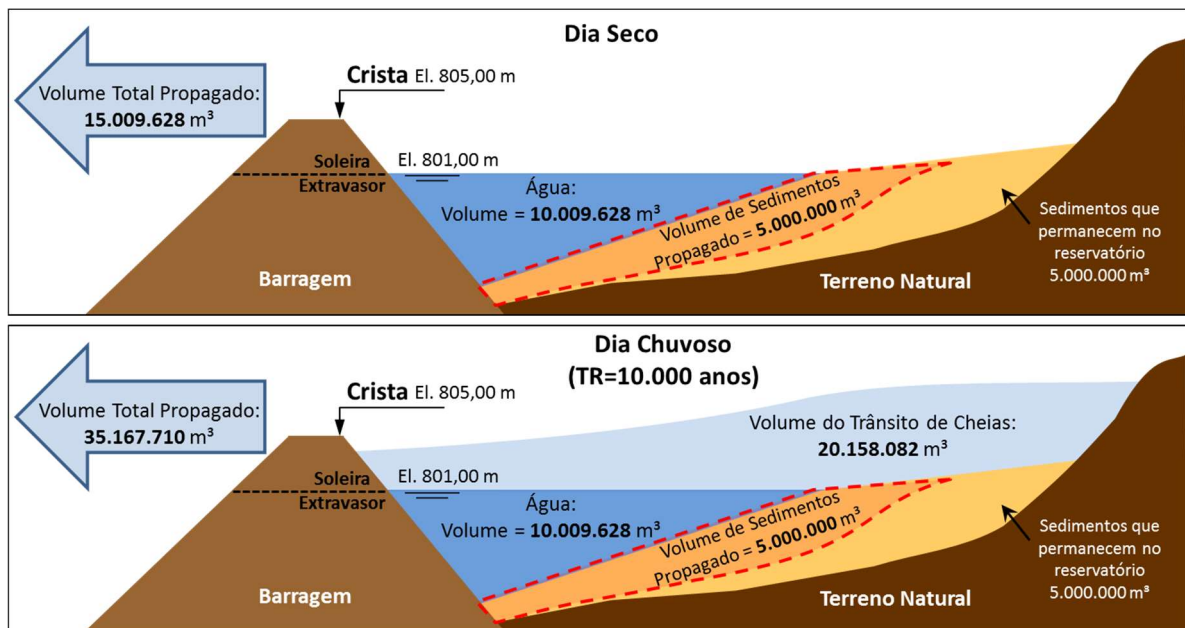


**Figura 6.3** – Seção transversal da Barragem da Pampulha

Os volumes das brechas no cenário de dia seco são iguais a 49.480 m<sup>3</sup>, 66.640 m<sup>3</sup> e 105.880 m<sup>3</sup>, utilizando as equações de previsão de brecha segundo a metodologia de Xu & Zhang (2009), Froehlich (2008) e Von Thun & Gillette (1990) respectivamente. Estes valores correspondem a 0,33%, 0,44% e 0,70% respectivamente do volume total propagado para cada caso, ou seja, esta parcela do volume pode ser desconsiderada do hidrograma de ruptura devido à sua insignificância no presente caso. Para os cenários de dia chuvoso, os volumes das brechas são iguais a 47.640 m<sup>3</sup>, 79.360 m<sup>3</sup> e 117.760 m<sup>3</sup>, utilizando as equações de previsão de brecha segundo a metodologia de Xu & Zhang (2009), Froehlich (2008) e Von Thun & Gillette (1990) respectivamente. Estes valores correspondem a 0,14%, 0,23% e 0,33% respectivamente do volume total propagado para cada caso, ou seja, esta parcela do volume também pode ser desconsiderada do hidrograma de ruptura.

O volume do trânsito de cheias é igual a 20.158.082 m<sup>3</sup> (item 6.2) e o volume contido no reservatório até a soleira do extravasor (El. 801,00 m) é igual a 10.009.628 m<sup>3</sup> (item 5.2.4). Nos cenários base e de comparação das equações de previsão de parâmetros de brecha são considerados a propagação de 50% do volume de sedimentos contidos no reservatório correspondendo ao valor de 5.000.000 m<sup>3</sup>.

A Figura 6.4 apresenta um croqui esquemático da composição dos volumes propagados par jusante nos cenários de dia seco e dia chuvoso.



**Figura 6.4** – Composição dos volumes propagados nos cenários de dia seco e chuvoso

Outra importante característica a ser definida do material a ser propagado para jusante é a concentração volumétrica de sólidos ( $C_v$ ) no fluido que é definida pela razão entre o volume de sólidos propagado e o volume total considerado para a formação do hidrograma de ruptura. Vale lembrar que para o cálculo do volume de sólidos deve ser subtraído a parcela de volume de água intersticial.

No cálculo da concentração volumétrica de sólidos ( $C_v$ ) no fluido, foi adotado o valor de massa específica da água ( $\rho_w$ ) igual a  $1.000 \text{ kg/m}^3$ , massa específica dos sólidos ( $\rho_s$ ) (sedimentos) igual a  $2.650 \text{ kg/m}^3$ , típico de quartzo e teor de sólidos ( $T_s$ ) igual a 80%, representando o adensamento com o tempo. Com isso, o volume obtido de sólidos considerando a propagação de  $5.000.000 \text{ m}^3$  de sedimentos foi igual a  $3.007.519 \text{ m}^3$ , o que representa uma concentração volumétrica de sólidos ( $C_v$ ) no fluido igual a **0,20** para o cenário de dia seco e igual a **0,09** para o cenário de dia chuvoso.

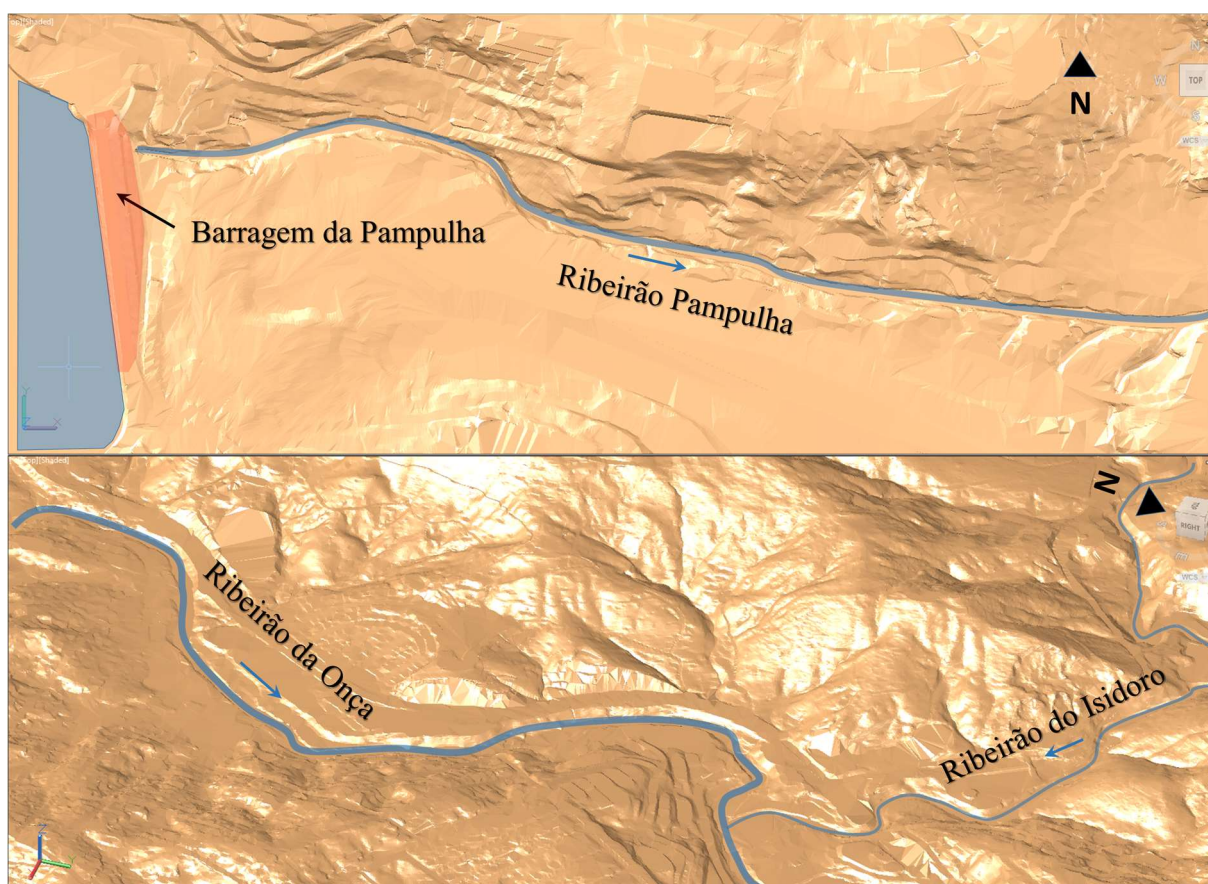
Comparando os valores da concentração volumétrica calculada para os cenários de dia seco e chuvoso com os valores orientadores propostos por O'Brien e Julien (1984) para a caracterização qualitativa dos escoamentos (vide Tabela 3.5), verifica-se que o escoamento da onda de ruptura da Barragem da Pampulha pode ser caracterizado como Aquoso, onde o escoamento apresenta as características de um fluido Newtoniano com descarga de sedimentos suspensos. Para o cenário de dia seco o valor de  $C_v$  igual a 0,20 está no limiar da mudança de escoamento Aquoso para escoamento do tipo *MudFlood*, caracterizado por ocorrer a ação de



ondas distintas, onde a superfície da onda é fluida e as partículas sólidas decantam-se ao longo do vale a jusante. No entanto, o escoamento foi considerado nas modelagens hidráulicas como Aquoso.

## 6.6 Tratamento e avaliação do MDT e MDE

Nas Figuras 6.5 e 6.6 são exibidos o MDT elaborado no AutoCAD Civil 3D da região a jusante da Barragem da Pampulha gerado a partir do aerolevante topográfico com perfilamento a laser LiDAR de 2008 disponibilizado pela PRODABEL com curvas de nível a cada 1 m.

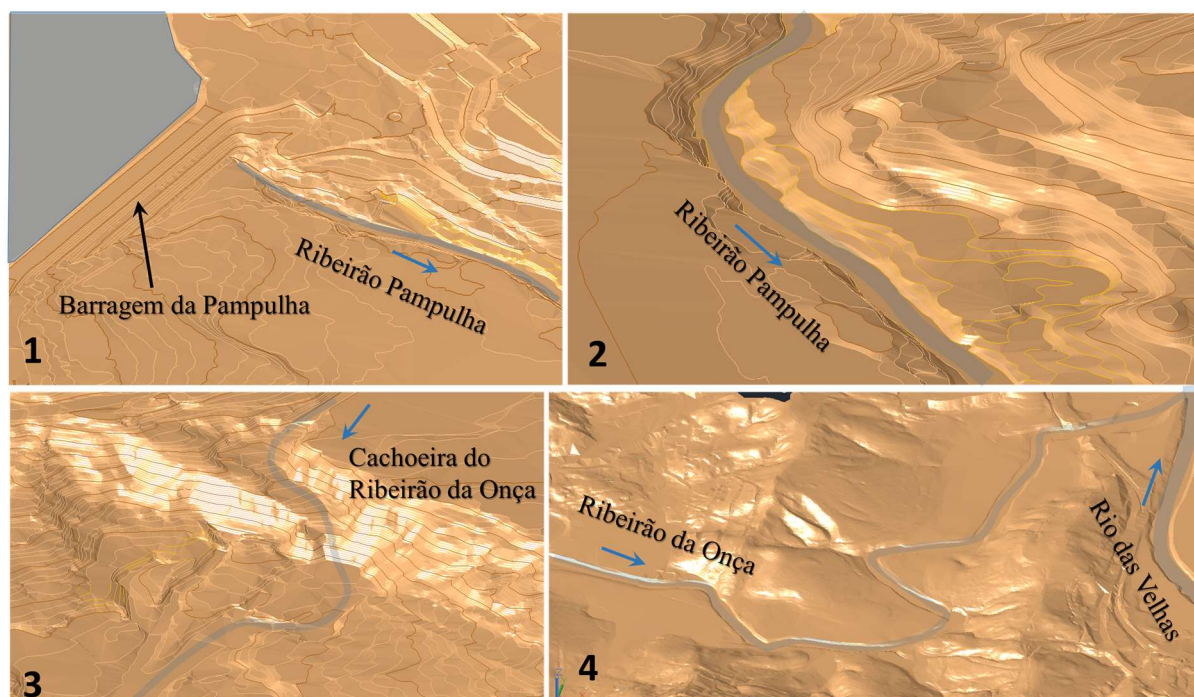


**Figura 6.5** – MDT da área a jusante da Barragem da Pampulha

Vale lembrar que os modelos digitais de elevação (MDEs) e os modelos digitais de terrenos (MDTs) são diferentes formas de representação topográficas e ambos são de grande utilidade em estudos hidráulicos. Os modelos digitais de elevação (MDEs) são construídos por meio da aplicação de técnicas de sensoriamento remoto e não desconsideram a elevação de objetos posicionados sobre a superfície da terra, por exemplo, o dossel das árvores em áreas densamente florestadas, edifícios e grandes construções em áreas urbanas. Já os MDTs referem-



se à cota altimétrica do nível do solo e são construídos a partir de mapas topográficos (curvas de nível, levantamentos por GPS ou por altimetria a laser - LIDAR).



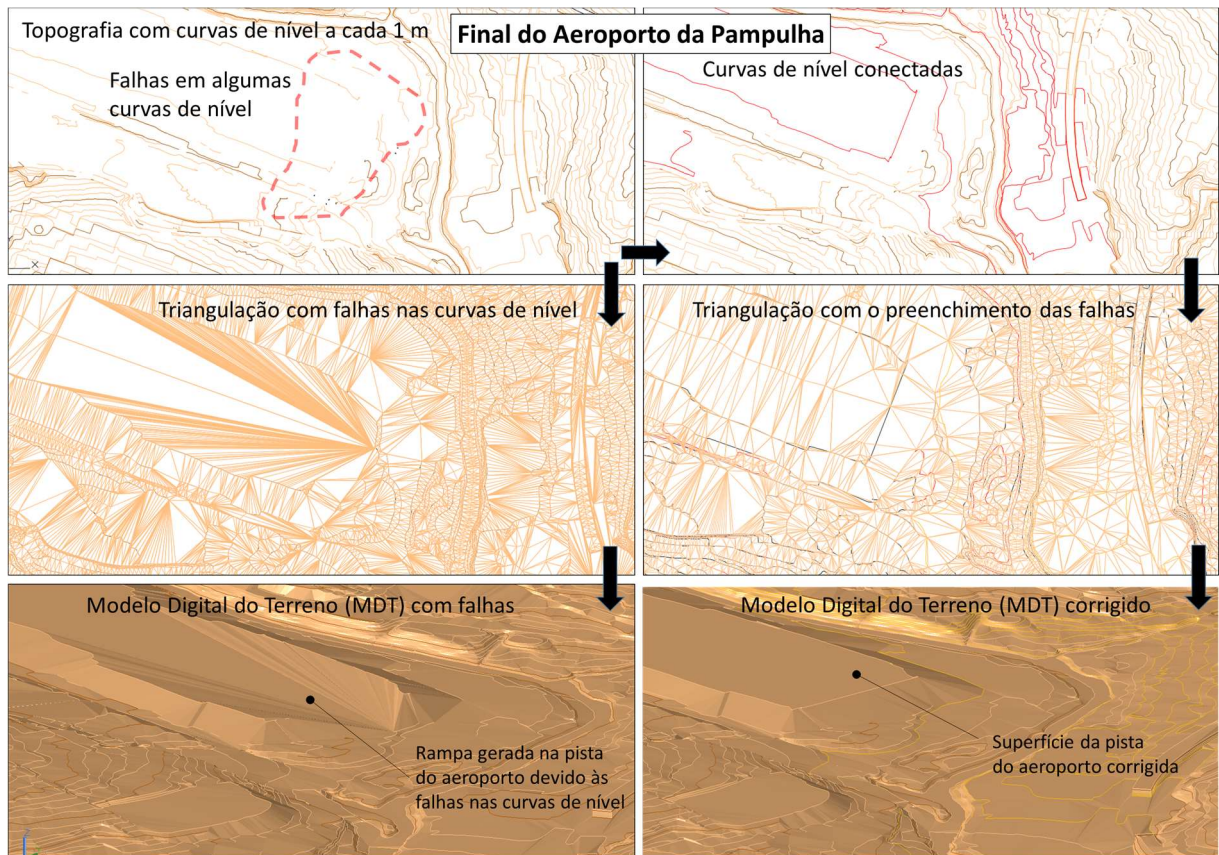
**Figura 6.6** – MDT da área a jusante da Barragem da Pampulha

A imagem de cima da Figura 6.5 apresenta o trecho inicial do MDT e a imagem de baixo apresenta a região da confluência do ribeirão do Isidoro com o ribeirão do Onça.

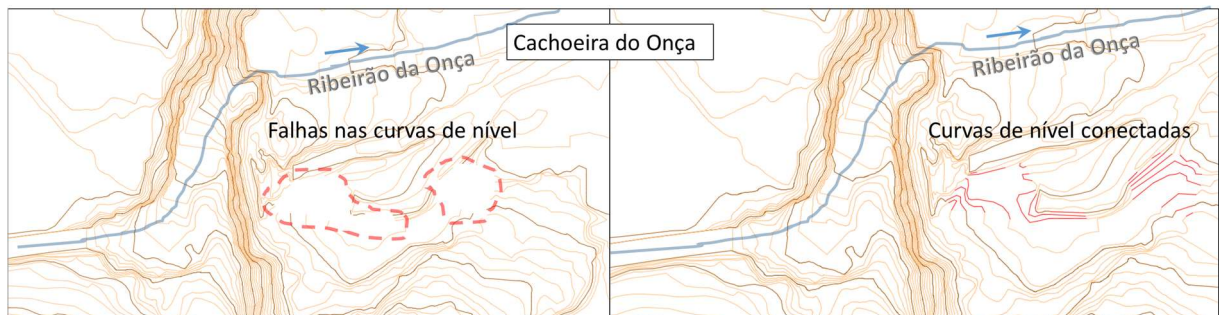
A imagem número 1 da Figura 6.6 apresenta a Barragem da Pampulha e o início do Ribeirão Pampulha. Na imagem 2 é observa-se que a calha do ribeirão Pampulha ficou muito bem representada com detalhes dos contornos dos taludes laterais. A imagem 3 apresenta o trecho de maior declividade de todo o MDT que é a cachoeira do Ribeirão da Onça e na imagem 4 está o trecho final do MDT até o encontro com o rio das Velhas. Tanto nos trechos mais íngremes como nos trechos mais planos a calha do curso d'água está nítida e representada com grande qualidade, reforçando a importância deste tipo de levantamento topográfico em regiões onde há o interesse no mapeamento de inundações com precisão.

Apesar da grande precisão e qualidade do aerolevanteamento a laser LiDAR, ainda houve a necessidade de fazer algumas correções na topografia a fim de corrigir triangulações que estavam representando equívocos na superfície. As Figuras 6.7 e 6.8 apresentam dois exemplos de trechos onde haviam falhas nas curvas de nível que tiveram que ser preenchidas por meio da

conexão entre curvas de nível de mesma elevação. Na Figura 6.7 apresenta o trecho final da pista do aeroporto e a Figura 6.8 apresenta a cachoeira do onça.



**Figura 6.7** – Correção do MDT no final da pista do aeroporto



**Figura 6.8** – Correção do MDT na cachoeira do Onça

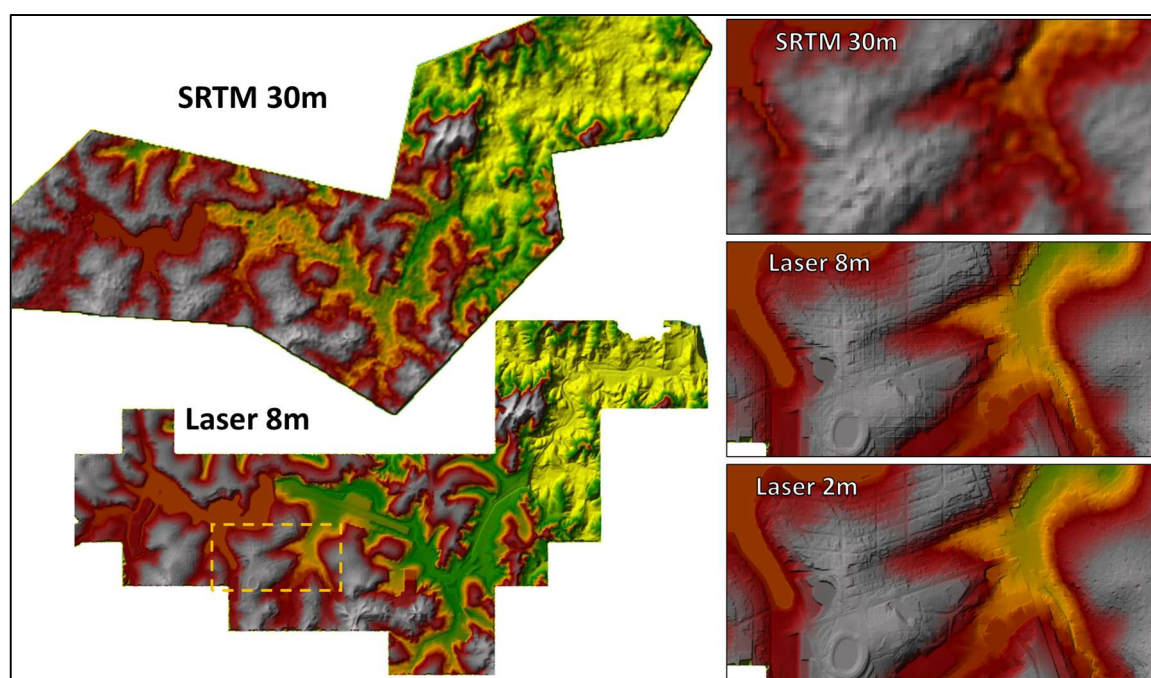
Após o tratamento e validação do MDT foram gerados os MDEs por meio da exportação do arquivo em formato TIN para formato *raster*. Nesse processo, é possível propor o tamanho do pixel a ser utilizado no MDE. Lembrando que o MDT é a base do terreno triangulada (TIN) gerada a partir do perfilamento a laser LiDAR com alta precisão, mas como o arquivo de entrada do HEC-RAS 5.0.1 (1D e 2D) é o MDE, foi necessário transformar o arquivo MDT em MDE. Neste processo há uma perda de precisão do terreno original de acordo com o tamanho do pixel.



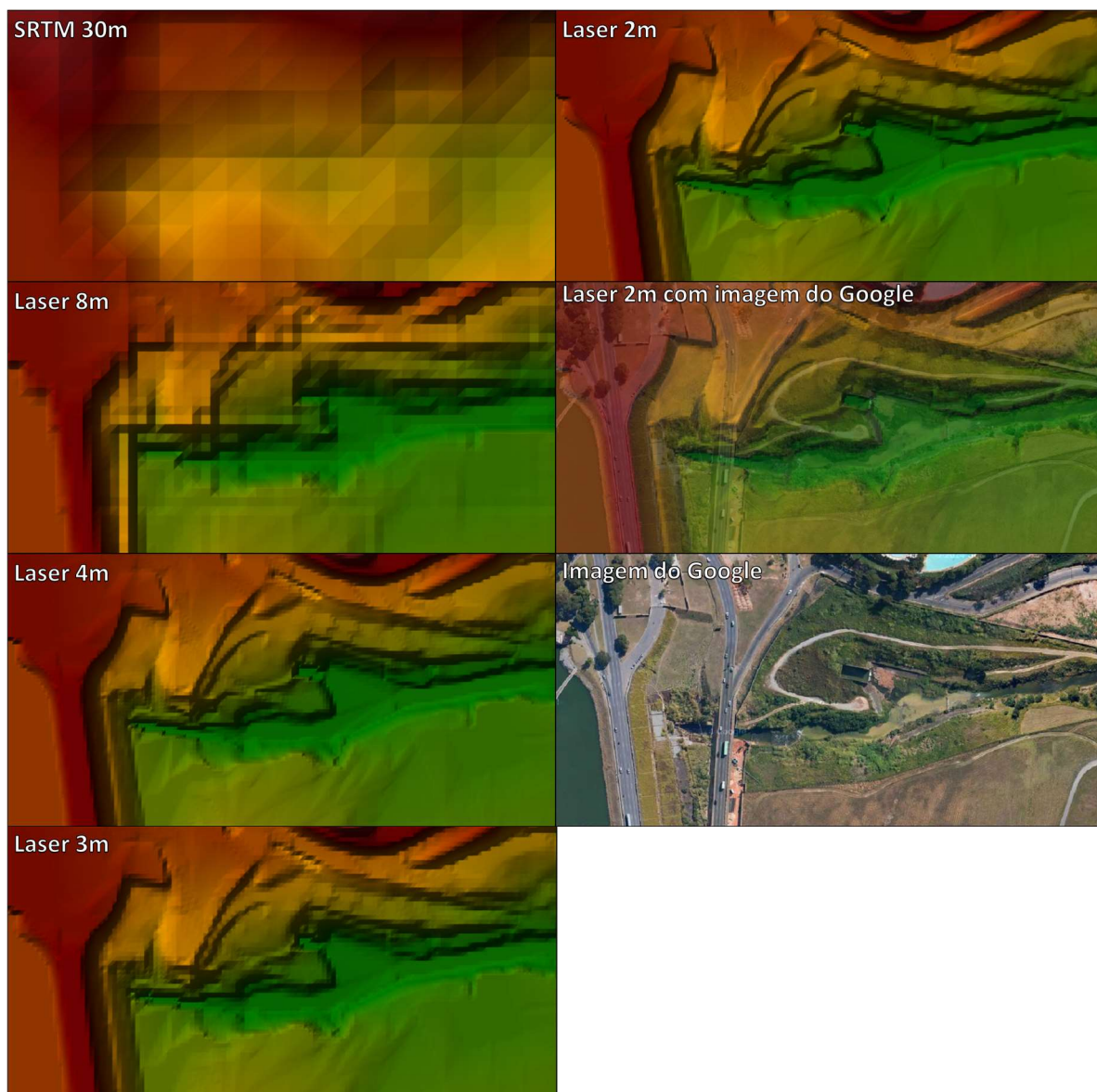
Quanto menor o pixel, maior a fidelidade do MDE com o MDT, ou seja, mais próximo do terreno original, porém o esforço computacional e o tamanho dos arquivos vão se tornando impeditivos. Para os cenários base foi gerado um MDE com pixel de 3m e para os cenários de análise de sensibilidade foram gerados mais 3 MDEs com pixel de 8m, 4m e 2m (item 6.9.1).

O MDE do SRTM que foi obtido para a análise de sensibilidade já é um arquivo do tipo *raster* e não foi feito nenhum tratamento. Ao todo foram gerados 5 MDEs que foram denominados como Laser 2m, Laser 3m, Laser 4m, Laser 8m e SRTM 30 m.

As Figuras 6.34 e 5.35 apresentam uma comparação gráfica entre estes MDEs para dar uma ideia da diferença da qualidade e fidelidade da informação dos MDEs em relação ao terreno real. É possível ver na Figura 6.9 que quando visto de muito alto, o modelo SRTM aparentemente estaria representando razoavelmente o terreno, no entanto, quando as imagens são ampliadas, ficam evidentes as deficiências principalmente nas regiões de afluentes e estreitamentos. Já na Figura 6.10, é possível observar a melhoria de qualidade na representação de talhes como por exemplo o sistema extravasor, quando são comparados o MDE Laser 8m com o MDE Laser 2m. Nesta mesma Figura foi comparado o MDE do Laser 2m com a imagem do Google onde pode ser evidenciada a grande fidelidade com que o MDE Laser 2m conseguiu representar.



**Figura 6.9 – MDEs adotados no estudo**



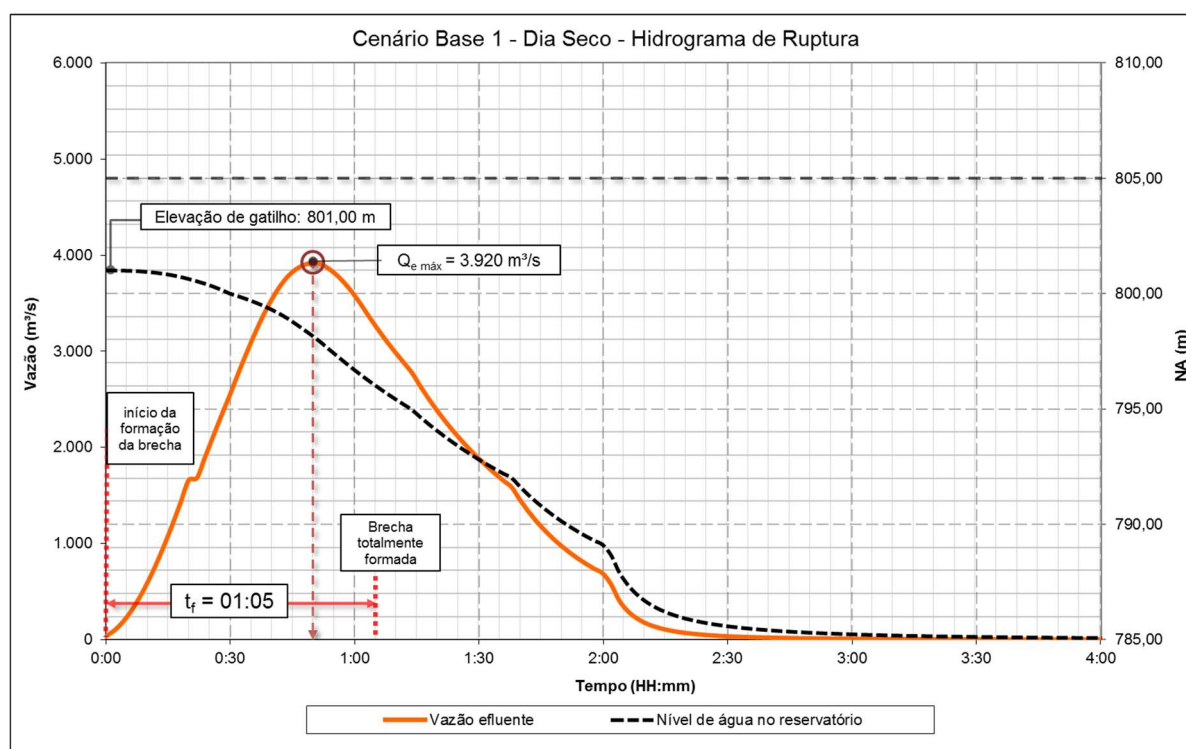
**Figura 6.10** – MDEs adotados no estudo

### **6.7 Síntese dos hidrogramas de ruptura**

Para síntese dos hidrogramas de ruptura foram utilizados como dados de entrada o hidrograma afluente (item 6.2), as relações cota-volume obtidas para o reservatório (item 5.2.4), as relações cota-descarga (item 5.2.5) referentes ao vertedor tulipa e Side Channel e os resultados das equações de previsão dos parâmetros das brechas de ruptura (item 6.4). Os resultados da simulação hidrológica estão apresentados na Tabela 6.7 e graficamente nas Figuras 6.6 e 6.7.

**Tabela 6.7** – Resultados da síntese dos hidrogramas de ruptura

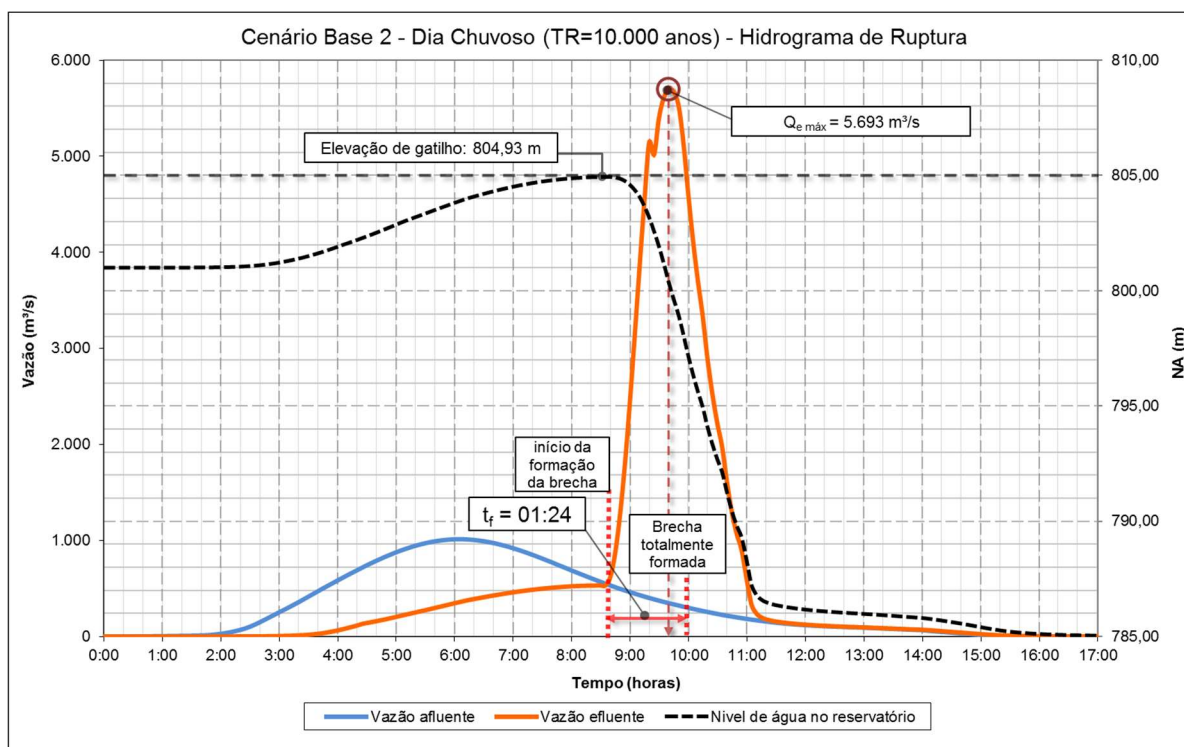
Cenário	Base 1 Dia Seco	Base 2 Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)
Altura de precipitação total (mm)	-	249,0
Altura de precipitação efetiva (mm)	-	205,0
Duração da precipitação de projeto	-	14 h
Volume do hidrograma afluente (m <sup>3</sup> )	-	20.158.082
El. da soleira do extravasor (m)	801,00	801,00
El. da crista da barragem (m)	805,00	805,00
N. A. no início da simulação (m)	801,00	801,00
N. A. máximo maximorum (m)	-	804,93
El. de gatilho para início de formação da brecha (m)	801,00	804,93
Tempo de formação da brecha (HH:mm)	01:05	01:24
Volume do hidrograma de ruptura (m <sup>3</sup> )	15.009.628	35.167.710
Vazão máxima afluente (m <sup>3</sup> /s)	-	1.013
Vazão máxima efluente (m <sup>3</sup> /s)	3.920	5.693



**Figura 6.11** – Hidrograma de ruptura – Cenário Base 1 (Dia Seco)

A vazão de pico do hidrograma de ruptura do cenário de dia seco foi igual a 3.920 m<sup>3</sup>/s e ocorre após 50 minutos do início da ruptura, antes da formação total da brecha, que ocorreu 15 minutos após a vazão de pico. O tempo de base do hidrograma de ruptura foi igual a 2 horas e 30 minutos e o volume foi igual a 15.009.628 m<sup>3</sup>, valor dado pela soma do volume de sedimentos

propagados com o volume de água no reservatório até a El. 801,00 m, correspondente à cota altimétrica da soleira do extravasor operacional (*side channel*).



**Figura 6.12** – Hidrograma de ruptura – Cenário Base 2 (Dia Chuvoso – TR = 10.000 anos)

A vazão de pico do hidrograma de ruptura do cenário de dia chuvoso foi igual a  $5.693 \text{ m}^3/\text{s}$  e ocorre após 1 hora e 5 minutos após o início do desenvolvimento da brecha, não coincidindo com o tempo de formação da brecha que foi de 1 hora e 24 minutos. A formação da brecha iniciou-se quando o nível de água do reservatório alcançou a El. 809,93 m (nível de água máximo *maximorum*) e conseqüentemente iniciou-se o deplecionamento do reservatório até que o nível de água se iguale a elevação de fundo da brecha.

O tempo de base do hidrograma de ruptura foi igual a 13 horas e o volume foi igual a  $35.167.710 \text{ m}^3$ , valor dado pela soma do volume do hidrograma afluente com o volume de sedimentos propagados e com o volume de água no reservatório até a El. 801,00 m, correspondente à cota altimétrica da soleira do extravasor operacional (*side channel*).

As diferenças dos hidrogramas de ruptura nos cenários de dia chuvoso (cheia decamilenar) e secos são significativas, principalmente quanto ao volume propagado para jusante da barragem.



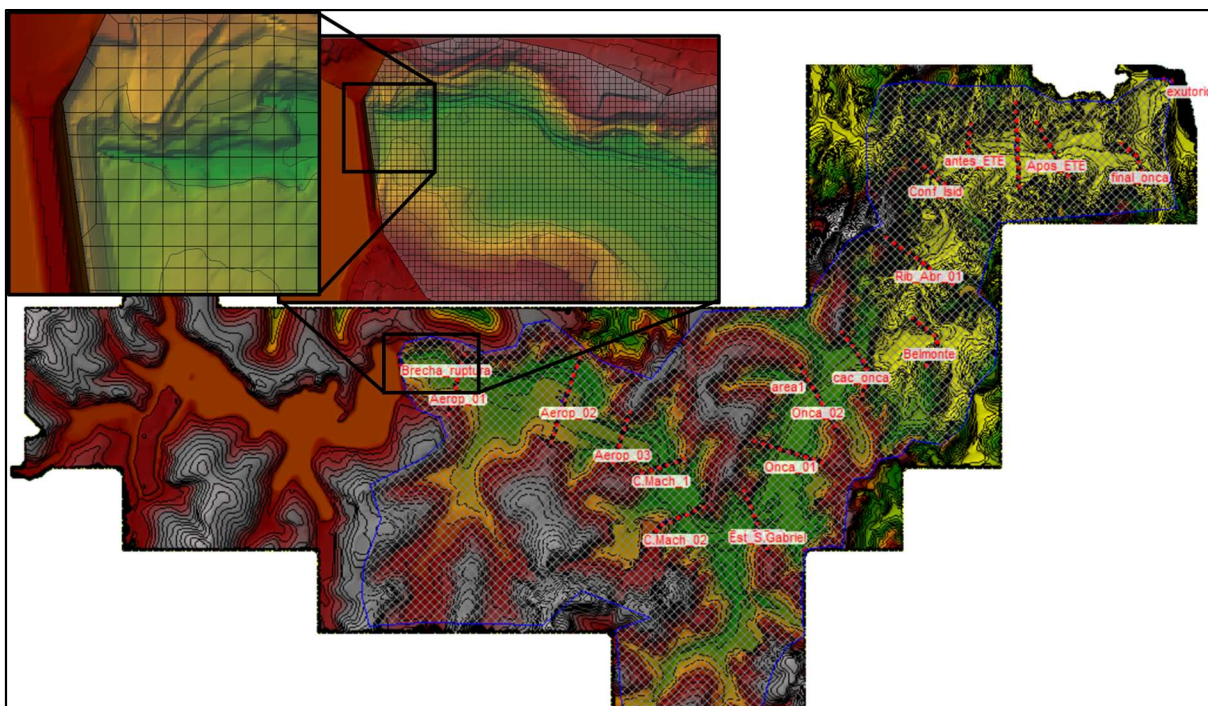
A vazão de pico do hidrograma de ruptura do dia chuvoso foi 52% superior à vazão de pico do dia seco e o volume foi superior em 134%. Essa grande diferença pode ser explicada pela magnitude da área de drenagem da Barragem da Pampulha (98,3 km<sup>2</sup>) frente ao seu reservatório.

## **6.8 Propagação da onda de cheia**

Com base na metodologia descrita no capítulo de Materiais e Métodos, foi realizada a propagação hidráulica com a utilização do modelo bidimensional HEC-RAS dos hidrogramas do cenário Base 1 (dia seco) e Base 2 (dia chuvoso – TR=10.000 anos) provenientes da ruptura hipotética da Barragem da Pampulha admitindo-se a hipótese do colapso da estrutura por *piping*. Os resultados mais relevantes dessas simulações são: os tempos de chegada de onda de ruptura, as vazões, velocidades e profundidades do escoamento em pontos representativos do vale a jusante. Também foram calculados a duração da cheia e o risco hidrodinâmico ao longo do vale a jusante. Essas informações servem de subsídio para a elaboração dos mapas de inundação, análises de risco e planos emergenciais, fundamentais para a gestão adequada dos riscos envolvidos na operação e manutenção das barragens. Para facilitar a exibição dos resultados obtidos foram selecionadas 18 seções transversais ao longo do vale a jusante escolhidas em locais representativos como estreitamentos, alargamentos, trecho encachoeirado e confluências. Foram analisados os hidrogramas nas seções transversais a fim de verificar a conservação de volume entre as seções e identificar os locais de represamento e que resultariam em áreas com maiores tempos inundados.

O vale a jusante foi descrito pelo próprio MDE Laser 3m que foi extraído do MDT gerado com o aerolevantamento com perfilamento a laser (LIDAR) de 2008. Ressalta-se que, para fins de estabilidade do modelo matemático e uma boa representação do vale a jusante, utilizou-se Grid com células de 20 m, conforme ilustrado na Figura 6.13.





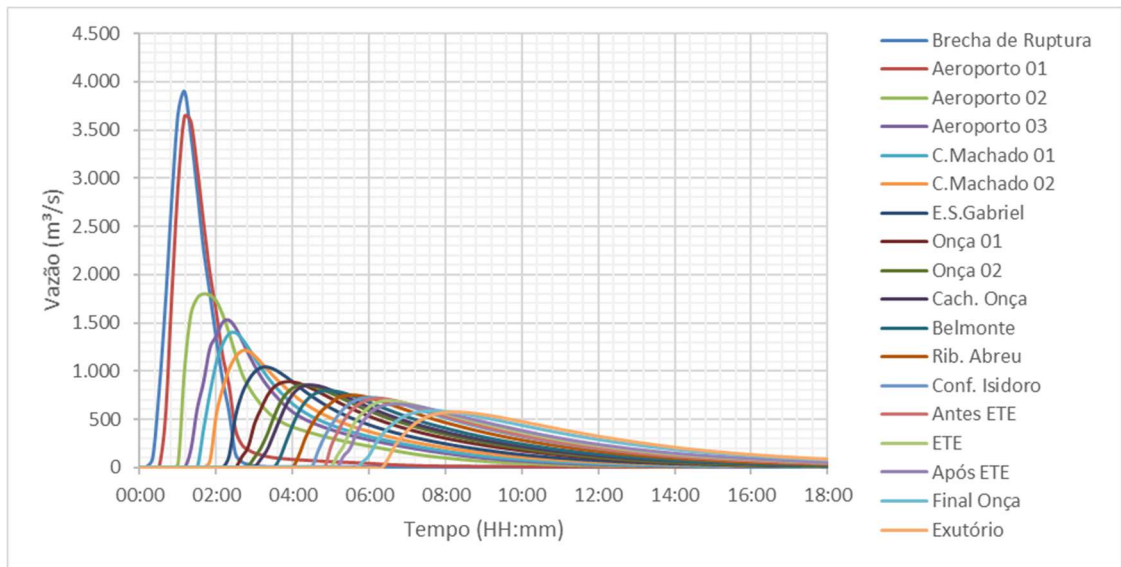
**Figura 6.13** – Área simulada (MDE Laser 3m) com Grid de 20 m e 18 seções representativas do vale a jusante da Barragem da Pampulha até a confluência com o rio das Velhas

Nas Figuras 6.14 a 6.16 são apresentados para os cenários de dia seco e chuvoso, os hidrogramas de propagação da onda de cheia das seções analisadas e o perfil de vazões máximas atingidas ao longo do vale a jusante da Barragem da Pampulha. De forma a facilitar a compreensão e visualização dinâmica da propagação do hidrograma de ruptura pelo vale a jusante da Barragem da Pampulha está disponibilizado no *youtube* três vídeos relativos ao presente estudo da modelagem no HEC-RAS 2D que podem ser visualizados através dos seguintes links:

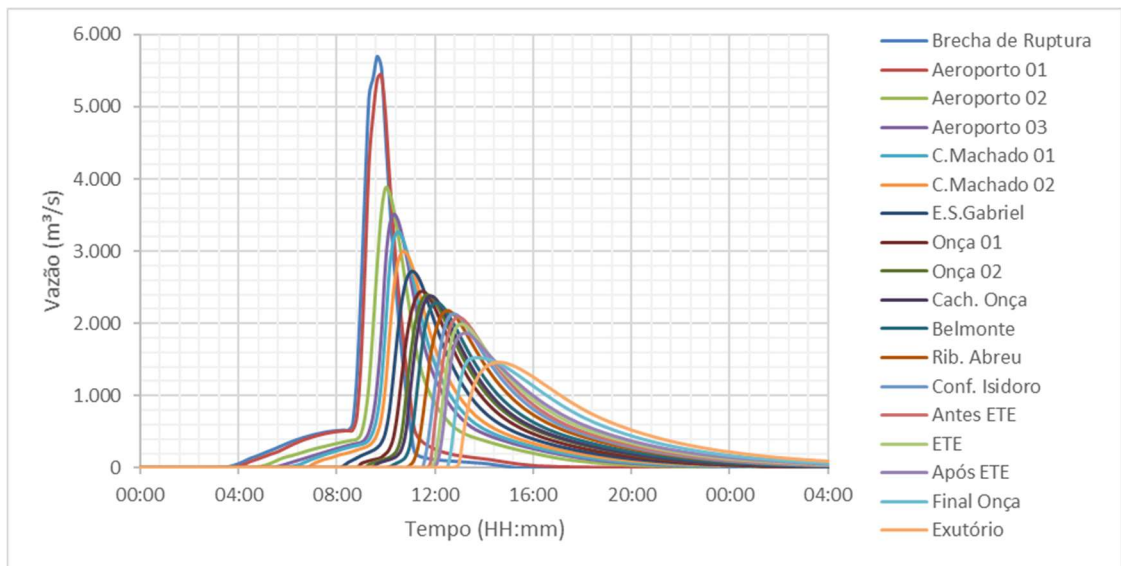
<https://www.youtube.com/watch?v=T75HgY4u0xo>

<https://www.youtube.com/watch?v=XPq9XIVtQG4>

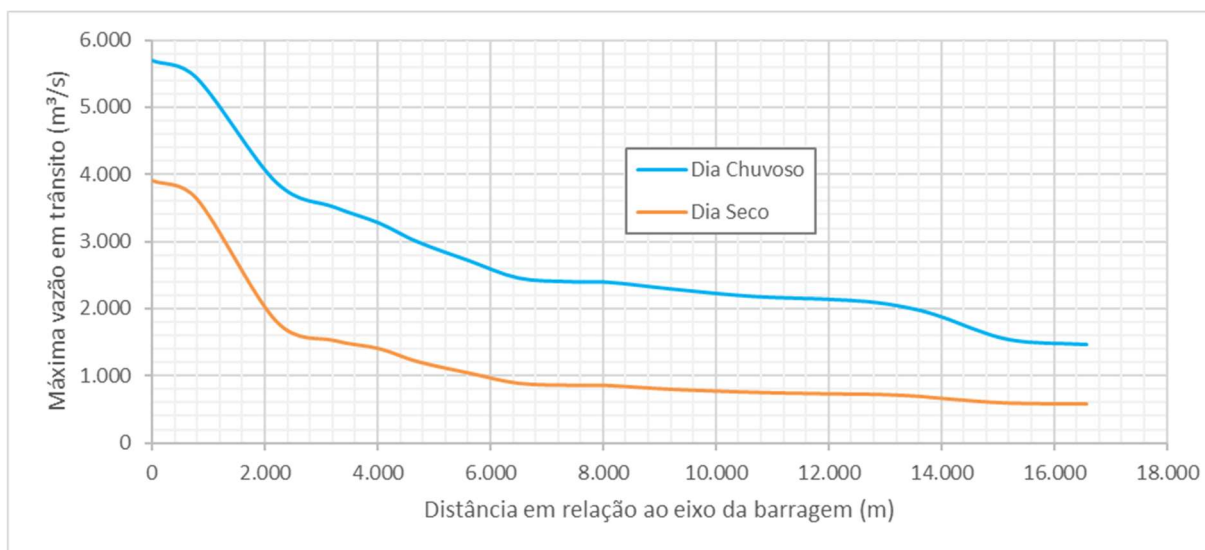
[https://www.youtube.com/watch?v=LrGe\\_npkxo](https://www.youtube.com/watch?v=LrGe_npkxo)



**Figura 6.14** – Propagação do Hidrograma de cheia – Cenário Base 1 – Dia Seco

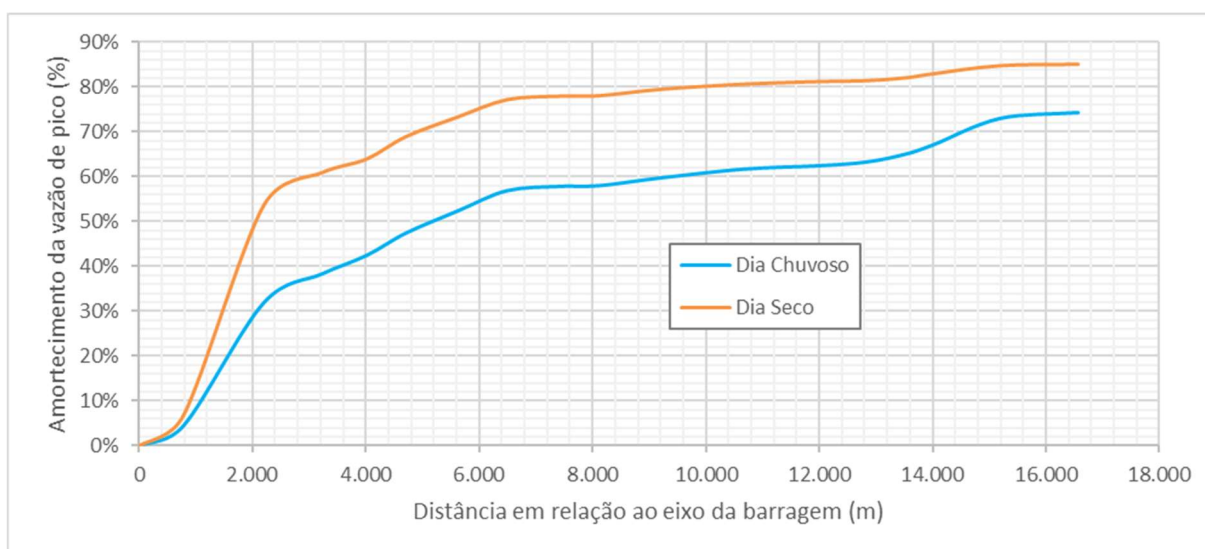


**Figura 6.15** – Propagação do Hidrograma de cheia – Cenário Base 2 – Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)



**Figura 6.16** – Perfil de vazões máximas atingidas

Os resultados evidenciam que, no trecho inicial até cerca de 3 km a jusante da barragem, ocorreu amortecimento de aproximadamente 40% da vazão de pico no cenário de dia chuvoso e 60% no cenário de dia seco e até cerca de 9 km a jusante da barragem, as vazões de pico amorteceram aproximadamente 60% e 80% respectivamente para os cenários de dia chuvoso e dia seco, seguindo comportamento típico de maior amortecimento da vazão de pico no trecho mais próximo à barragem relatado em diversos outros estudos (MONTE-MOR, 2004; BRASIL, 2005; BEGNUDELLI & SANDERS, 2007; BALBI, 2008; LAURIANO, 2009; MELO, 2013, ROCHA, 2015). A Figura 6.17 apresenta o amortecimento da vazão de pico ao longo do vale a jusante da Barragem da Pampulha.



**Figura 6.17** – Amortecimento da vazão de pico

Os valores das vazões máximas na confluência com o rio das Velhas para os cenários de dia seco e chuvoso foram iguais a 577 m<sup>3</sup>/s e 1.458 m<sup>3</sup>/s. De acordo com a equação de regionalização de vazões máximas anuais elaboradas pela CPRM/ANEEL (2001), as vazões máximas para o período de retorno de 2 anos é igual a 340 m<sup>3</sup>/s, considerando uma área de drenagem no rio das Velhas igual a 2.646 km<sup>2</sup> na região da confluência com o ribeirão da Onça. Verificou-se então que, no cenário de dia seco, o trecho modelado até a confluência do rio das Velhas não foi suficiente para amortecer a vazão máxima da onda de ruptura a patamares próximos às vazões com período de retorno de 2 anos (340 m<sup>3</sup>/s). No entanto, este valor de vazão de pico igual a 577 m<sup>3</sup>/s é inferior à vazão com período de retorno de 10 anos no rio das Velhas que é igual a 597 m<sup>3</sup>/s. Sendo assim, o atendimento ao critério de parada relacionado à vazão com período de retorno de 2 anos provavelmente não se estenderia muito em relação ao trecho considerado no presente trabalho. Além disso, esse valor de 2 anos de período de retorno para definição da calha menor do rio é uma referência média. Este critério pode variar dependendo das condições de declividade e geomorfologia do rio. Por exemplo, Mosley (1981) realizou um estudo em 72 rios na Nova Zelândia e relatou um intervalo de recorrência média de 1 a 10 anos para extravasamento da calha menor dos rios. Ou seja, a calha menor pode ser definida por períodos de retorno de até 10 anos.

Já para o cenário de dia chuvoso (cheia decamilenar), apesar da envoltória de inundação convergir razoavelmente para a envoltória do cenário da cheia decamilenar sem considerar a ruptura da Barragem da Pampulha, a diferença de elevação no trecho final ainda é considerável; aproximadamente 6,5 m, muito acima do valor recomendado pela FEMA (2013) de 2 pés (0,6 m). Sendo assim, para o cenário de dia chuvoso, o critério de parada da propagação hidráulica poderia ser estendido até o final do perímetro urbano da cidade de Santa Luzia com o objetivo de quantificar danos, no entanto, a topografia disponível de alta precisão (perfilamento a laser LiDAR disponibilizado pela PRODABEL) para modelagem bidimensional abrange apenas o município de Belo Horizonte que coincidentemente se limita na confluência do rio das Velhas com o ribeirão da Onça. Como a prioridade do PAE é minimizar perdas de vidas, entende-se que o critério de parada da modelagem hidráulica da onda de inundação até o rio das Velhas atenderia a este critério.

Todavia, vale lembrar que o mapa de inundação não contém a representação de eventual pluma de turbidez/contaminação ao longo dos corpos hídricos considerados, inclusive, em extensão superior ao simulado para a representação das manchas de inundação.



No vale a jusante da Barragem da Pampulha há diversos locais onde ocorrem estreitamentos e alargamentos que influenciam no amortecimento da vazão de pico. Logo no início do trecho localiza-se o aeroporto da Pampulha com relevo plano e planície de inundação extensa. Neste trecho, ocorreu o espraiamento da onda de inundação e, por consequência, um maior amortecimento da onda de cheia. A Figura 6.18 apresenta esta região.



**Figura 6.18** – Aeroporto a jusante da Barragem da Pampulha

Fonte: Acervo pessoal do autor

O Ribeirão Pampulha apresenta calha natural até o final do aeroporto, onde começa o trecho em canal fechado sob a Avenida Cristiano Machado, a aproximadamente 4 km a jusante da barragem. Neste local considerou-se de forma conservadora que, na ocorrência da ruptura da Barragem da Pampulha, a magnitude da vazão proveniente da onda de cheia resultaria no arraste de materiais como árvores e partes de construções da vila aeroporto para jusante e, conseqüentemente na obstrução da entrada do canal fechado sob a Avenida Cristiano Machado. Com isso, o fluxo acumula carga até extravasar sobre a avenida e segue sentido Estação São Gabriel. A Figura 6.19 apresenta o Ribeirão Pampulha em calha natural na região próxima à barragem e do aeroporto e a Figura 6.20 apresenta a região do início de canal fechado do Ribeirão Pampulha.



**Figura 6.19** – Calha natural do Ribeirão Pampulha.

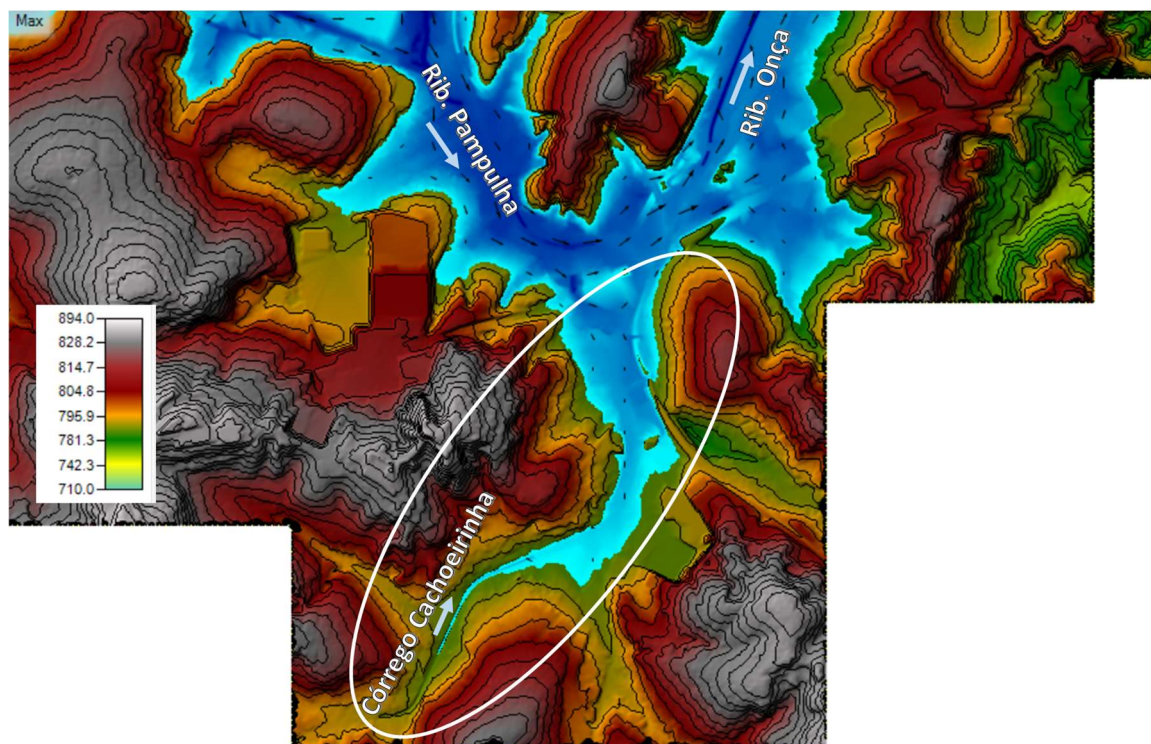
Fonte: Acervo pessoal do autor



**Figura 6.20** – Início do canal fechado do Ribeirão Pampulha.

Fonte: PBH (2010)

Entre o trecho do início de canal fechado do Ribeirão Pampulha, localizado a aproximadamente 4 km a jusante da barragem, até a região da estação São Gabriel, a aproximadamente 6 km a jusante da barragem, continuou a ocorrer amortecimento significativo da vazão de pico. Neste trecho o fluxo encontrou muitas obstruções com trechos alternando em calha aberta e fechada. Além disso, próximo a região do encontro da Av. Cristiano Machado com o Anel rodoviário, antes da Estação São Gabriel, há a confluência com o Córrego Cachoeirinha. Nesta região a inundação espraia bastante em direção ao principal afluente, o córrego Cachoeirinha, onde localiza-se a Av. Bernardo Vasconcelos. No cenário de dia chuvoso a inundação chega a entrar no sentido contrário do fluxo do Córrego Cachoeirinha por mais de 2 km como pode ser observado na Figura 6.21. Esse espriamento da mancha de inundação contribui para o amortecimento da vazão de pico, no entanto representa uma região de grande risco.



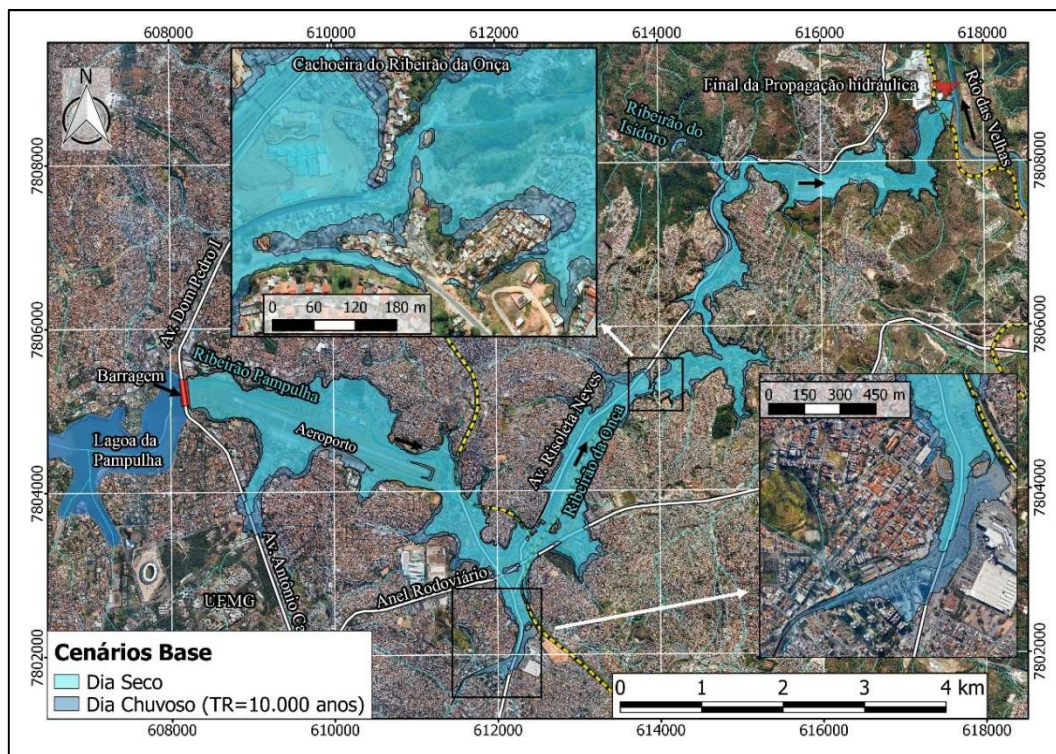
**Figura 6.21** – Espreadimento da onda de inundação pelos afluentes

A modelagem bidimensional se justifica principalmente por situações como esta observada na Figura 6.22 onde podem ser vistas as setas de sentido de fluxo perpendiculares ao eixo da calha principal analisada.

A partir da confluência com o Córrego Cachoeirinha, o Ribeirão Pampulha passa a ser denominado como Ribeirão da Onça e, após a região da estação São Gabriel, apresenta canal aberto em seção retangular de concreto até desaguar no trecho encachoeirado denominado Cachoeira do Ribeirão da Onça, onde começa o trecho em calha natural. A partir daí, o Ribeirão da Onça é caracterizado por declividade maior, vale encaixado com calha bem definida e pequenas quedas de água com leito rochoso. Neste trecho não ocorreu amortecimento significativo da vazão de pico. Cabe ressaltar que, conforme observado por Collischonn (1997), vales encaixados tendem a atenuar menos a onda de cheia do que vales mais abertos, com largas áreas inundáveis. Nesse contexto, conforme observado por Rocha (2015), a geometria do vale e da área inundável tem mais importância que a própria calha do rio. Esse aspecto foi verificado nas simulações hidráulicas realizadas.

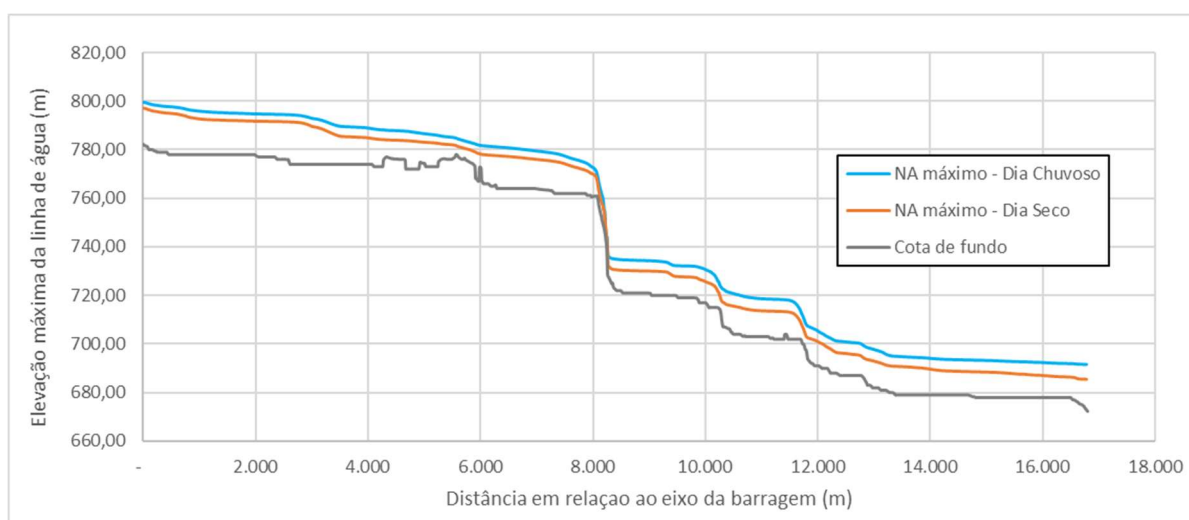
Tanto no cenário de dia seco como no cenário de dia chuvoso foram observados grandes espreadimentos nas regiões dos afluentes e em locais mais planos. As diferenças da envoltória de inundação podem ser observadas na Figura 6.22 e em escala maior no Apêndice A.



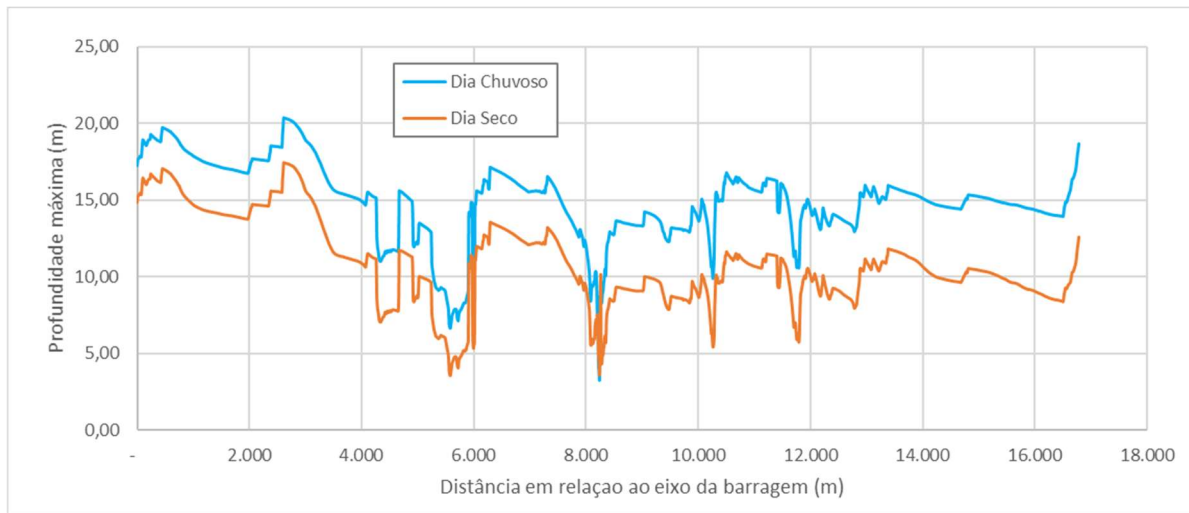


**Figura 6.22** – Envoltória de inundação dos cenários base 1 e 2

No cenário de dia seco foi propagado um volume de 15.009.628 m<sup>3</sup> e a área inundada foi igual a 6.259.256 m<sup>2</sup>. Já no cenário de dia chuvoso foi propagado um volume de 35.167.710 m<sup>3</sup> e a área inundada foi igual a 8.034.988 m<sup>2</sup>, ou seja, 28% maior quando comparado ao cenário de dia seco. A profundidade máxima média do escoamento no cenário de dia seco foi na ordem de 11 metros, já no cenário de dia chuvoso foi na ordem de 15 metros. As Figura 6.24 a 6.27 apresentam o perfil de elevações máximas, o perfil e os mapas de profundidades máximas atingidas no vale a jusante da barragem para os cenários de dia seco e dia chuvoso.

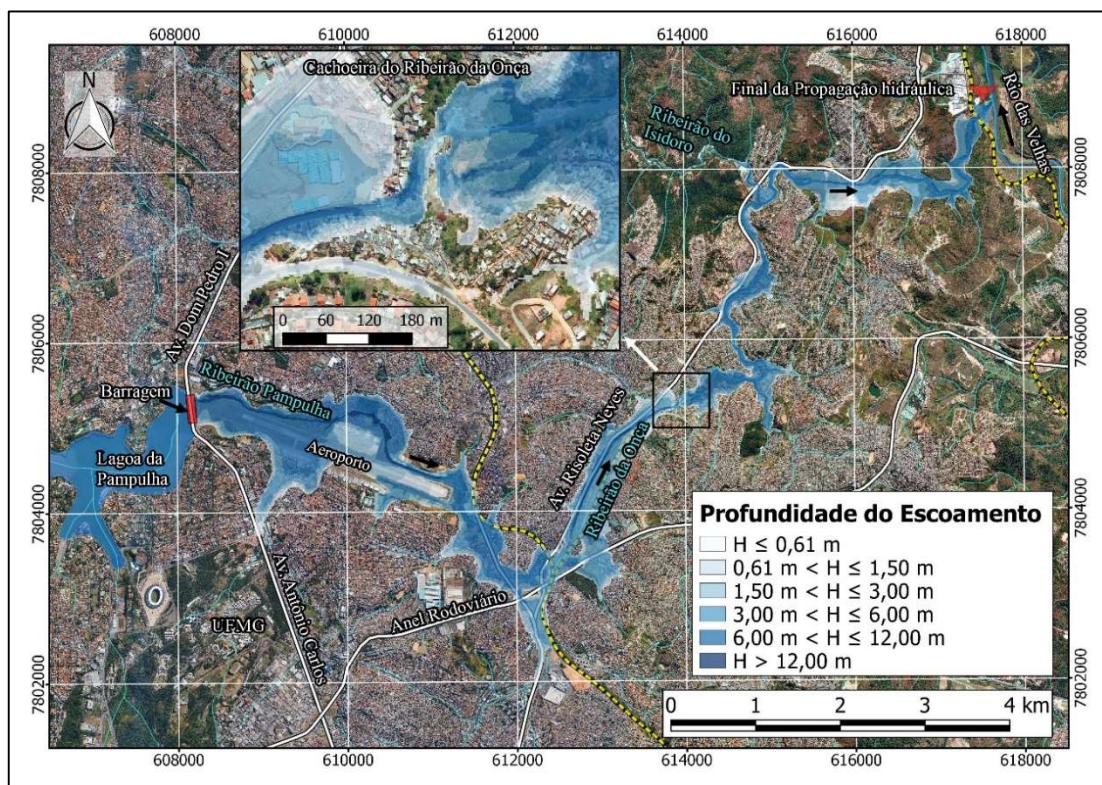


**Figura 6.23** – Perfil da elevação máxima da linha de água



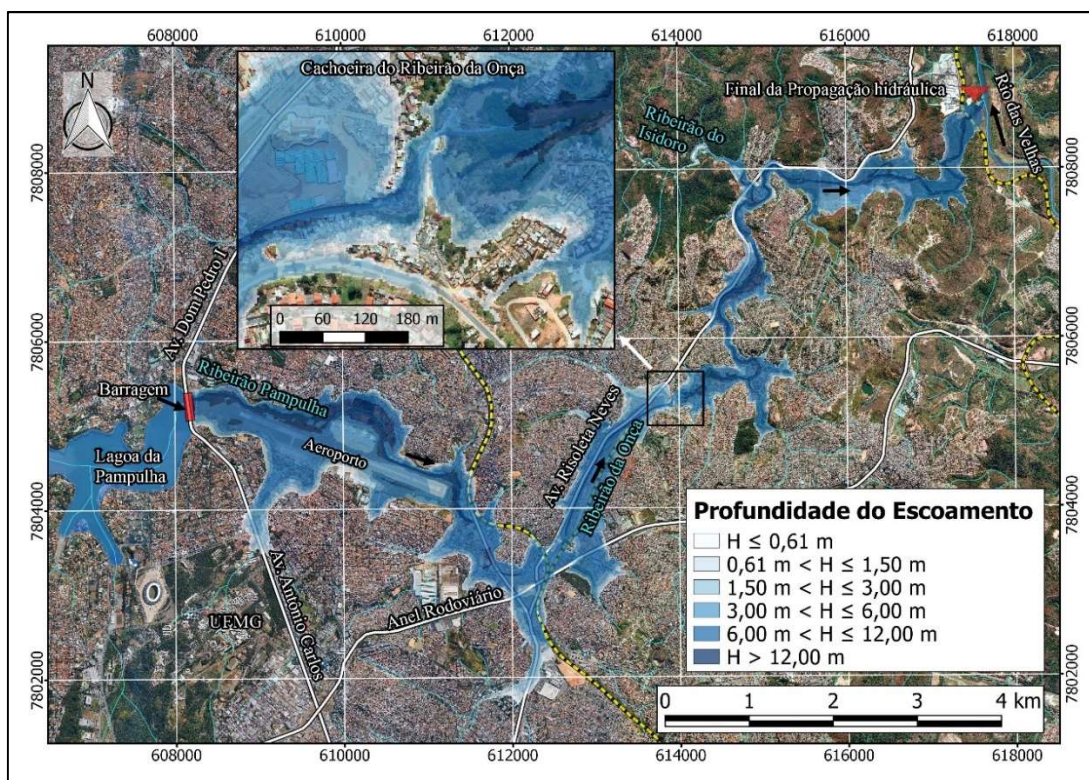
**Figura 6.24** – Perfil das máximas profundidades de escoamento

Na Figura 6.24 observa-se que a profundidade máxima oscilou bastante principalmente devido aos trechos de transição de calha aberta e fechada e aos trechos encachoeirados e planos ao longo do vale a jusante da barragem. Os mapas de profundidades são apresentados em maior escala no Apêndice A.



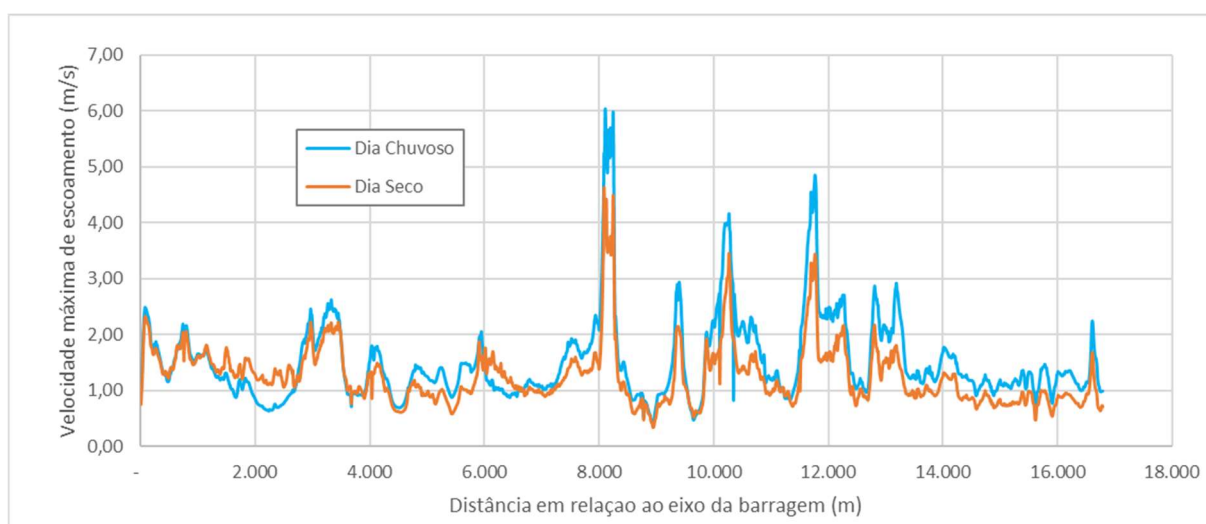
**Figura 6.25** – Mapa das máximas profundidades de escoamento - dia Seco





**Figura 6.26** – Mapa das máximas profundidades de escoamento - dia Chuvoso

A velocidade média na calha do curso d'água no cenário de dia seco foi igual a 1,26 m/s e no dia chuvoso foi igual a 1,52 m/s. Nos trechos encachoeirados as velocidades aumentaram bastante, com destaque para a cachoeira do Ribeirão do Onça, onde chegou a atingir velocidades de 4,6 m/s e 6,0 m/s nos cenários de dia seco e dia chuvoso respectivamente como pode ser observado na Figura 6.27.



**Figura 6.27** – Perfil das velocidade máximas de escoamento

As Figuras 6.28 e 6.29 apresentam as velocidades máximas em planta para os cenários de dia seco e dia chuvoso onde pode ser observado a grande variação de velocidade transversal e longitudinal. As velocidades no cenário de dia chuvoso foram em média 21% superiores ao cenário de dia seco. Os mapas estão apresentados em escala maior no Apêndice A.

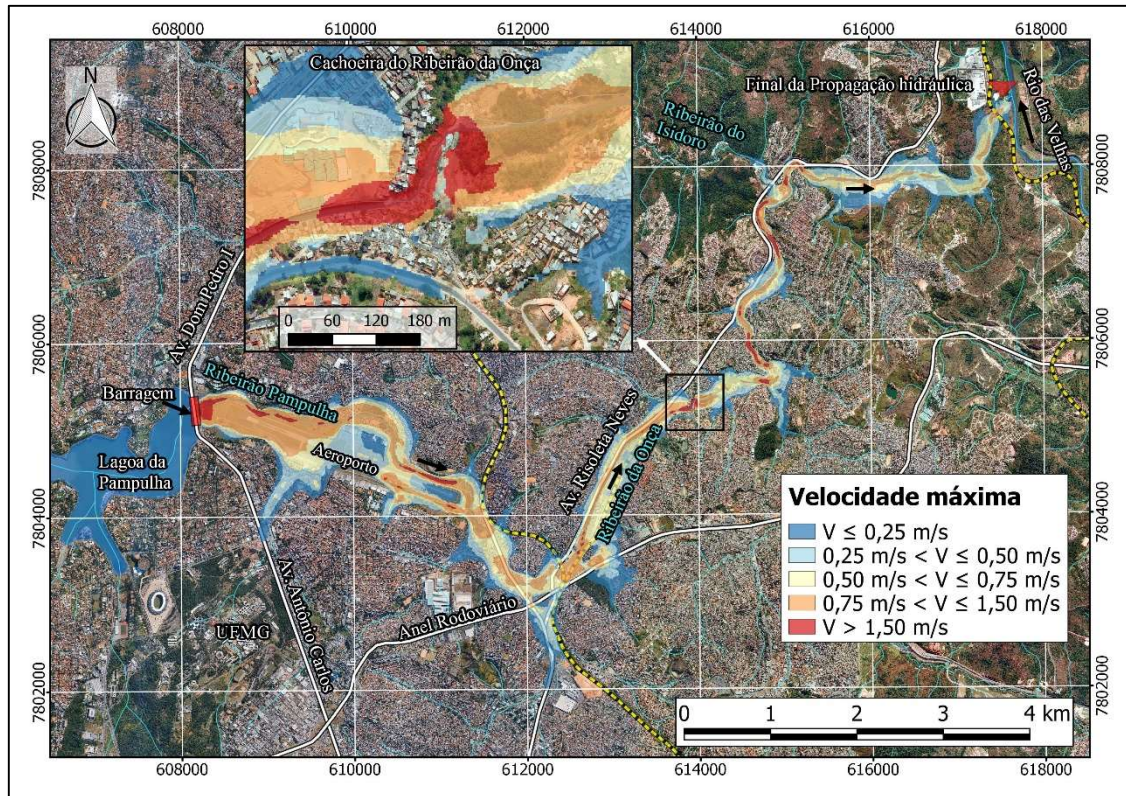


Figura 6.28 – Mapa das velocidade máximas de escoamento (dia Seco)



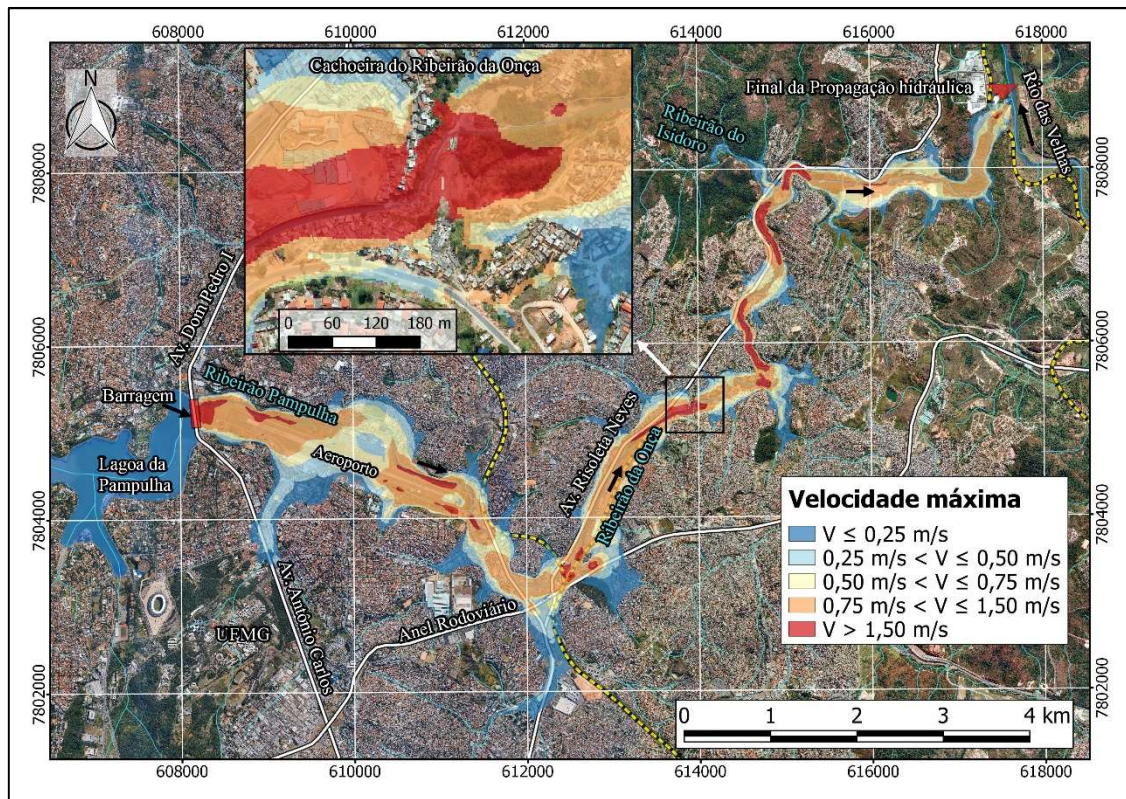


Figura 6.29 – Mapa das velocidades máximas de escoamento (dia chuvoso)

O tempo para a máxima profundidade é apresentado na Figura 6.30 onde observa-se que no cenário do dia seco a onda de inundação levou 8 horas e 20 minutos até atingir a máxima elevação na confluência com o rio das velhas. Já no cenário de dia chuvoso, devido às maiores velocidades de escoamento o tempo foi igual a 6 horas, 16% inferior em comparação com o cenário do dia seco.

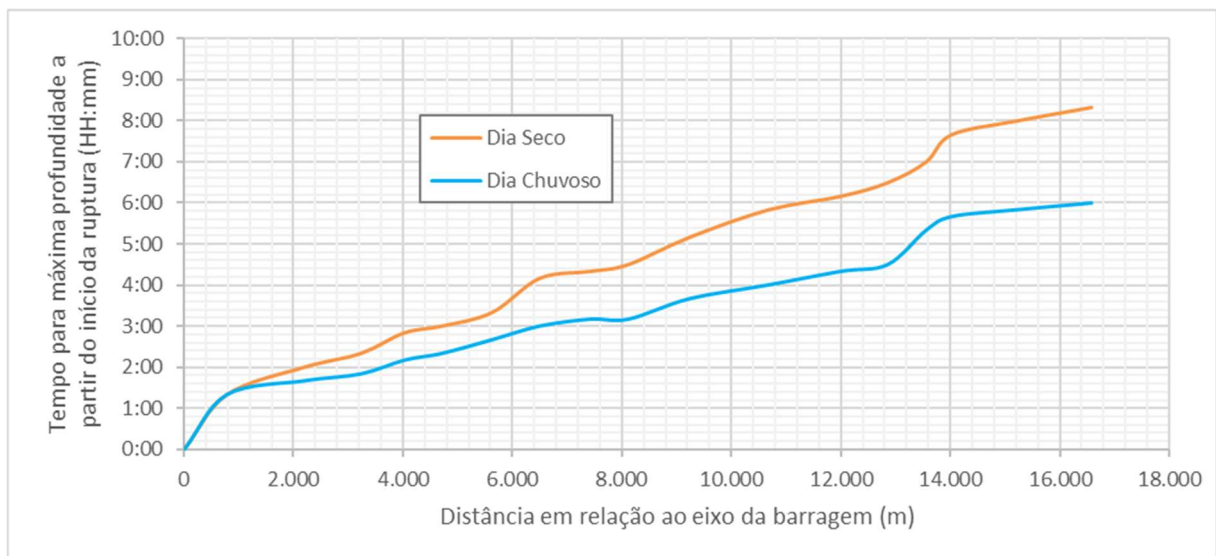


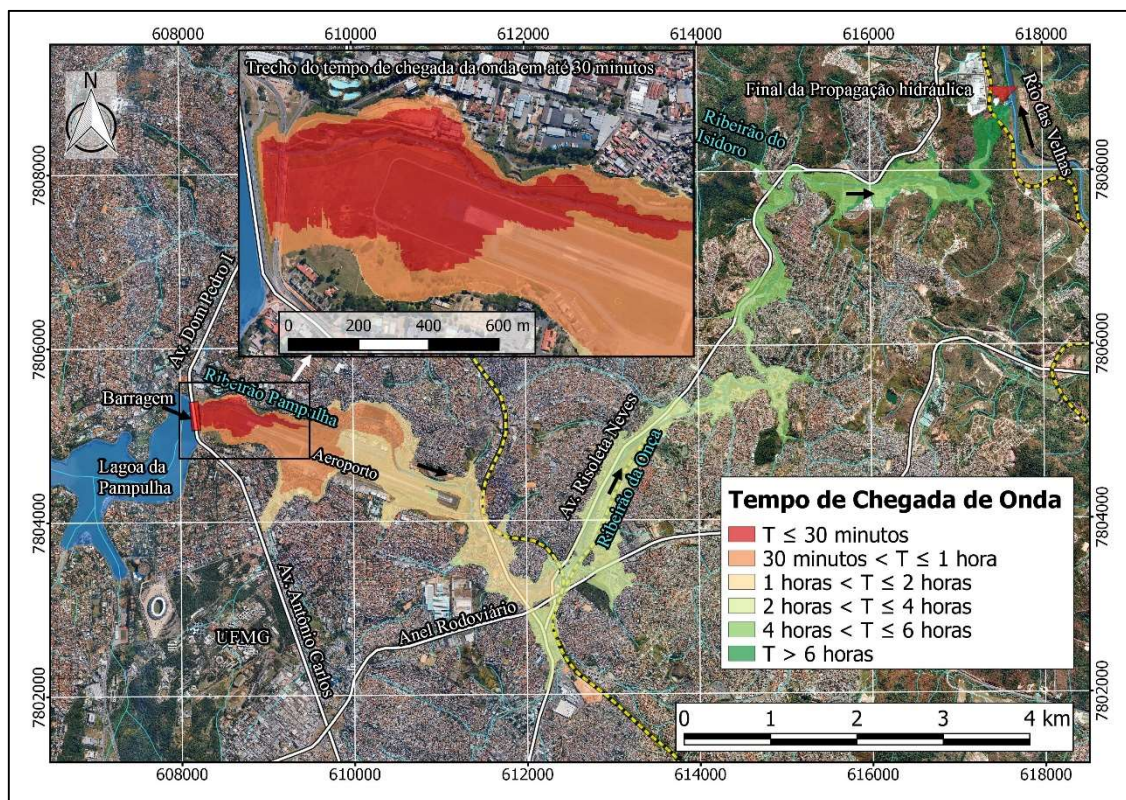
Figura 6.30 – Tempo para máxima profundidade



Outro parâmetro avaliado nestas simulações foi o tempo de chegada da onda de ruptura que pode ser associado ao tempo necessário para a subida do nível de água em 0,61 metros (2 pés) a partir do nível considerado no instante imediato da ruptura ou ao tempo relativo à ocorrência da máxima profundidade. Esse parâmetro está diretamente relacionado à segurança da população potencialmente atingida pela onda de ruptura, sendo assim de grande importância.

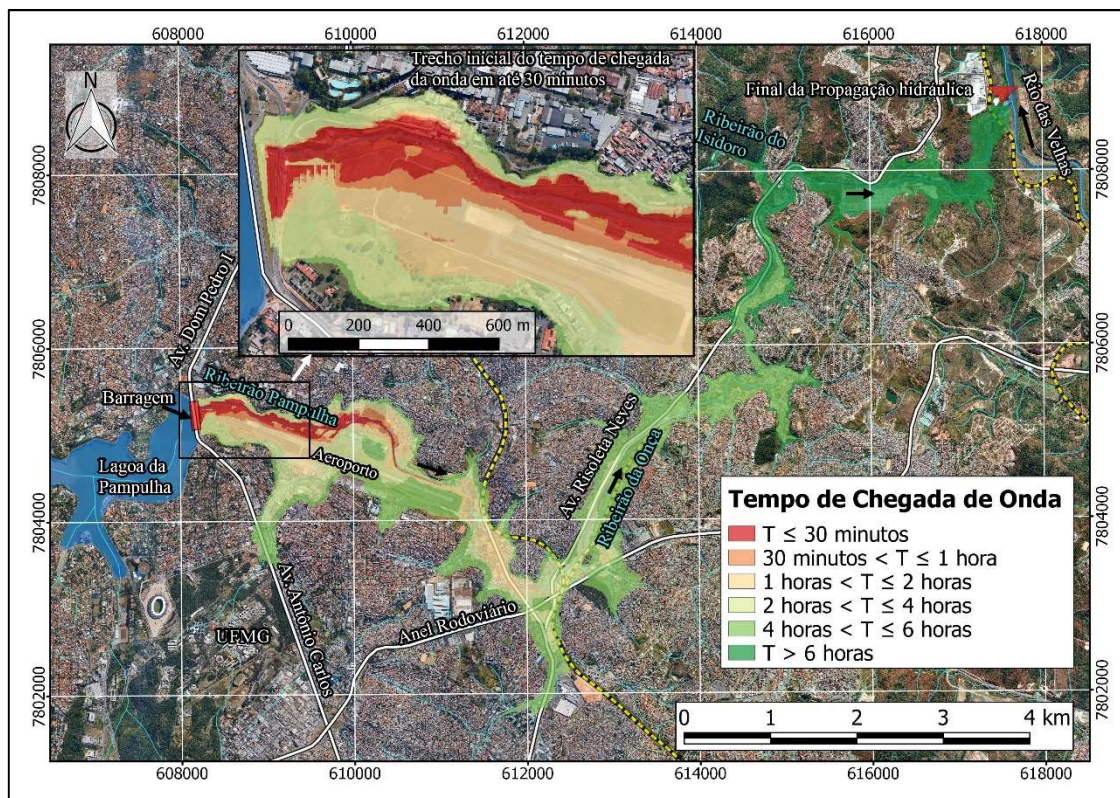
O tempo entre a identificação da emergência e a chegada da onda nos locais ocupados a jusante é o primeiro parâmetro para classificação das áreas de risco de inundações provenientes da ruptura de barragens.

De acordo com a definição da *Homeland Security* (2011), uma área segura é qualquer local onde o incremento máximo da profundidade seja inferior a 0,61 metros (2 pés). O DNRC (2010) indica que quando o incremento de profundidade da água fica próximo a 0,61 metros, mesmo que com velocidades baixas ou até nulas, deve-se considerar que a população está sendo colocada em uma situação de perigo. Os mapas de tempo de chegada de onda estão apresentados nas Figuras 6.31 e 6.32.



**Figura 6.31 – Tempo de chegada da onda – Dia Seco**





**Figura 6.32 – Tempo de chegada da onda – Dia Chuvoso**

No cenário do dia chuvoso a velocidade do escoamento foi maior e portanto o tempo de chegada da onda foi menor. Vale lembrar que o tempo de chegada de onda é contabilizado a partir do início da formação da brecha de ruptura. Com isso o cenário de dia chuvoso pode apresentar resultados imprecisos ou até mesmo incorretos uma vez que a sobrelevação no nível de água em 0,61 m pode ser resultado da cheia de projeto escoada pelo sistema extravasor e não da onda de ruptura. Nestes casos, recomenda-se a simulação da onda de cheia no vale a jusante da barragem ocasionada pelo hidrograma efluente de projeto que geralmente está associado ao trânsito de cheias com período de retorno de 10.000 anos ou PMP para servir de base de comparação com o cenário de ruptura de dia chuvoso. Neste caso o tempo de chegada de onda devido à ruptura da barragem seria a diferença de elevação de 0,61 m entre o NA do cenário com e sem a ruptura.

A duração da cheia é outro aspecto relevante das modelagens de ruptura de barragens onde é avaliado o tempo em que o nível de água permanece acima de 0,61 m (2 pés) ao longo do trânsito do hidrograma de ruptura. Essa informação é útil na quantificação de danos e no planejamento das ações pós ruptura. As Figuras 6.33 e 6.34 apresentam os mapas de duração de cheia para os cenários do dia seco e dia chuvoso respectivamente.



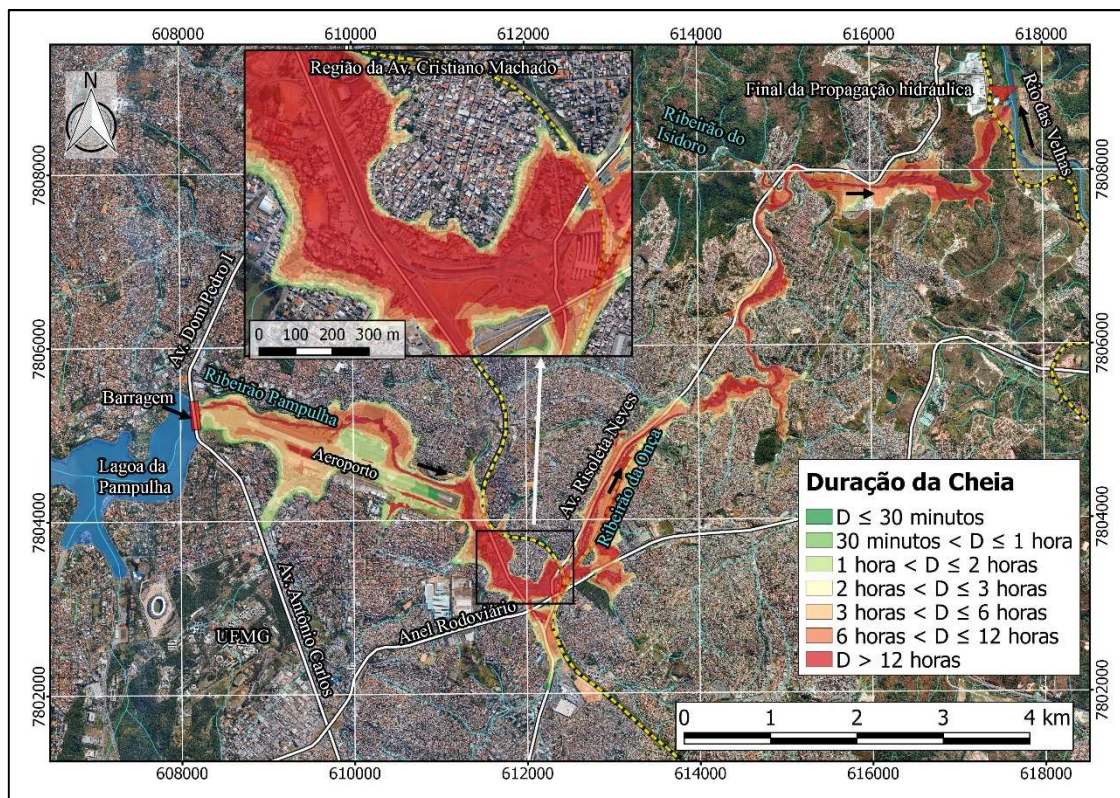


Figura 6.33 – Duração da cheia – Dia Seco

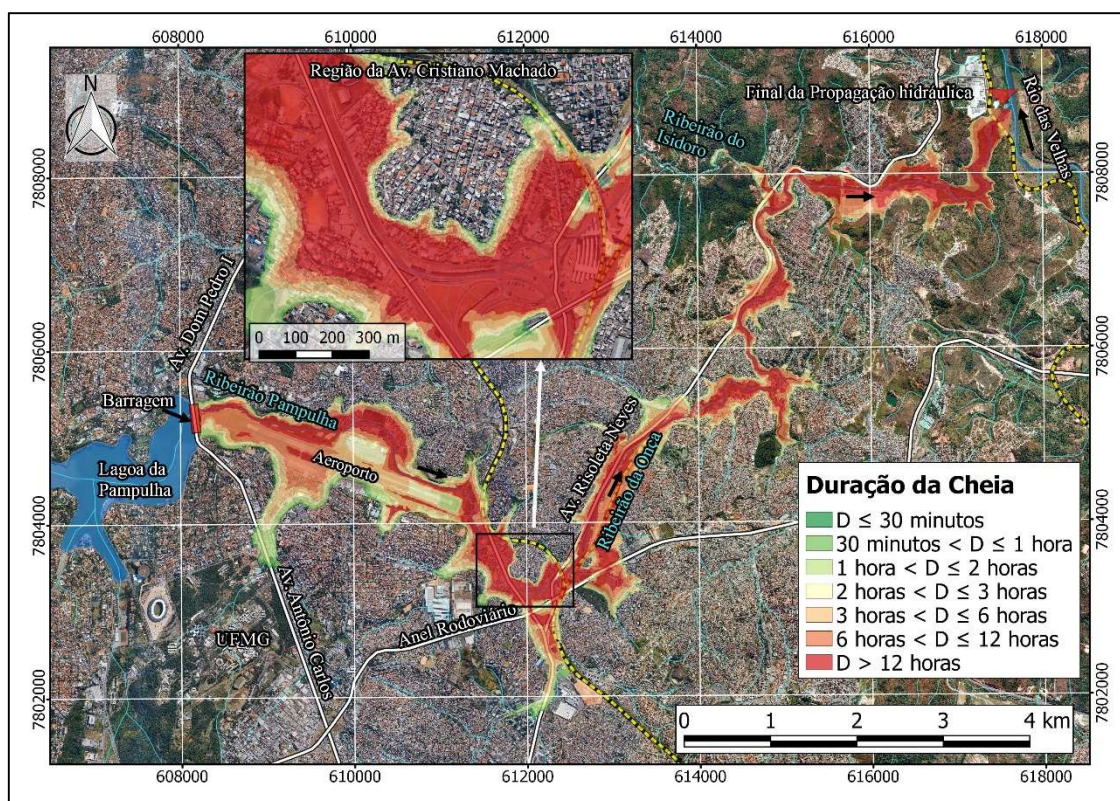


Figura 6.34 – Duração da cheia – Dia chuvoso

Os resultados da avaliação da duração da cheia demonstram que nas regiões dos afluentes a duração da cheia foi bem menor que nos trechos do curso d'água principal. A região que apresentou a maior área de durações de cheia superiores a 12 horas foi a região da Av. Cristiano Machado, Anel rodoviário e estação São Gabriel. Este trecho está apresentado com encarte de ampliação nos mapas das Figuras 6.33 e 6.34.

Por fim, o último parâmetro avaliado foi o risco hidrodinâmico RH (produto da velocidade pela profundidade de escoamento) que está apresentado nos mapas das Figuras 6.35 e 6.36. Este parâmetro é utilizado na quantificação de danos materiais e perdas de vidas humanas. Entende-se por Risco Hidrodinâmico a ameaça provocada pela combinação de dois fatores, profundidade e velocidade. Syvanen et al (2000) propõe um critério específico no mapeamento do risco hidrodinâmico. Como premissa, foi adotada uma adaptação deste critério, conforme especificado a seguir:

- $RH \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$  – Crianças e deficientes são arrastados;
- $0,5 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$  – Adultos são arrastados;
- $1,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 3,0 \text{ m}^2/\text{s}$  – Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas;
- $3,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$  – Danos estruturais em edifícios e possível colapso; e
- $RH > 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$  – Colapso de certos edifícios.

Pode ser adotado, conforme utilidade do estudo, mais classificações de risco hidrodinâmico para definir, por exemplo, um limite em que os danos e perigos são aceitáveis. Syvanen et al (2000) sugere que valores de RH abaixo de  $0,10 \text{ m}^2/\text{s}$  os danos e riscos a crianças e deficientes seriam baixos e valores de RH entre  $0,10$  e  $0,25 \text{ m}^2/\text{s}$  os danos e riscos a crianças e deficientes seriam médios. Recomenda-se não utilizar muitas classes de risco hidrodinâmico a fim de facilitar a visualização e entendimento do mapa. A cor que poderia ser utilizada para simbolizar o baixo risco hidrodinâmico poderia ser a cor branca com transparência (50% por exemplo) para não deixar de definir a envoltória de inundação mas indicar que nestas áreas não requereriam tanta atenção ou demanda de esforços.

De todos os parâmetros avaliados nas simulações hidráulicas, este foi o que apresentou as maiores diferenças entre os cenários de dia seco e chuvoso. Vê-se que uma extensa área teria o



risco hidrodinâmico avaliado como superior a 7, principalmente no cenário de dia chuvoso onde estas áreas são muito mais largas, sugerindo fatalidades entre todas as faixas etárias e condições de mobilidade e danos extremos a edificações, incluindo o colapso de algumas delas.

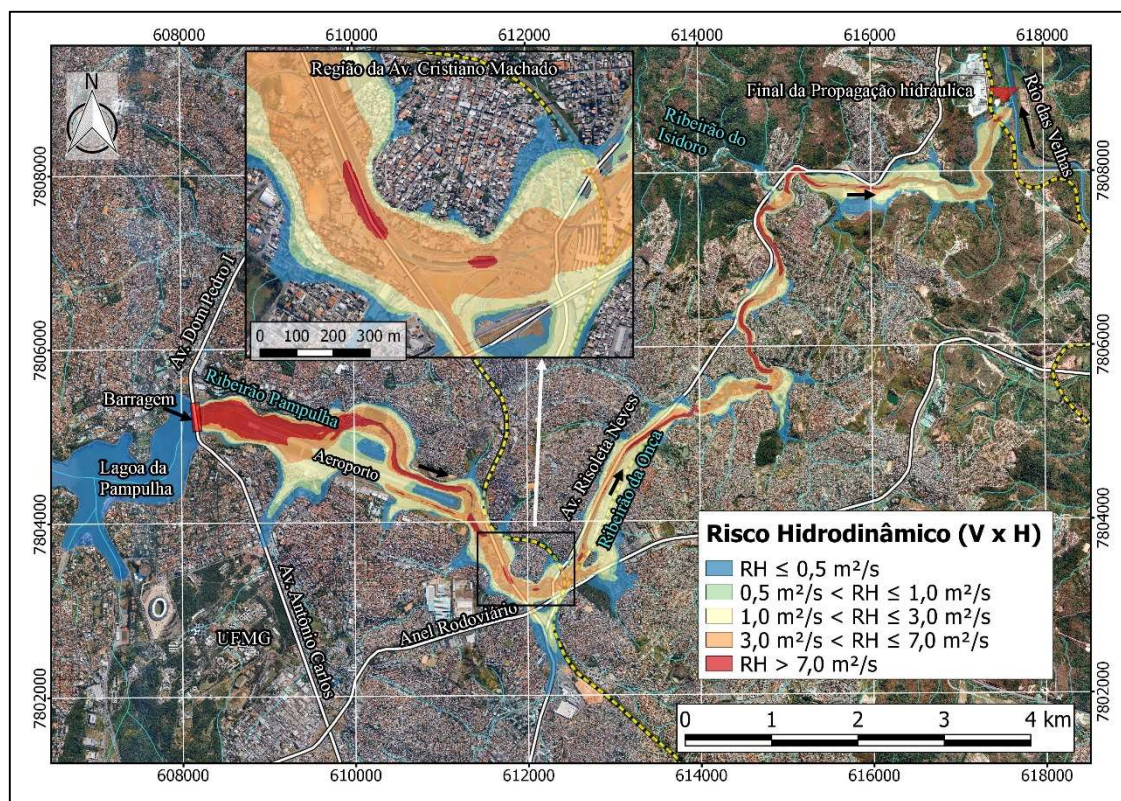
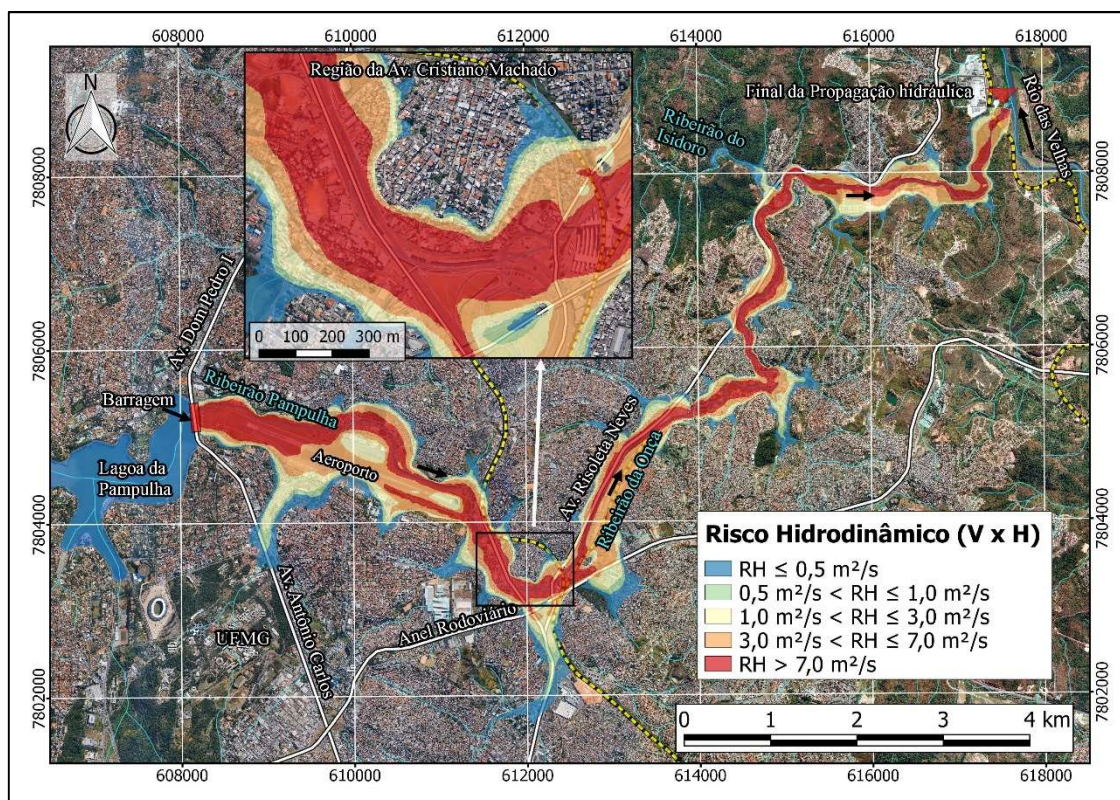


Figura 6.35 – Risco hidrodinâmico – Dia Seco



**Figura 6.36 – Risco hidrodinâmico – Dia Chuvoso**

## 6.9 Análise de sensibilidade

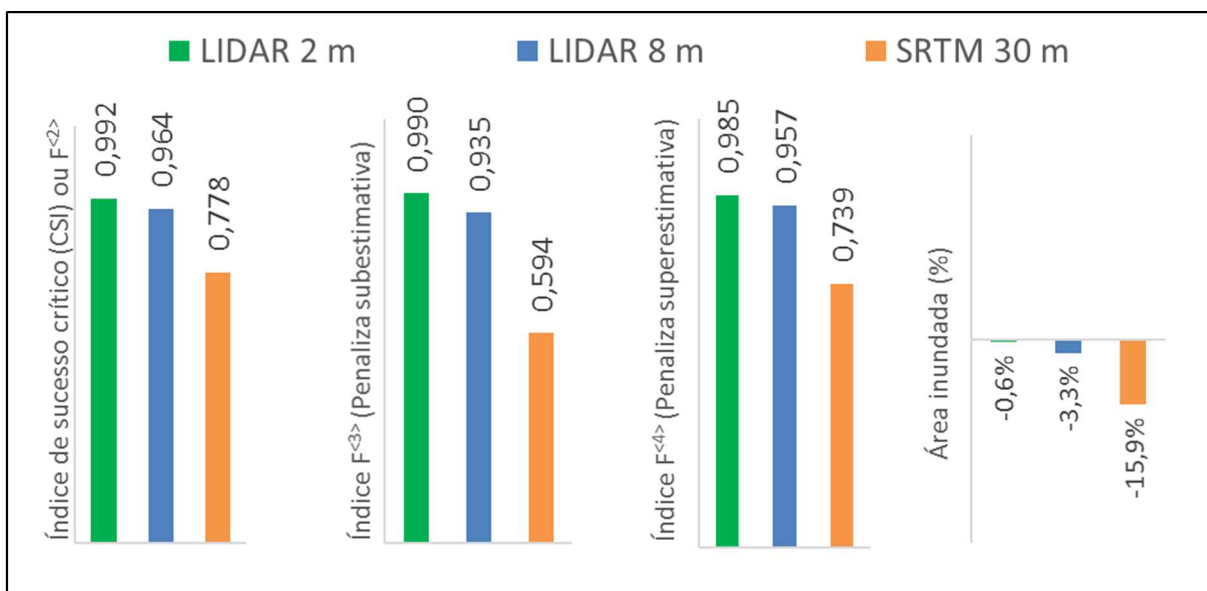
Os resultados relativos às análises de sensibilidade realizadas estão descritos nos itens a seguir.

### 6.9.1 Modelo digital de elevação / Topografia

Os MDEs utilizados para análise da topografia foram: i) LIDAR com pixel de 2 metros; ii) LIDAR com pixel de 8 metros; e iii) SRTM com resolução horizontal de 30 metros. Estes três MDEs foram comparados com o MDE do cenário base 1 – Dia Seco, onde foi utilizado a topografia LIDAR com pixel de 3 metros.

O desempenho da simulação hidráulica referente a cada MDE foi avaliada por meio da comparação entre a área inundada e também por meio da análise do índice de desempenho  $F^{<2>}$ ,  $F^{<3>}$  e  $F^{<4>}$ . Os resultados estão sintetizados nos gráficos apresentados na Figuras 6.37. Os mapeamentos das áreas A, B, C e D – utilizadas para o cálculo dos índices  $F^{<2>}$ ,  $F^{<3>}$  e  $F^{<4>}$  estão ilustrados na Figura 6.38 a 6.40.



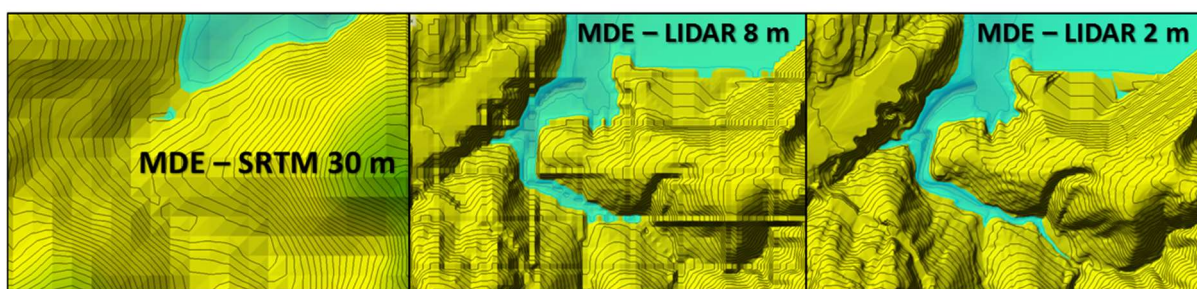


**Figura 6.37** – Índice de desempenho  $F^{<2>}$ ,  $F^{<3>}$ ,  $F^{<4>}$  e variação percentual da área inundada para diferentes MDEs

Os resultados mostram uma tendência de diminuição da área inundada à medida que a resolução da topografia diminui, contrariando observações realizadas por Cook & Merwade (2009) e Rocha (2015). Essa tendência fica evidente ao se analisar os resultados obtidos para o SRTM 30 m e o LIDAR 8 m e LIDAR 2 m. A área da mancha de inundação, obtida para as simulações com o SRTM 30 m, foi 15,9% inferior à contabilizada para a mancha de inundação do cenário Base 1, enquanto que a área inundada obtida com o LIDAR 8 m foi 3,3% inferior àquela da mancha de inundação do cenário Base 1. Era de se esperar com essa tendência que a mancha gerada com a topografia LIDAR com pixel de 2 m tivesse área superior ao cenário Base 1 onde foi utilizado topografia LIDAR com pixel de 3 m, no entanto a área foi 0,6% inferior ao cenário Base 1, valor este que, por ser tão baixo, pode ser considerado desprezível e inconclusivo.

A área inundada ter aumentado a medida que a resolução do MDE melhora pode ser explicado neste caso pelo fato do fluxo de água adentrar mais nas regiões dos afluentes. Quanto menor o tamanho do pixel do MDE maior a chance de representar com fidelidade uma calha estreita de um afluente, ou seja, pixels grandes tendem a tamponar as calhas dos afluentes e as manchas de inundação são barradas antecipadamente. A Figura 6.38 apresenta um exemplo em que isso ocorre na região próxima à ETE Onça.





**Figura 6.38** – diferenças das manchas de inundação dos diferentes MDEs simulados

Nesse contexto, caso o resultado correspondente ao MDE SRTM 30 m fosse utilizado para cálculo de consequências da inundação, com quantificação do número de edificações atingidas, os valores seriam mais otimistas e diferentes da realidade.

Portanto, deve-se ter cuidado ao se realizar simulações hidráulicas utilizando MDEs baseados em SRTM 30 m para regiões com afluentes com calhas mais estreitas e locais urbanizados onde o fluxo tende a ser bidimensional.

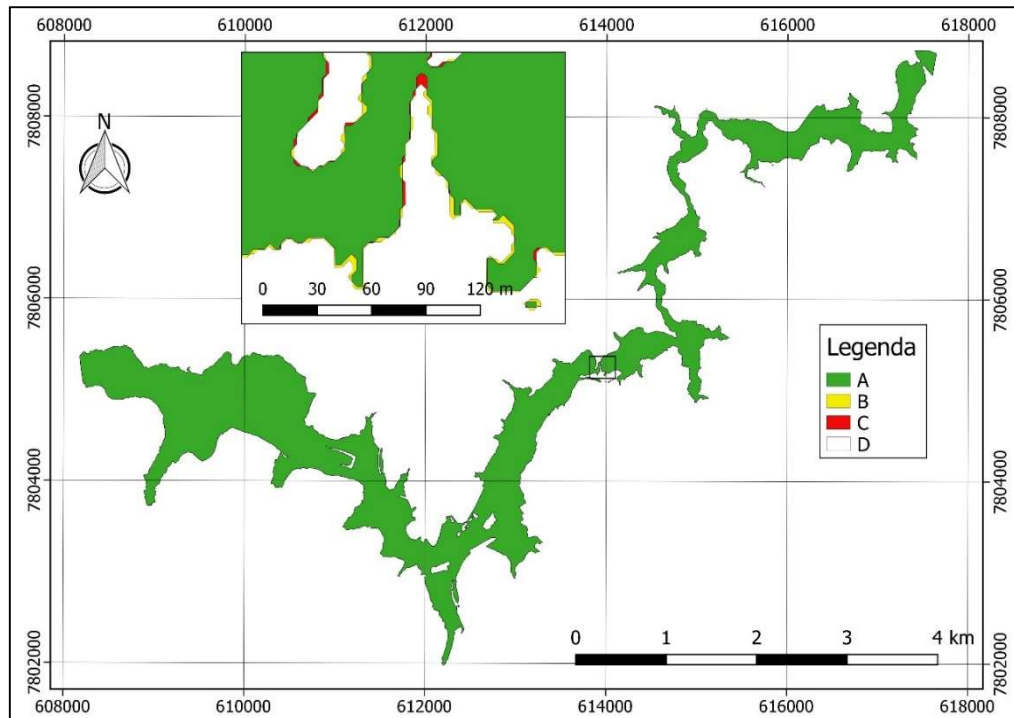
O impacto da diminuição da resolução também pode ser observado no cálculo dos índices de desempenho  $F^{<2>}$ ,  $F^{<3>}$  e  $F^{<4>}$ . Os MDEs LIDAR 8 m e LIDAR 2 m apresentaram valores de  $F^{<2>}$  bastante altos, 0,964 e 0,992 respectivamente, indicando que houve pouca alteração na mancha de inundação em comparação com o cenário Base 1. Já o MDE SRTM 30 m apresentou um índice  $F^{<2>}$  igual a 0,778 indicando uma diferença bem maior entre os três MDEs avaliados.

Cabe lembrar que as áreas do tipo A são as áreas coincidentes no cenário base e na mancha do cenário de comparação, as áreas tipo B são áreas inundadas no cenário de comparação e não inundadas no cenário base, ou seja, são as regiões superestimadas na modelagem hidráulica. Já as áreas do tipo C são aquelas inundadas no cenário base e não inundadas na mancha simulada para comparação, ou seja, são as regiões subestimadas na modelagem hidráulica.

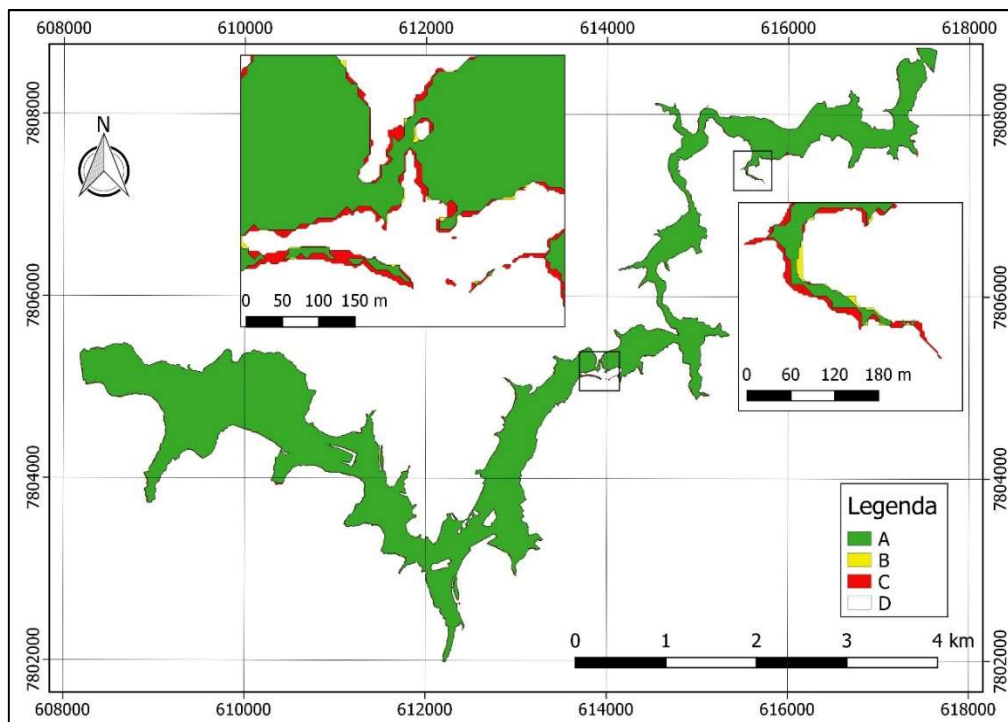
Devido a uma maior área do tipo C, a simulação com o SRTM 30 m resultou em um menor índice  $F^{<3>}$  (0,594) do que o obtido com o LIDAR 8 m (0,935) e o LIDAR 2 m (0,990).

O índice  $F^{<4>}$  que tem como principal objetivo avaliar a superestimativa da mancha de inundação indicou novamente um melhor desempenho da simulação com o LIDAR 2 m (0,985) do que as simulações com o LIDAR 8 m (0,957) e o SRTM 30 m (0,739). Como as manchas avaliadas foram menores que o cenário Base 1, ou seja, houve mais subestimativa do que superestimativa, o índice  $F^{<4>}$  obteve resultados menos discrepantes.

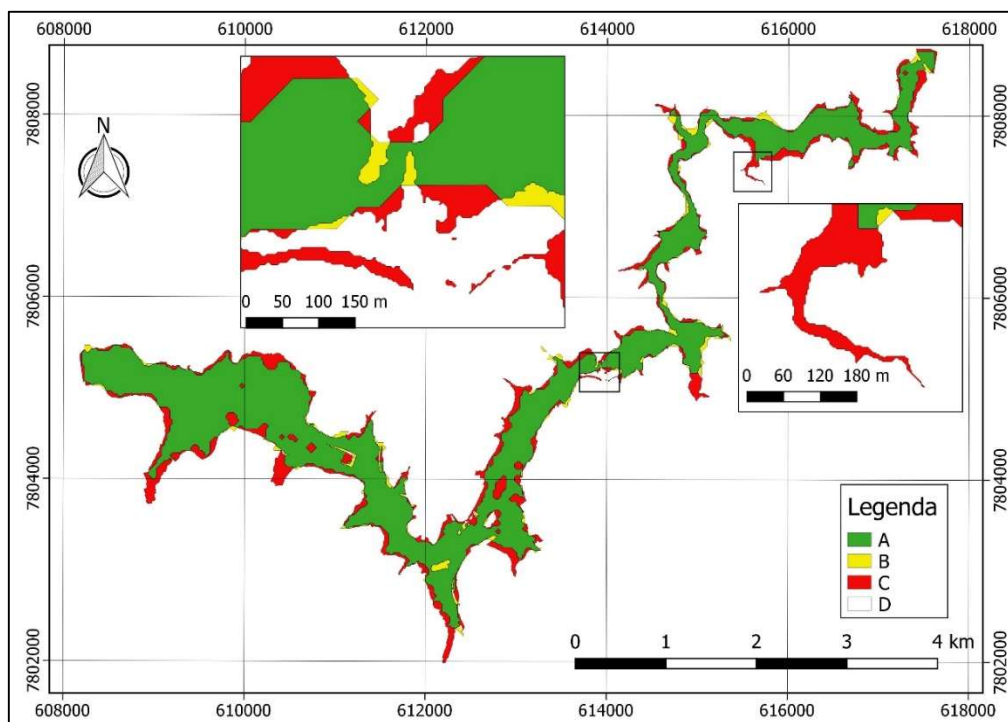
Esses resultados sugerem que a precisão da topografia tem bastante influência na delimitação da inundação e não há uma convergência de tendência de aumento ou diminuição da mancha de inundação, o que dá mais importância ainda à topografia de maior precisão, uma vez que não há como saber se a utilização de uma base gratuita SRTM de menor precisão está sendo ou não mais conservador.



**Figura 6.39** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário T1 – MDE proveniente do perfilamento a laser LIDAR com pixel de 2 m

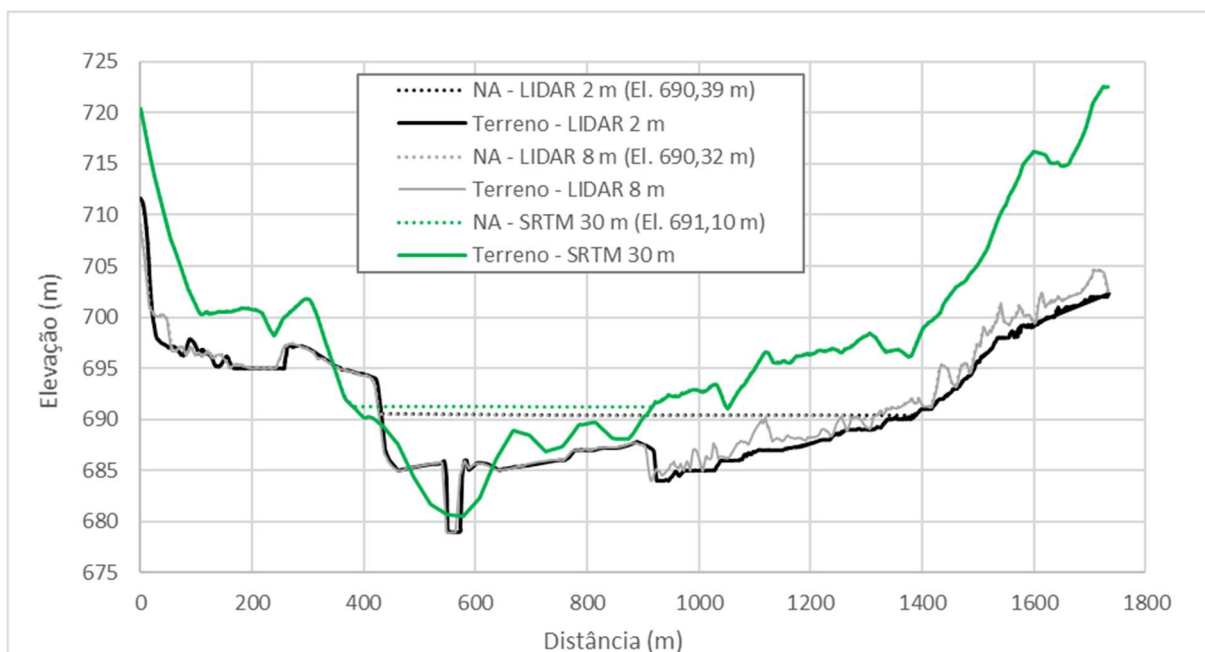


**Figura 6.40** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário T2 – MDE proveniente do perfilamento a laser LIDAR com pixel de 8 m



**Figura 6.41** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário T3 – MDE proveniente do SRTM 30 m

Na Figura 6.42 é apresentada a elevação do nível de água obtida na seção da ETE Onça para os modelos LIDAR 2m, LIDAR 8 m e SRTM 30 m.



**Figura 6.42** – Exemplo de inundação em uma seção transversal (ETE Onça)

O resultado sugere uma tendência de suavização na representação do terreno quando se reduz a resolução horizontal de 30 m pra 8 m e posteriormente para 2 m. Na seção transversal ETE Onça, as elevações do nível de água resultantes do modelo hidráulico variaram entre a El. 691,10 m (SRTM 30 m) até a El. 690,32 m (LIDAR 8 m). As larguras de topo da área molhada para o LIDAR 2 m, LIDAR 8 m e SRTM 30 m, foram, respectivamente, iguais a 226,1 m, 627,1 m e 826,6 m. É interessante observar que nessa seção transversal, o aumento de elevação do MDE SRTM 30 m em aproximadamente 7 m na margem direita resulta em uma diminuição da largura da mancha em cerca de 600 m (72%).

### 6.9.2 Equações de previsão dos parâmetros da brecha de ruptura

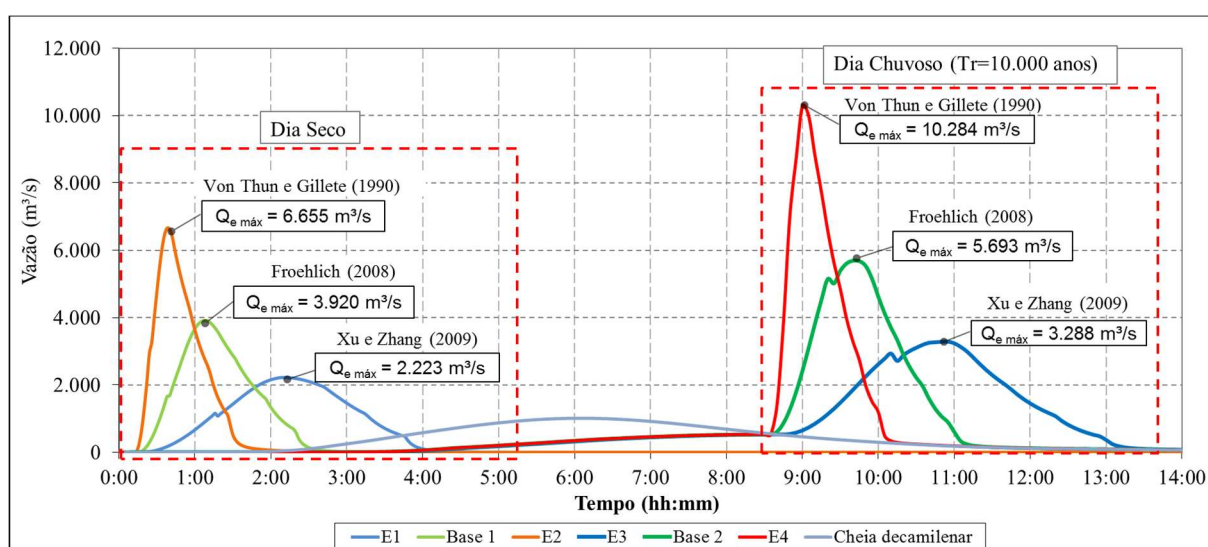
As equações de previsão de geometria e tempo de formação de brecha foram aplicadas os mesmos dados de entrada apresentados na Tabela 6.5 para a previsão das brechas dos cenários Base 1 – Dia Seco e Base 2 – Dia Chuvoso (TR=10.000 anos) do item 6.4.

Nas equações de Froehlich (2008) foram considerados os parâmetros associados ao modo de ruptura por *piping*, com  $K_0 = 1,0$  e  $Z = 0,7$ . Para a aplicação da equação de Von Thun & Gillete (1990), considerou-se  $Z = 1,0$ , referente a maciço construído com solos não coesivos. Para aplicação da equação de XU & Zhang (2009), foram considerados os parâmetros associados ao modo de ruptura por *piping*, barragem homogênea constituída por solo de média erodibilidade.

Os parâmetros da brecha obtidos pelas equações de previsão estão sintetizados na Tabela 6.8.

**Tabela 6.8** – Parâmetros da brecha de ruptura da Barragem da Pampulha

Cenários Dia Seco	Autor	Largura média da brecha (m)	Largura fundo da brecha (m)	Largura topo da brecha (m)	Tempo de formação (hora)
E1	Xu & Zhang (2009)	45,7	32,2	59,3	02:44
Base 1	Froehlich (2008)	60,2	46,2	74,2	01:05
E2	Von Thun e Gillette (1990)	94,9	74,9	114,9	00:30
Cenários Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)	Autor	Largura média da brecha (m)	Largura fundo da brecha (m)	Largura topo da brecha (m)	Tempo de formação (hora)
E3	Xu & Zhang (2009)	44,2	30,7	57,7	03:34
Base 2	Froehlich (2008)	70,8	56,8	84,8	01:24
E4	Von Thun e Gillette (1990)	104,7	84,8	124,7	00:31

**Figura 6.43** – Hidrogramas de ruptura resultantes das equações de Xu e Zhang (2009), Froehlich (2008) e Von Thun e Gillette (1990) em cenários de dia seco e chuvoso

Conforme apresentado na Figura 6.34, os hidrogramas de ruptura resultantes da equação de Von Thun e Gillette (1990) apresentaram as maiores vazões de pico, seguidas pelas correspondentes à equação de Froehlich (2008) e equação de Xu e Zhang (2009).

As diferenças dos hidrogramas de ruptura em cenários de dias chuvosos (cheia decamilenar) e secos são significativas, principalmente quanto ao volume propagado para jusante da barragem. No dia seco o volume foi igual a 15,0 Mm<sup>3</sup> e no dia chuvoso (cheia decamilenar) foi igual a 35,2 Mm<sup>3</sup>, ou seja, mais que o dobro. A variação de vazão de pico nestes 6 cenários de Hidrogramas de ruptura foi expressiva (8.061 m<sup>3</sup>/s), sendo a menor igual a 2.223 m<sup>3</sup>/s referente ao cenário E1 (dia seco – equação de Xu e Zhang (2009)) e a maior foi igual a 10.284 m<sup>3</sup>/s referente ao cenário E4 (cheia decamilenar – equação de Von Thun e Gillette (1990)).

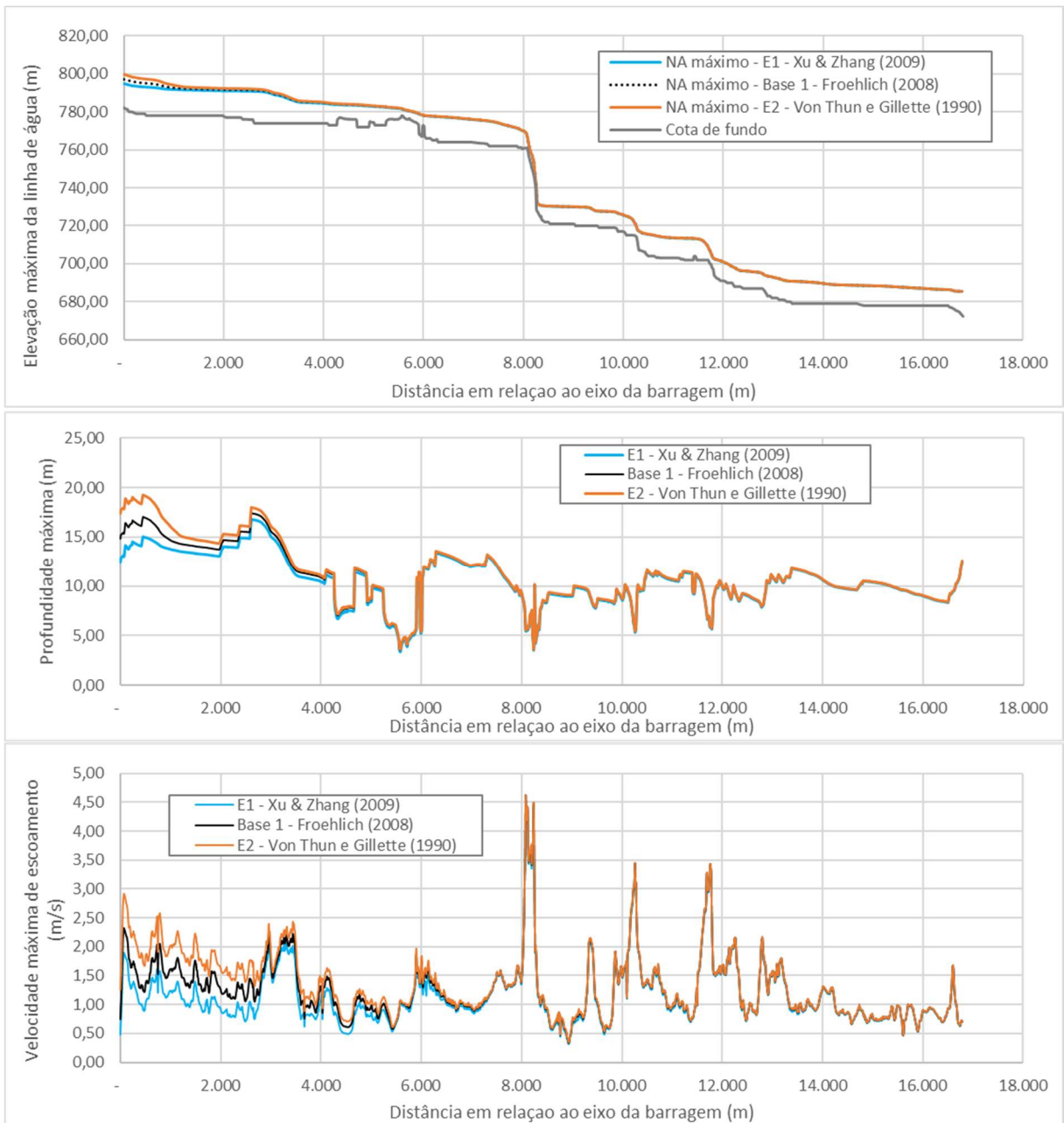
Considerando os cenários com mesmo volume de propagação, os de dia seco e os de dia chuvoso, a diferença é menor mas mesmo assim continua expressiva. Para o dia seco a diferença da vazão de pico foi de 4.432 m<sup>3</sup>/s entre os cenários E1 (2.223 m<sup>3</sup>/s) e E2 (6.655 m<sup>3</sup>/s). Já o dia chuvoso a diferença da vazão de pico foi de 6.996 m<sup>3</sup>/s entre os cenários E3 (3.288 m<sup>3</sup>/s) e E4 (10.284 m<sup>3</sup>/s).

Nos cenários E1 e E3, o qual foi utilizada a equação de Xu & Zhang (2009), a vazão de pico foi inferior aos cenários Base 1 e 2 em 43% e 45% respectivamente. Lembrando que nos cenários Base 1 e 2 foi utilizada a equação de Froehlich (2008). Já nos cenários E2 e E4, o qual foi utilizada a equação de Von Thun e Gillete (1990), a vazão de pico foi superior aos cenários Base 1 e 2 em 70% e 72% respectivamente.

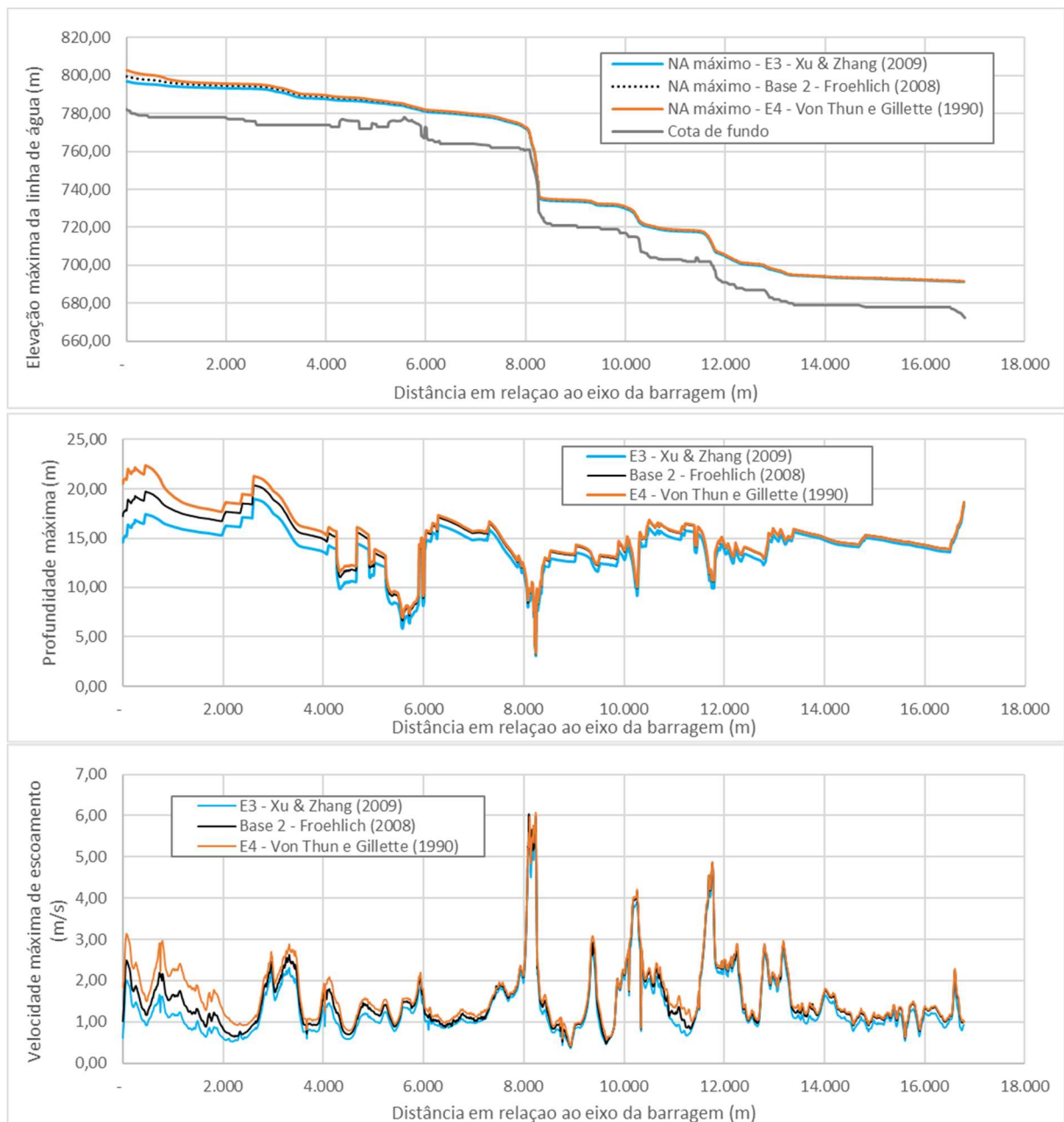
Cabe examinar a diferença nos tempos de base dos hidrogramas de todos os cenários. Esse resultado deve-se à diferença entre o tempo de formação de brecha obtido pelas equações, conforme apresentado na Tabela 6.8.

Os 6 hidrogramas de ruptura foram propagados no vale a jusante a fim de avaliar se, para um mesmo volume propagado, as grandes diferenças de vazões de pico resultariam em diferenças expressivas nas manchas de inundação. As Figuras 6.44 e 6.45 apresentam a síntese dos principais resultados obtidos na comparação das simulações dos cenários E1 e E2 com a mancha do cenário Base 1 e dos cenários E3 e E4 com o cenário Base 2 respectivamente.





**Figura 6.44** – Síntese dos principais resultados para os cenários E1 e E2



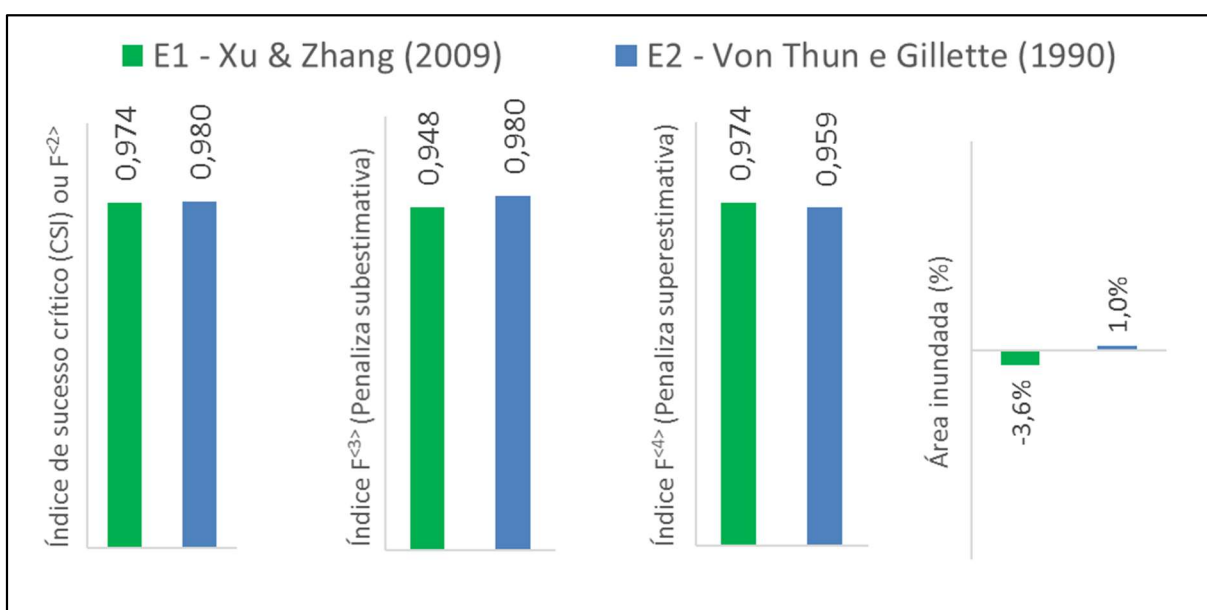
**Figura 6.45** – Síntese dos principais resultados para os cenários E3 e E4

Os resultados evidenciam a diminuição das diferenças entre os cenários ao longo do trânsito da cheia pelo vale a jusante. Na análise de sensibilidade do cenário Base 1 – Dia Seco, as diferenças de máximas profundidades e velocidades foram maiores nos primeiros 4 km, já o cenário Base 2 – Dia Chuvoso, as diferenças foram maiores nos primeiros 6 km. Provavelmente a maior distância com valores divergentes no cenário de dia chuvoso se deve ao fato do volume de propagação ( $35,6 \text{ Mm}^3$ ) ser bem maior que o volume do cenário de dia seco ( $15,0 \text{ Mm}^3$ ). A formulação empírica para brecha afeta principalmente as áreas mais próximas ao barramento, ou seja, a Zona de Autossalvamento. Define-se como Zona de Autossalvamento (ZAS) a área

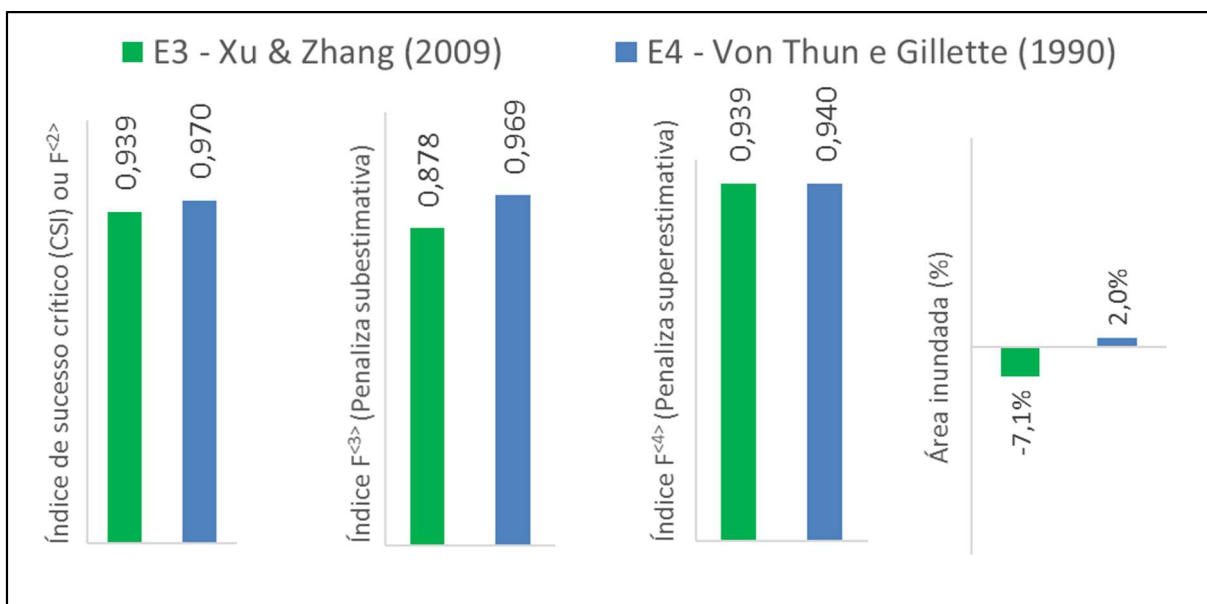
de risco que deve ser determinada e que consiste na região a jusante da barragem na qual não se considera haver tempo suficiente para a intervenção das autoridades competentes em caso de acidente (Portaria DNPM 526/2013).

Os resultados também sugerem que caso a população em risco esteja em um local distante da barragem, os detalhes do processo de formação da brecha têm pouca influência nas consequências da ruptura. Nessa situação, o tempo de viagem, o potencial de atenuação e outros efeitos da propagação predominam. Entretanto, quando a população está localizada nas proximidades da barragem, uma previsão mais fidedigna dos parâmetros da brecha (largura da brecha, altura e tempo de formação) é crucial para o desenvolvimento de um plano de ação emergencial efetivo, que contemple, por exemplo, a elaboração de um rápido sistema de alerta e evacuação, reduzindo o risco de perda de vidas humanas.

Os índices de desempenho F e as comparações entre a área inundada para os quatro cenários avaliados estão apresentados nas Figuras 6.46 e 6.47.



**Figura 6.46** – Índice de desempenho F e variação percentual da área inundada para diferentes equações de previsão de geometria e tempo de formação de brecha – Dia Seco



**Figura 6.47** – Índice de desempenho F e variação percentual da área inundada para diferentes equações de previsão de geometria e tempo de formação de brecha – Dia Chuvoso

Os índices  $F^{<sup>2</sup>}$  para o Cenário E1 e E2 foram bastante semelhantes, iguais a 0,974 e 0,980 respectivamente. Já os Cenários E3 e E4 onde o volume propagado foi maior, os valores de  $F^{<sup>2</sup>}$ , convergiram um pouco menos, iguais a 0,939 e 0,970.

Os índices  $F^{<sup>3</sup>}$  para os Cenários E1, E2, E3 e E4 foram iguais a 0,948, 0,980, 0,878 e 0,969. Como este índice tende a penalizar os cenários que resultam em manchas subestimadas, era de se esperar que os cenários que utilizaram as equações de Xu & Zhang (2009), Cenários E1 e E3, obtivessem valores inferiores aos cenários que utilizaram as equações de Von Thun e Gillette (1990), Cenários E2 e E4.

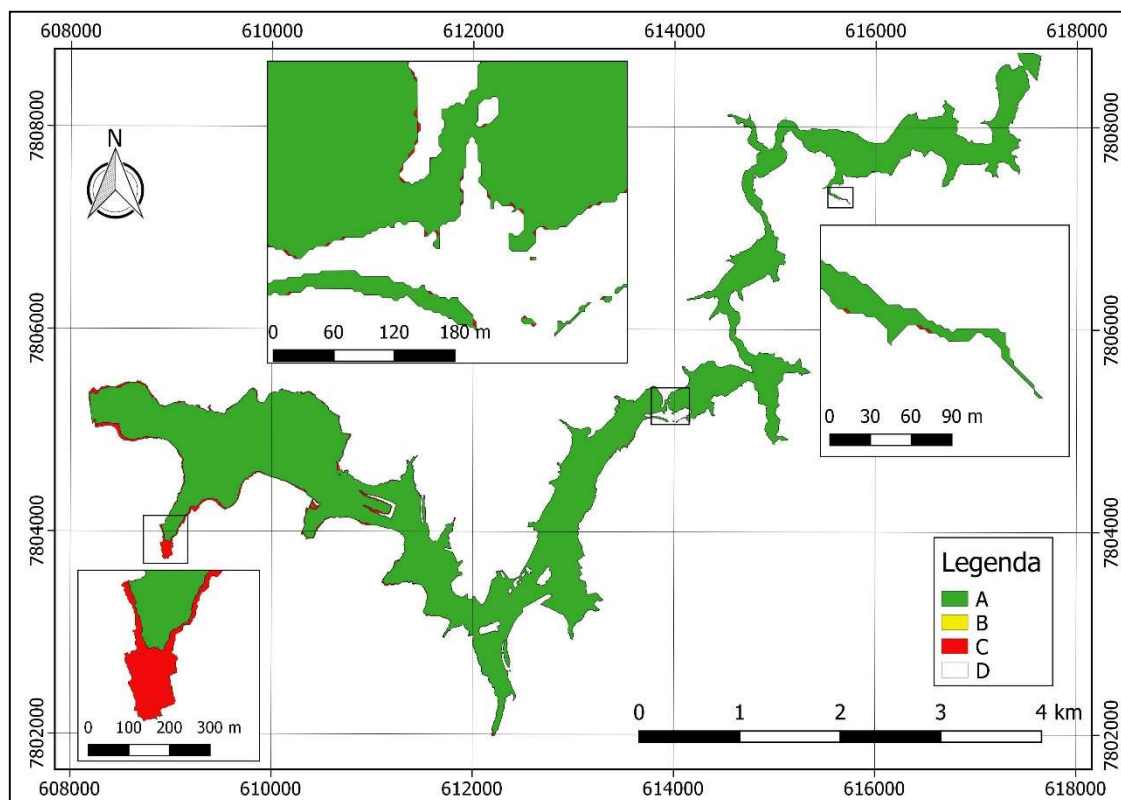
O resultado inverso se esperaria para o índice  $F^{<sup>4</sup>}$  que tende a penalizar os cenários que resultam em manchas superestimadas, no entanto os valores ficaram bastante semelhantes para os Cenários E3 e E4, iguais a 0,939 e 0,940 respectivamente. Já os Cenários E1 e E2, onde os índices  $F^{<sup>4</sup>}$  foram iguais a 0,974 e 0,959 respectivamente, apresentou essa tendência mesmo que de forma moderada.

Em relação as áreas totais inundadas, o Cenário E1 resultou em uma área 3,6 % inferior ao Cenário Base 1. Já o Cenário E2 resultou em uma área 1 % superior ao Cenário Base 1.

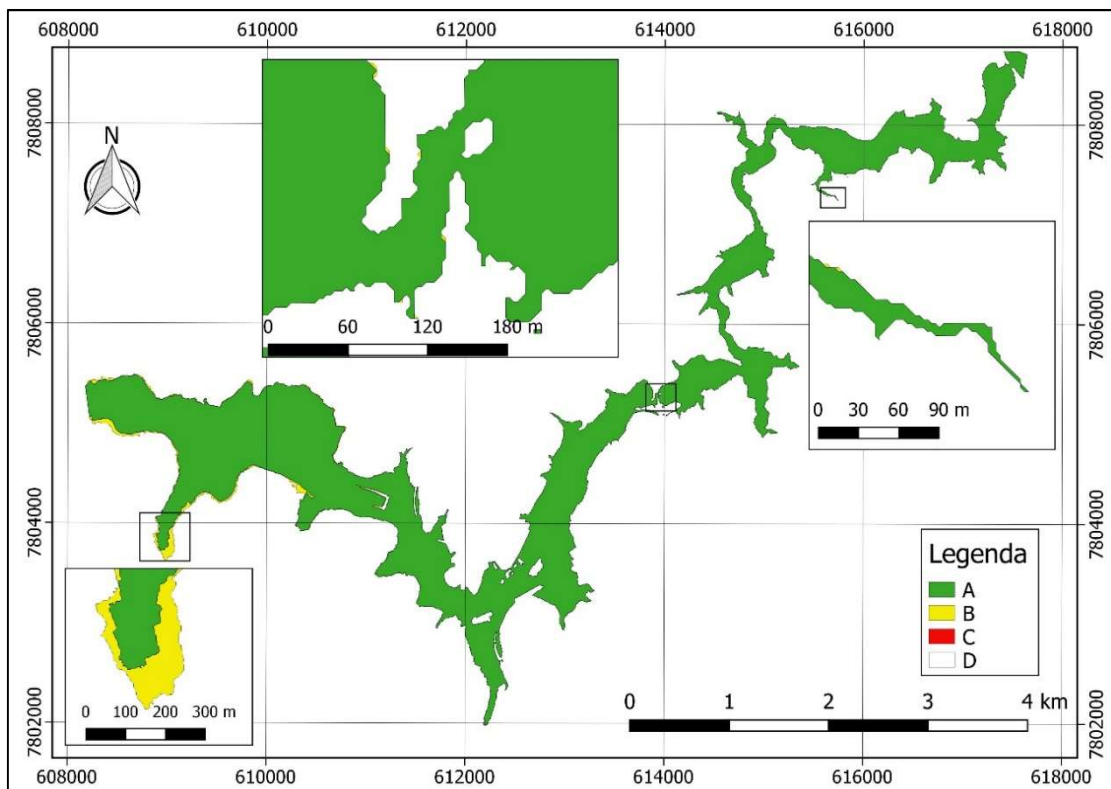
Para o Cenário E3 a área inundada foi 7,1% inferior ao Cenário Base 2 e o Cenário E4 teve área 2% superior. Os resultados sugerem que os cenários com maior volume de propagação, como é o caso dos Cenários E3 e E4, apresentam maiores diferenças percentuais de áreas inundadas

com a utilização de diferentes equações de previsão de geometria e tempo de formação de brecha.

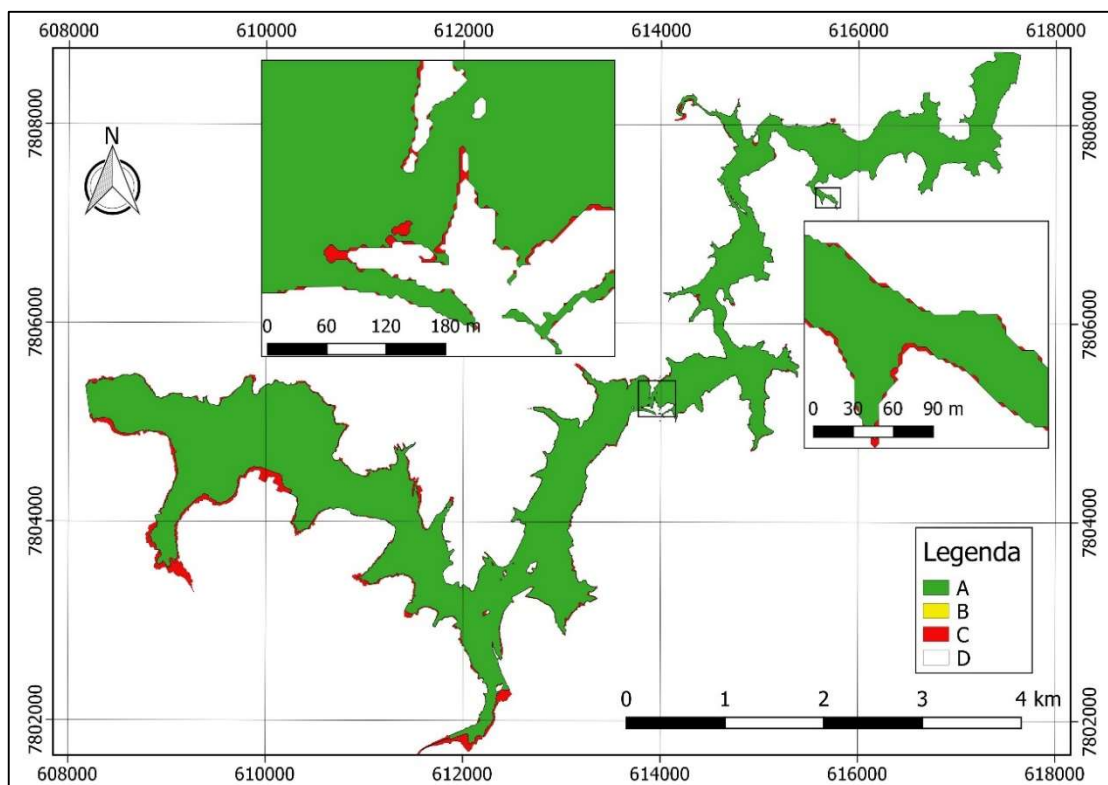
As Figuras 6.48 a 6.51 apresentam as comparações das manchas dos cenários E1 e E2 com a mancha do cenário Base 1 e dos cenários E3 e E4 com o cenário Base 2 respectivamente.



**Figura 6.48** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário E1 – Equação de Xu & Zhang (2009) - Dia Seco

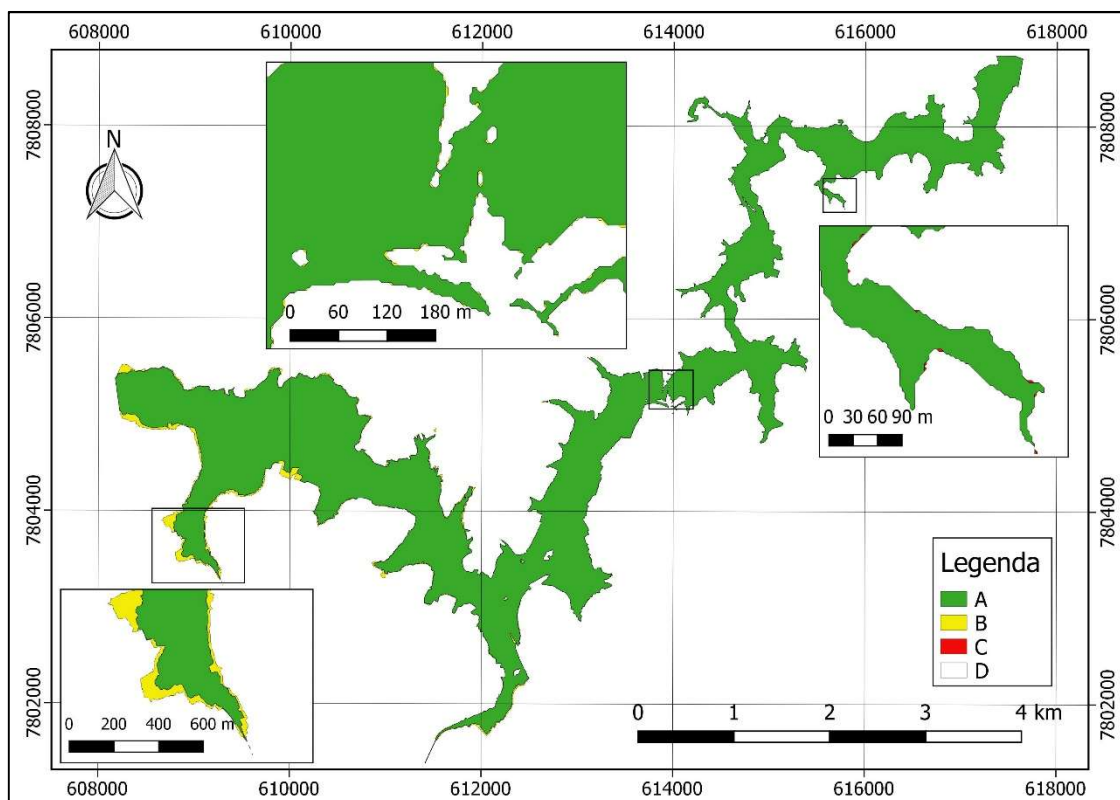


**Figura 6.49** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário E2 – Equação de Von Thun e Gillette (1990) - Dia Seco



**Figura 6.50** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário E3 – Equação de Xu & Zhang (2009) - Dia Chuvoso



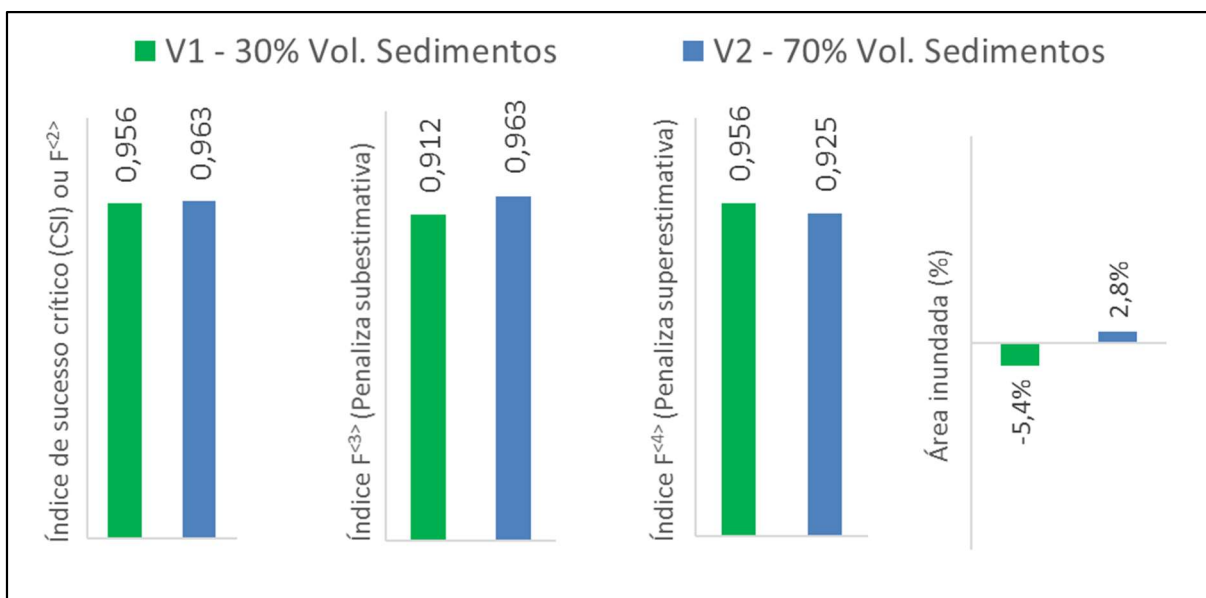


**Figura 6.51** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário E4 – Equação de Von Thun e Gillette (1990) - Dia Chuvoso

Nas Figuras 6.48 a 6.51 pode-se identificar que as principais diferenças das manchas ocorreram no início do trecho propagado e em seguida há uma tendência de convergência.

### 6.9.3 Volume propagado para jusante

Os índices F calculados para os cenários com propagação de 30% e 70% do volume de sedimentos e as relações entre as áreas inundadas são apresentadas na Figura 6.52.



**Figura 6.52** – Índices de desempenho F e variação percentual da área inundada para diferentes relações de volume de sedimentos propagados para jusante

Os cenários V1 e V2 foram comparados com o Cenário Base 1 – Dia Seco o qual foi propagado 50% do volume de sedimentos imersos ( $5 \text{ Mm}^3$ ) no reservatório da Barragem da Pampulha.

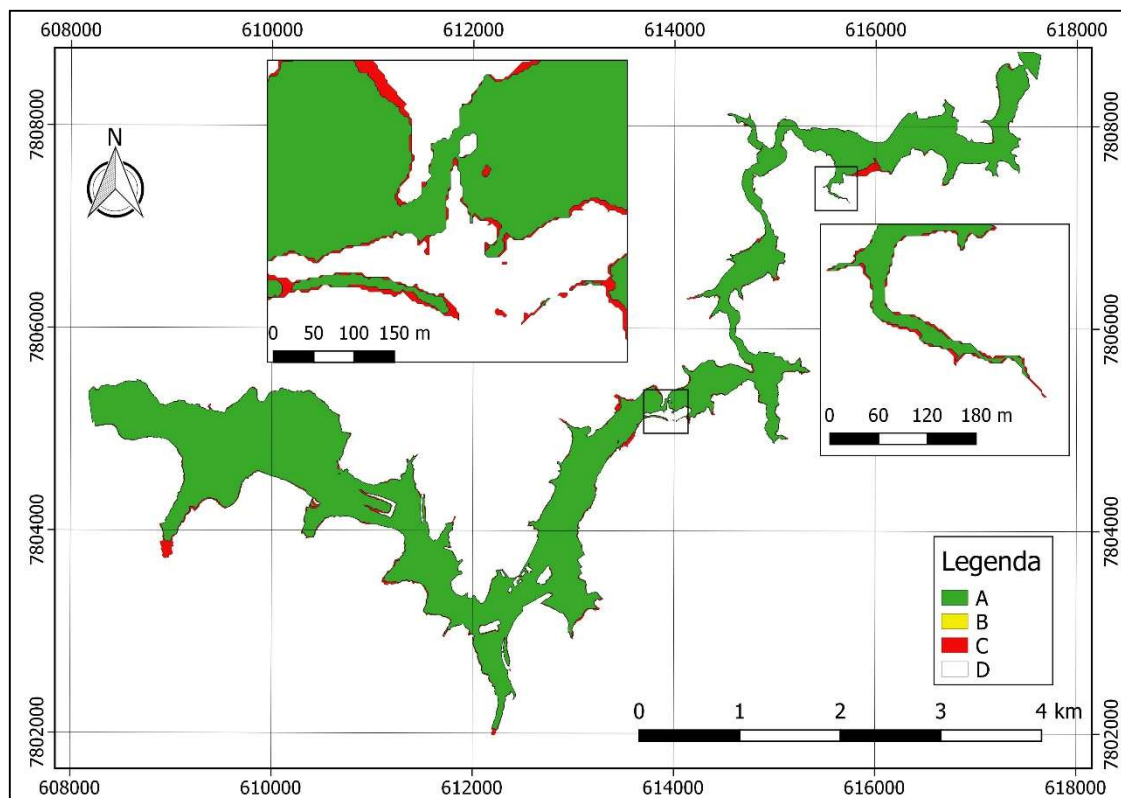
Conforme esperado, o Cenário V1 com 30% de volume de sedimentos ( $3 \text{ Mm}^3$ ) resultou na redução da área inundada em 5,4%, já o Cenário V2 com 70% de volume de sedimentos ( $7 \text{ Mm}^3$ ) resultou no aumento da área inundada em 2,8%. Ambos os cenários apresentam diferença de 20% em relação ao volume de sedimentos do Cenário Base 1, o Cenário V1 20% a menos e o Cenário V2 20% a mais, no entanto deve-se considerar o volume de água presente até a soleira do extravasor ( $10 \text{ Mm}^3$ ) para comparara a diferença de volume total propagada para jusante. Com isso a diferença de volume total propagado entre os dois cenários é igual a 13,33% para menos e para mais respectivamente aos Cenários V1 e V2 em relação ao Cenário Base 1.

É interessante observar que a área inundada não aumentou no Cenário V2 na mesma proporção que diminuiu no Cenário V1. Este dado pode variar muito de acordo com a condição da topografia pois em vales mais encaixados a variação do volume propagado teria mais impacto na profundidade que na área inundada e o inverso ocorreria em vales planos e abertos onde o impacto maior seria na área inundada do que na profundidade.

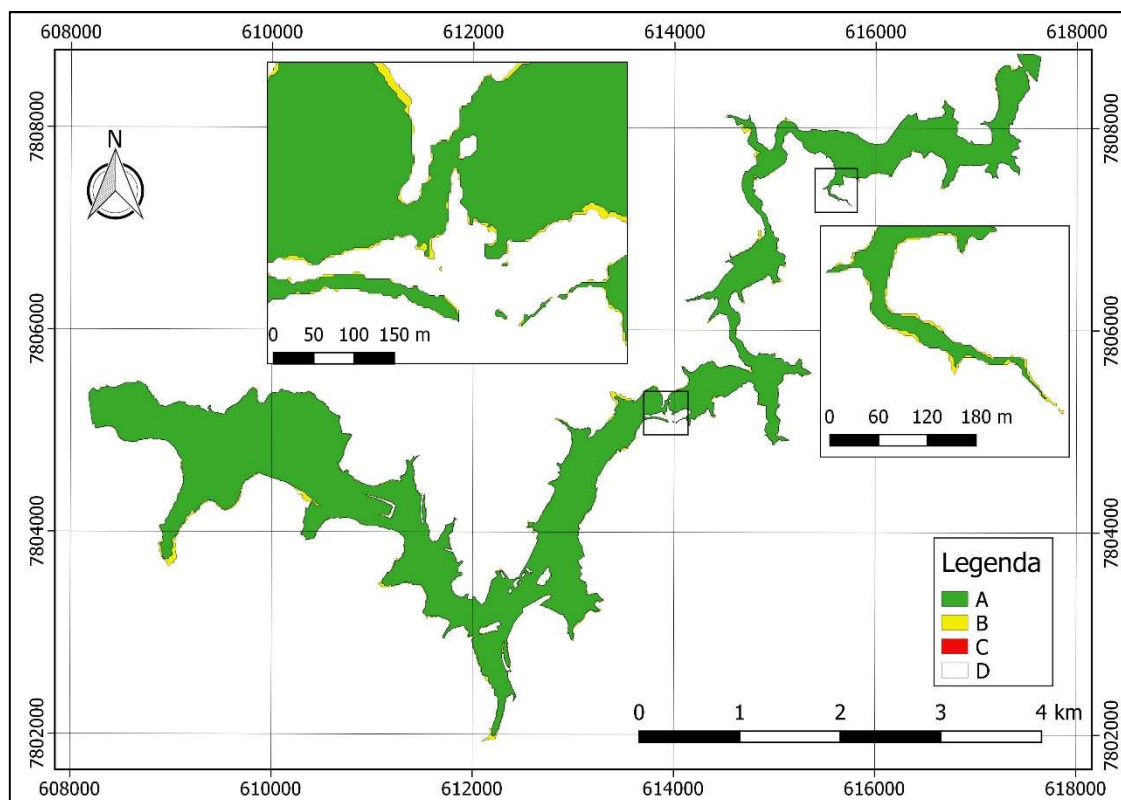
O índice  $F^{<2>}$  para o Cenário V1 é igual a 0,956 e para o Cenário V2 é igual a 0,963. Já o índice  $F^{<3>}$  para o Cenário V1 é igual a 0,912 e para o Cenário V2 é igual a 0,963. Os valores dos índices  $F^{<2>}$  e  $F^{<3>}$  são iguais para o Cenário V2 pois não há subestimativa de área inundada em

relação ao cenário Base 1. O mesmo ocorre para o Cenário V1 em relação aos índices  $F^{<2>}$  e  $F^{<4>}$ , onde não há área superestimada em relação ao Cenário Base 1. Com isso, o valor para ambos os índices é igual a 0,956. Já o índice  $F^{<4>}$  para o Cenário V2 é igual a 0,925.

O mapeamento da inundação utilizado para cômputo dos índices de desempenho F são exibidos nas Figuras 6.53 e 6.54.



**Figura 6.53** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário V1 - Volume de sedimentos propagados igual a 30%



**Figura 6.54** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário V2 - Volume de sedimentos propagados igual a 70%

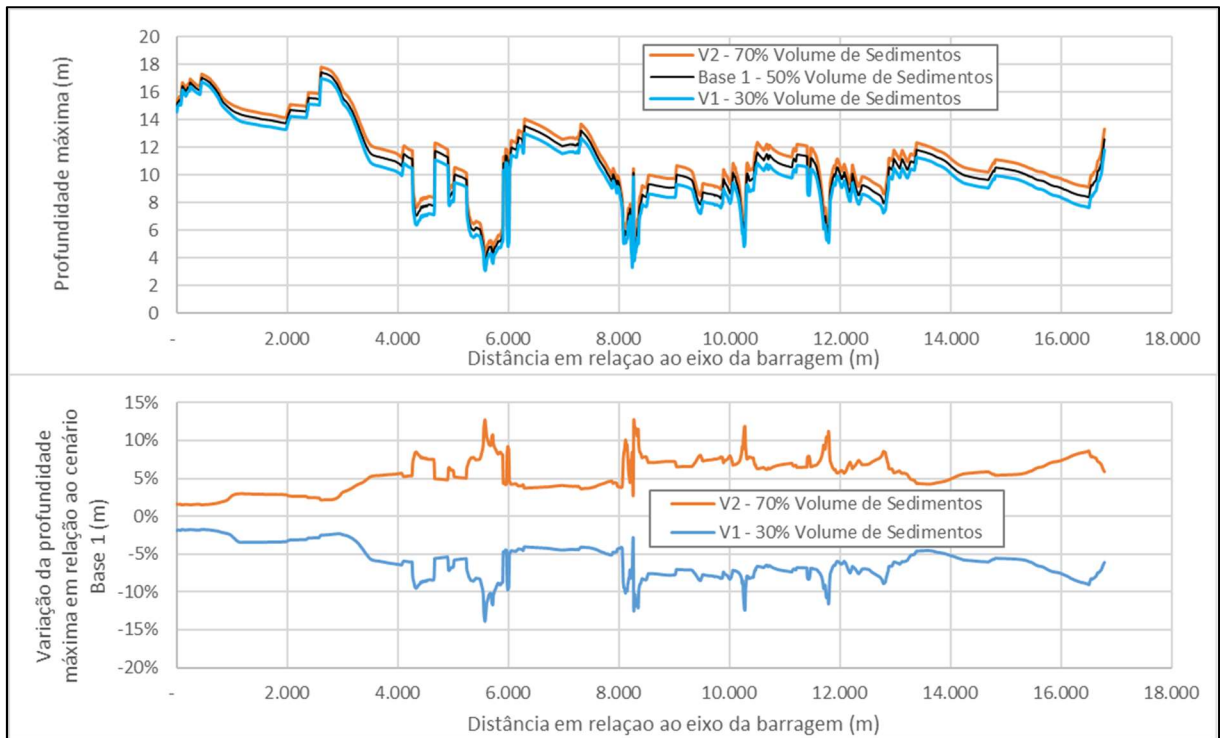
Nas Figuras 6.55 e 6.56 são exibidos os resultados da diferença de profundidade e velocidade do escoamento nas análises de sensibilidade do volume propagado para jusante em relação ao Cenário Base 1.

Conforme esperado, o Cenário V1 com volume menor de propagação resultou em menores profundidades e velocidades. A situação oposta também foi observada, ou seja, o Cenário V2 com volume maior de propagação resultou em maiores profundidades e velocidades.

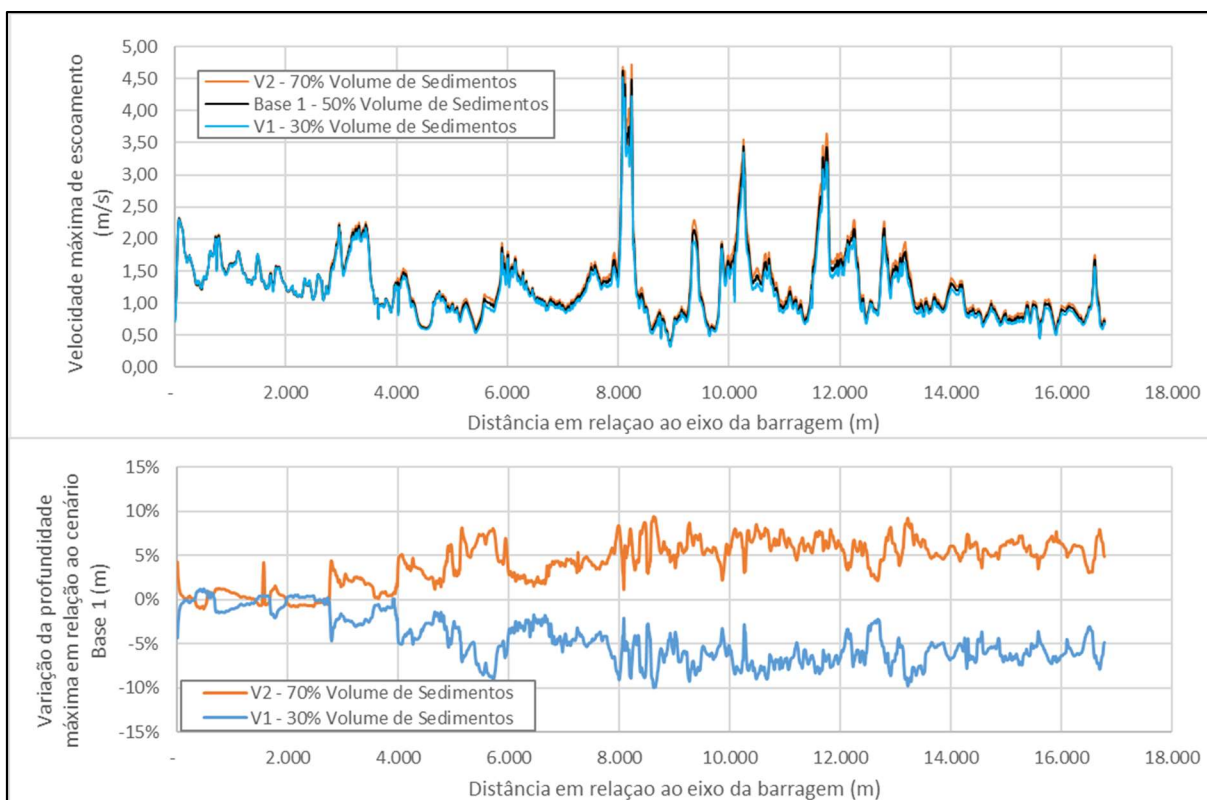
No Cenário V1 a profundidade média considerando todo o trecho propagado foi inferior em 0,58 m e no Cenário V2 a profundidade média foi superior em 0,55 m. Esses valores representam uma proporção de 5,0 % e 5,3% respectivamente. Nos locais de menor profundidade a variação ultrapassou 10% como pode ser observado na Figura 6.55. Pode-se dizer que esta é uma medida da incerteza da simulação dada a variabilidade do volume de sedimentos que pode ser propagado para jusante numa eventual ruptura.

A variação de velocidade foi menor em termos percentuais quando comparada a variação de profundidade. Na média, as velocidades foram 4,4 % inferiores para o Cenário V1 e 4,1% superiores para o Cenário V2.

É interessante observar que as maiores diferenças tanto nas profundidades quanto nas velocidades ocorreram após 3 km a jusante da Barragem da Pampulha. Diferentemente da análise de sensibilidade de outros parâmetros que resultam em maiores diferenças no início do trecho, os resultados desta análise de sensibilidade sugerem que a variação do volume propagado tem maior impacto à medida que se distancia do eixo da barragem.



**Figura 6.55** – Perfil das profundidades máximas e da diferença em relação ao cenário Base 1 para os diferentes volumes de propagação de sedimentos



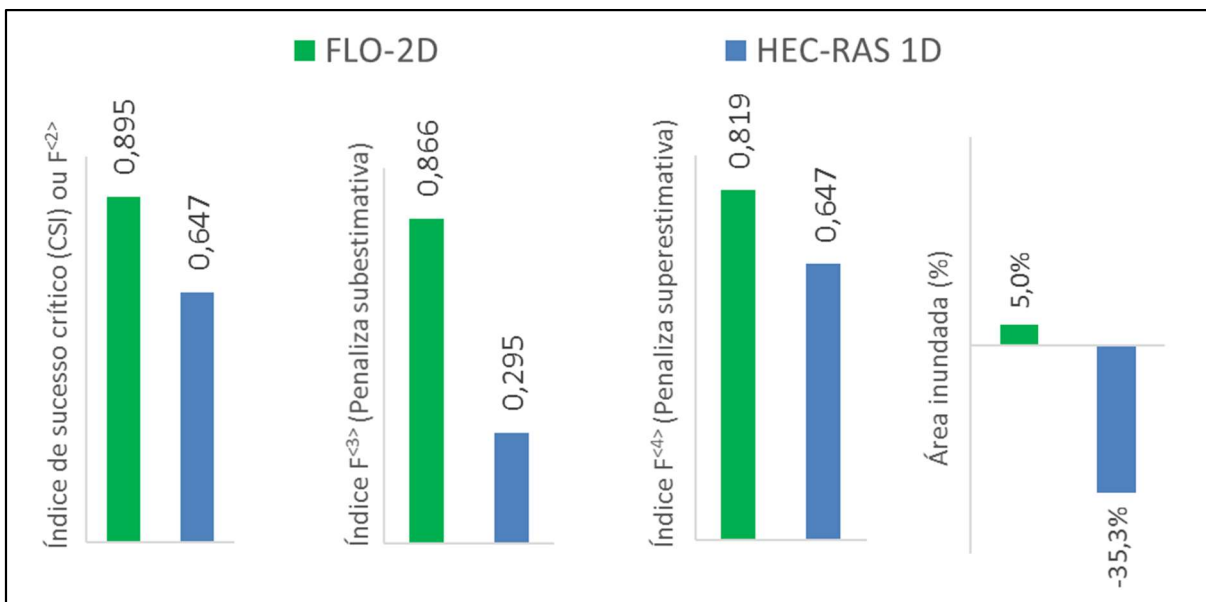
**Figura 6.56** – Perfil das velocidades máximas e da diferença em relação ao cenário Base 1 para os diferentes volumes de propagação de sedimentos

#### 6.9.4 Modelos hidráulicos HEC-RAS (1D e 2 D) e FLO-2D

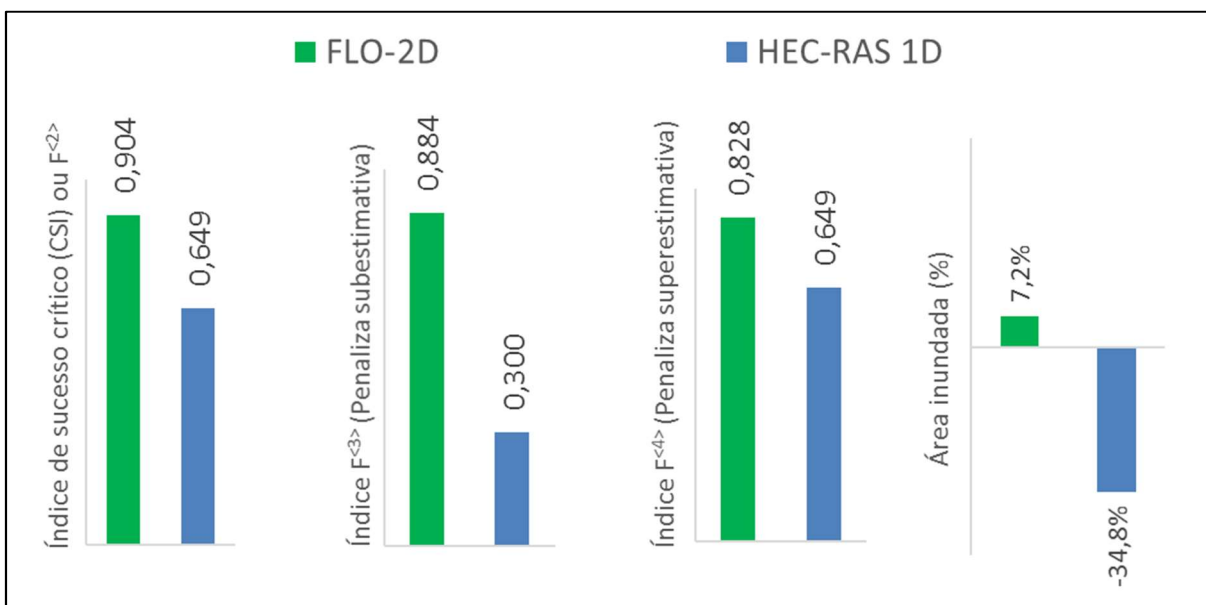
Os modelos hidráulicos foram analisados tanto para o Cenário Base 1 – Dia Seco como para o Cenário Base 2 – Dia Chuvoso. Nos cenários base foram utilizados o modelo HEC-RAS no módulo bidimensional. Com isso, foram analisados os cenários H1 e F1 que comparam as modelagens realizadas com o HEC-RAS 1D e FLO-2D com o cenário Base 1 e os cenários H2 e F2 que comparam as modelagens realizadas com o HEC-RAS 1D e FLO-2D com o cenário Base 2.

Os índices de desempenho F e a variação percentual da área inundada para diferentes modelos hidráulicos avaliados considerando o cenário de dia seco e dia chuvoso estão apresentados na Figura 6.57 e 6.58. Os mapeamentos das áreas A, B, C e D utilizados para cômputo dos índices F podem ser vistos nas Figuras 6.59 a 6.62.

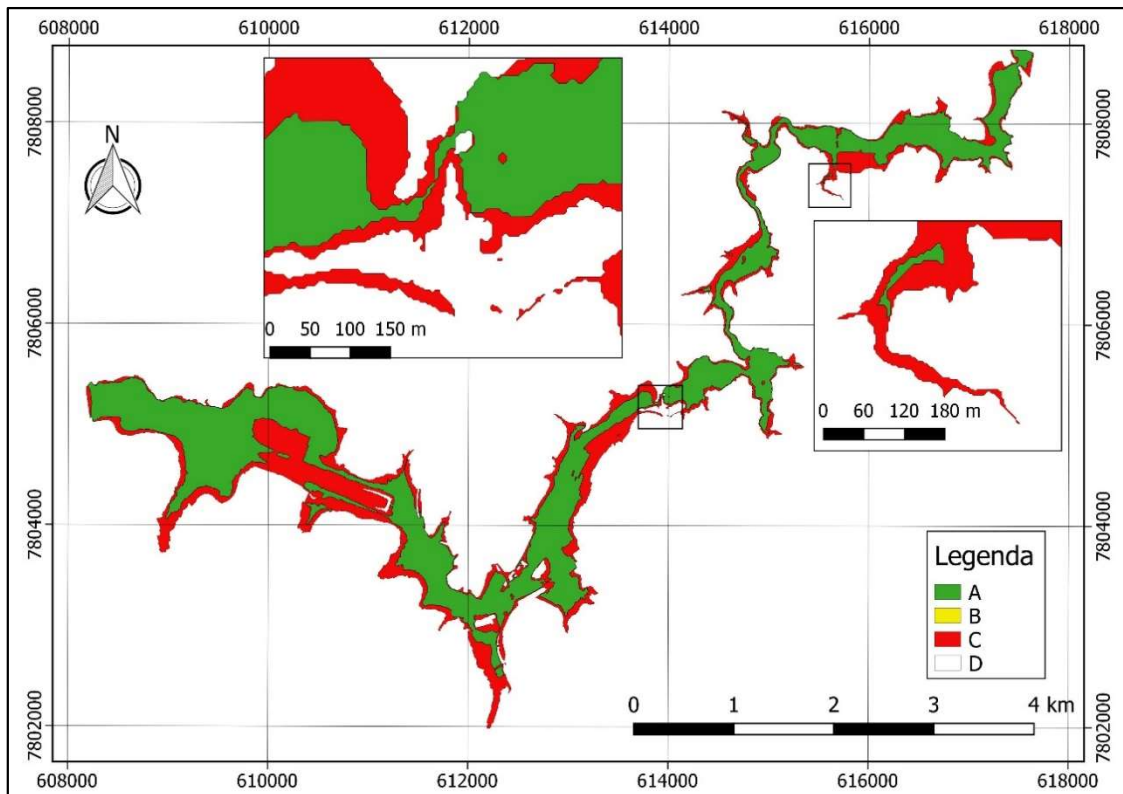




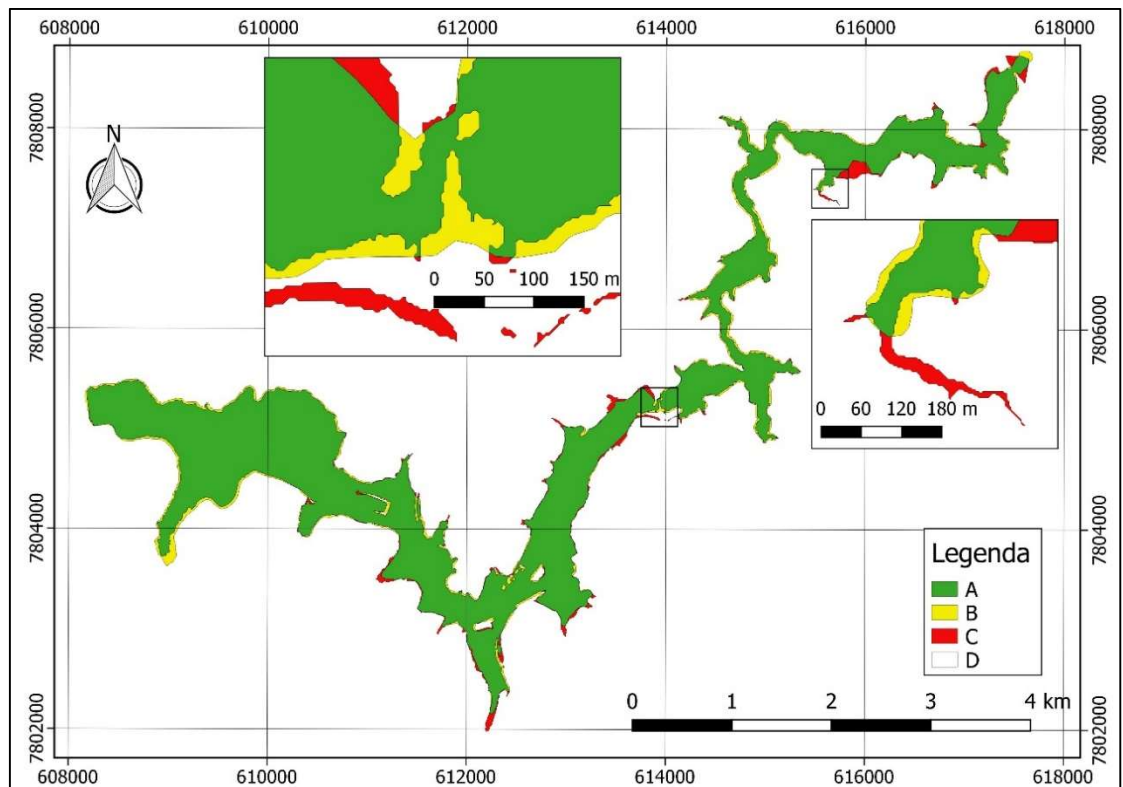
**Figura 6.57** – Índice de desempenho F e variação percentual da área inundada para diferentes modelos hidráulicos avaliados – Cenário 1 – Dia Seco



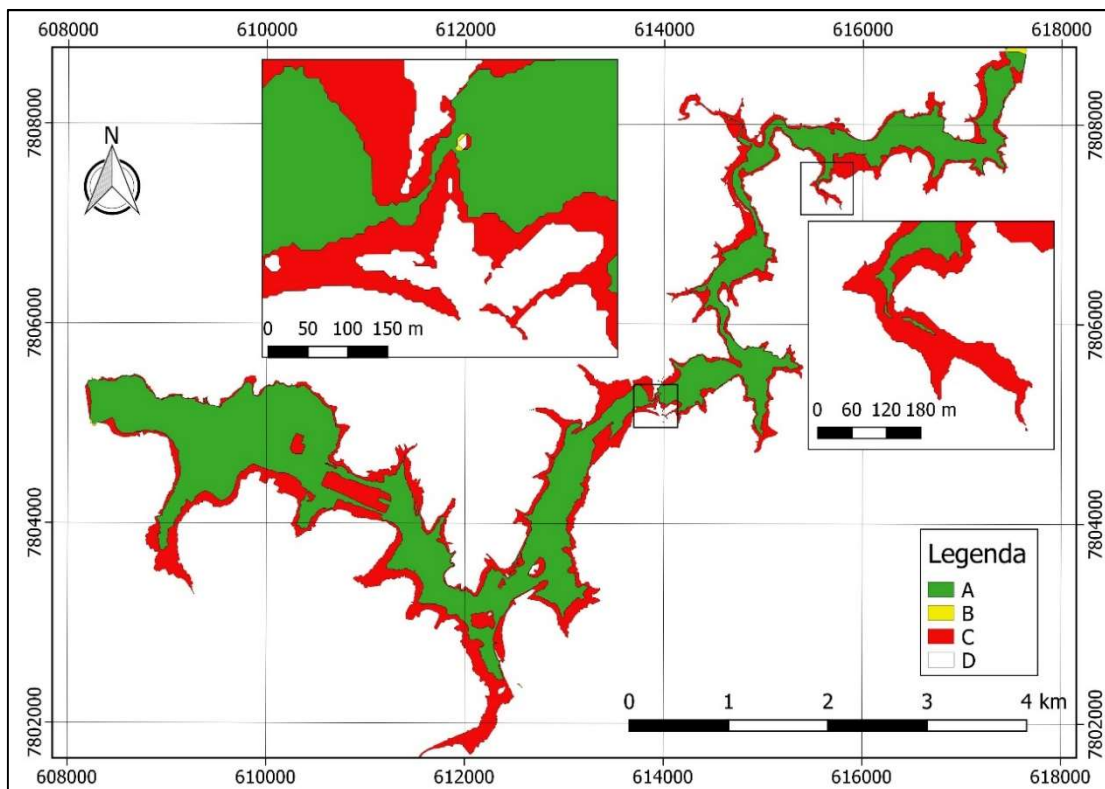
**Figura 6.58** – Índice de desempenho F e variação percentual da área inundada para diferentes modelos hidráulicos avaliados – Cenário 2 – Dia Chuvoso



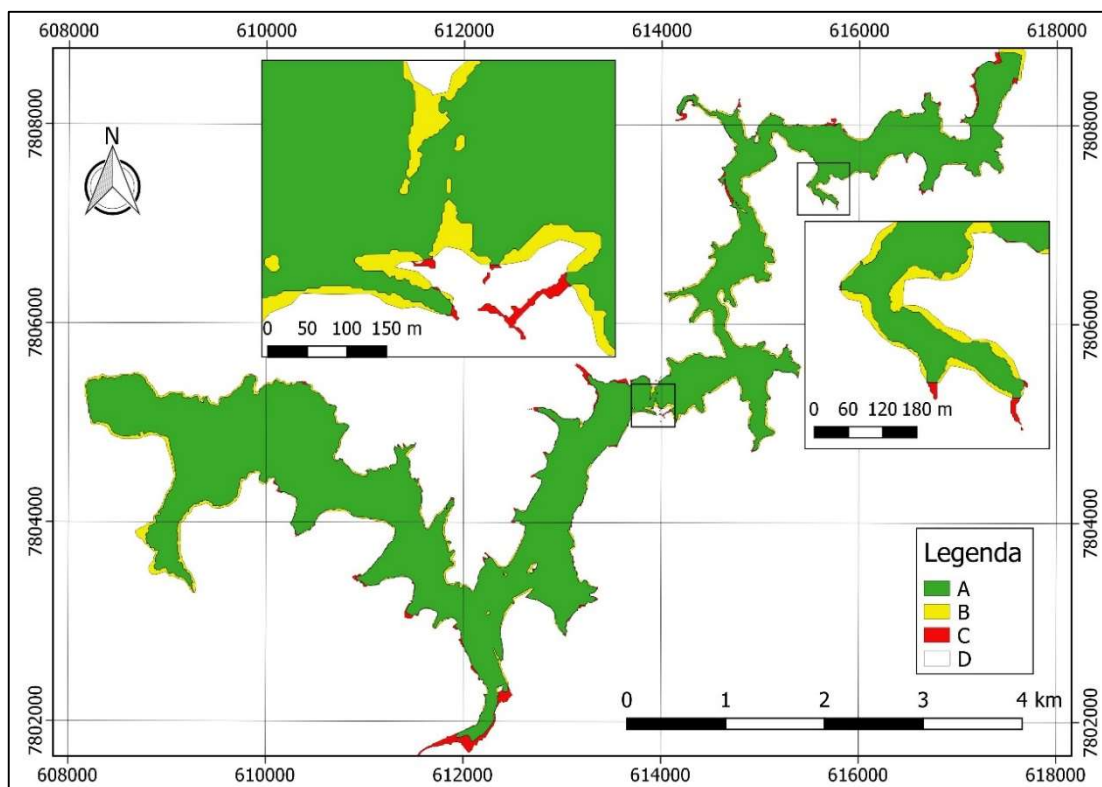
**Figura 6.59** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário H1 – Modelo HEC-RAS 1D – Dia Seco



**Figura 6.60** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário F1 – Modelo FLO-2D – Dia Seco



**Figura 6.61** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário H2 – Modelo HEC-RAS 1D – Dia Chuvoso



**Figura 6.62** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário F2 – Modelo FLO-2D – Dia Chuvoso

Os resultados do modelo FLO-2D foram bastante superiores em comparação com os resultados do Modelo HEC-RAS 1D. A área inundada no modelo FLO-2D foi 5,0 % superior à área do Cenário Base 1 e 7,2 % superior à área do Cenário Base 2. Lembrando que nos cenários base foi utilizado o modelo HEC-RAS 2D. Já o modelo HEC-RAS 1D resultou em uma mancha de inundação 35,3 % inferior ao Cenário Base 1 e 34,8 % inferior ao Cenário Base 2. A diferença nos resultados entre os modelos unidimensionais e bidimensionais pode ter sido potencializada devido à maior parte da área em que foi propagado o hidrograma de ruptura ser urbana, com relevo principalmente plano e tipologia de escoamento tipicamente bidimensional.

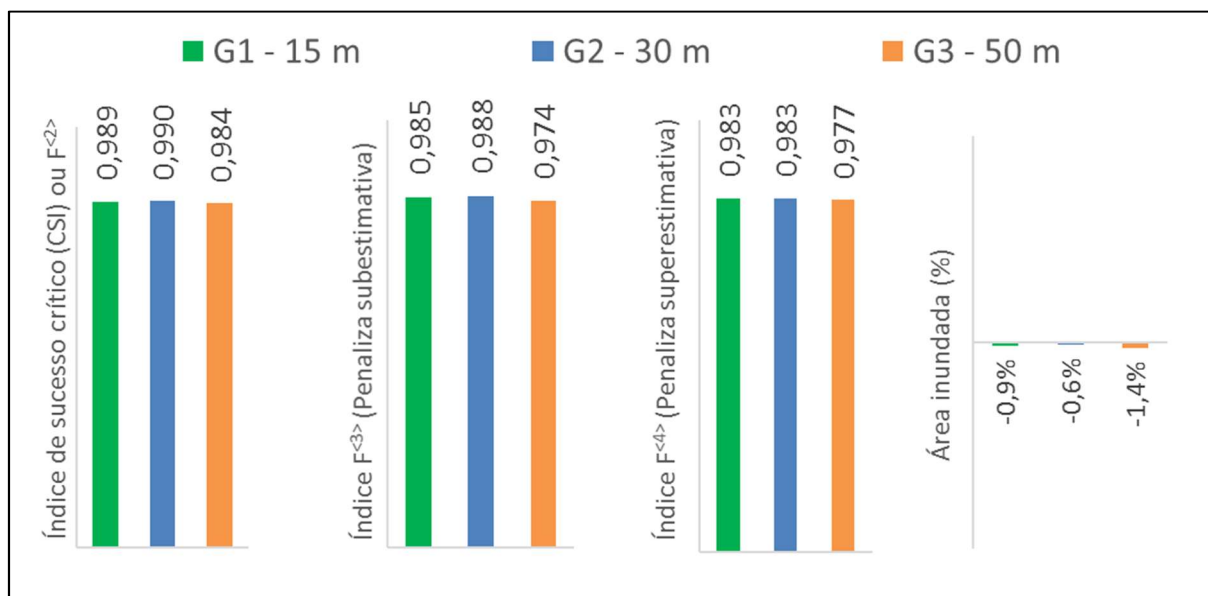
Os índices  $F^{<2>}$  para o modelo FLO-2D foram iguais a 0,895 e 0,904 para os cenários de dia seco e dia chuvoso respectivamente e para o modelo HEC-RAS 1D foram iguais a 0,647 e 0,649 para os cenários de dia seco e dia chuvoso respectivamente. A grande diferença de área inundada resultante dos modelos 1D e 2D contribui para uma maior diferença também no resultado dos índices  $F^{<3>}$  e  $F^{<4>}$ . O modelo HEC-RAS 1D que apresentou uma grande área C (subestimativa da mancha), tanto no cenário de dia seco como no cenário de dia chuvoso, apresentou valores de  $F^{<3>}$  iguais a 0,295 e 0,300. Já o FLO-2D que apresentou bem menos área C obteve um valores de  $F^{<3>}$  iguais a 0,866 e 0,884. Como o modelo HEC-RAS não apresentou área B (superestimativa da mancha) nos cenários de dia seco e dia chuvoso, os valores dos índices  $F^{<4>}$  foram os mesmos que no índice  $F^{<2>}$  que foram iguais a 0,647 e 0,649. Já o modelo FLO-2D obteve valores de  $F^{<4>}$  iguais a 0,819 e 0,828.

Uma restrição do FLO-2D, verificada durante as simulações, refere-se ao tamanho das células da malha (grid), que é fixo para toda a área computacional. O tamanho fixo das células prejudica a otimização do tempo computacional para simulação de trechos fluviais extensos. A otimização poderia ser realizada por meio da especificação de células maiores em áreas muito planas e células menores em vales encaixados com alta declividade e em singularidades hidráulicas. O modelo HEC-RAS 2D permite este ajuste podendo também ser inseridas linhas auxiliares nas bordas da calha fluvial onde as células obrigatoriamente tem faces coincidentes com essas linhas.

Pode ser observado nas Figuras 6.60 e 6.62 que as manchas geradas no modelo FLO-2D não adentraram alguns braços de afluentes e nos trechos encachoeirados a representação é menos detalhada que os cenários base onde foi utilizado o modelo HEC-RAS 2D.

### 6.9.5 Dimensões do Grid

Na Figura 6.63 são exibidos os índices F e as diferenças percentuais entre as áreas inundadas considerando a utilização de Grids com células de 15 m, 30m e 50 m para a modelagem do Cenário Base 1 – Dia Seco.

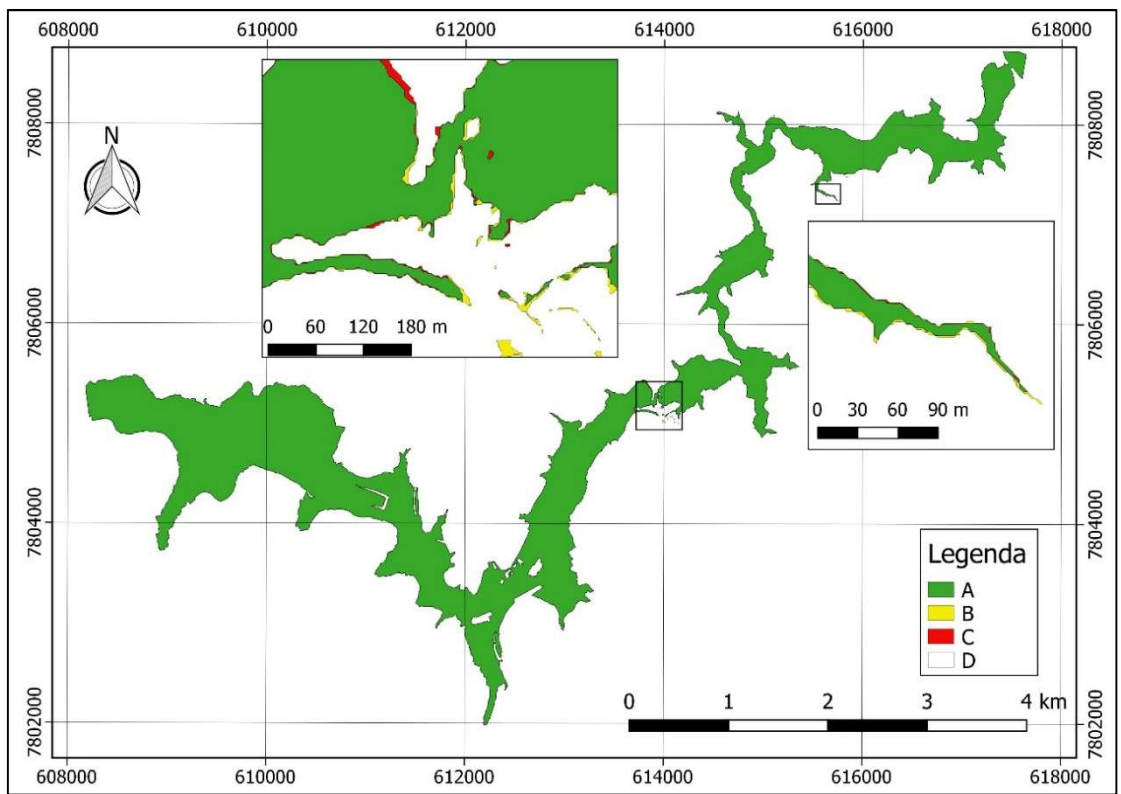


**Figura 6.63** – Índice de desempenho F e variação percentual da área inundada para diferentes tamanhos de células dos Grids avaliados

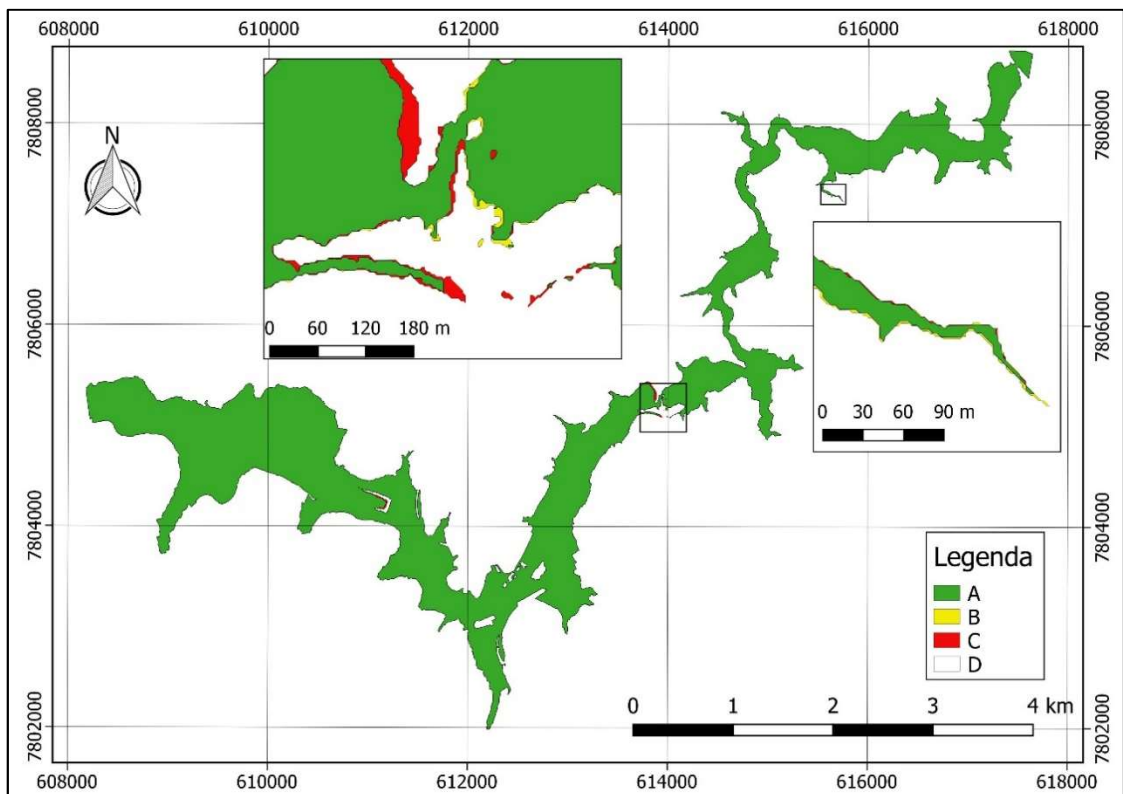
O aumento ou a diminuição do tamanho das células dos grids não resultou em alterações significativas nos índices F. As alterações na área de inundação também foram consideradas desprezíveis, dadas as incertezas inerentes ao modelo.

No entanto, recomenda-se que sejam feitas tentativas de modelagem até que seja atingido uma configuração de grid que não resulte em tempos computacionais excessivos para a análise dos resultados e que garanta uma melhor representação do relevo da planície de inundação. Este processo é iterativo e exige experiência e bom senso do engenheiro que realizará as modelagens.

O mapeamento da inundação utilizado para cálculo do índice de desempenho F é exibido nas Figuras 6.64 a 6.66.

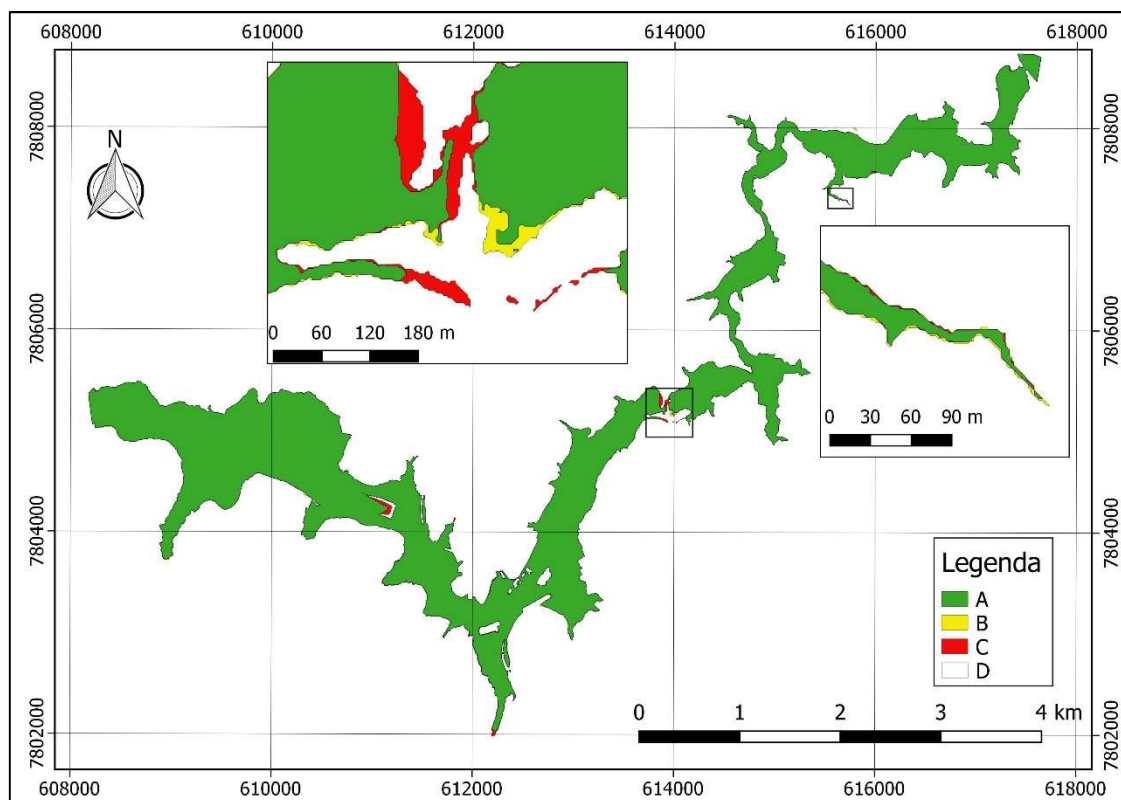


**Figura 6.64** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário G1 – Grid com células de 15 m



**Figura 6.65** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário G2 – Grid com células de 30 m





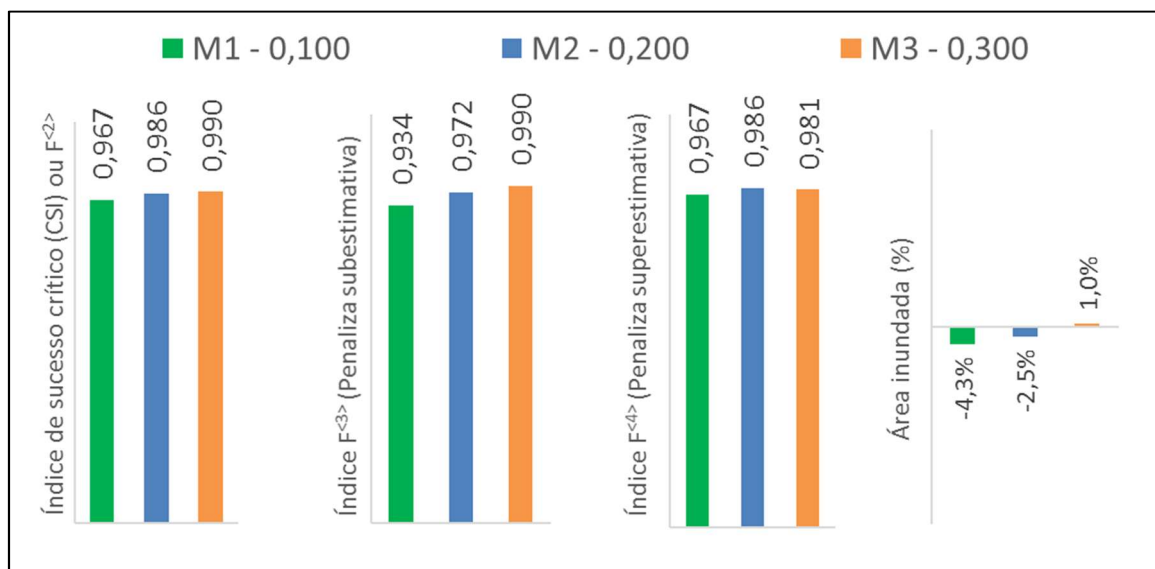
**Figura 6.66** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário G3 – Grid com células de 50 m

Os resultados da análise de sensibilidade do tamanho das células utilizadas nos grids sugerem que a medida que as células aumentam ocorre uma diminuição da área da mancha nas regiões em que a calha é mais encaixada como os trechos encachoeirados e braços de afluentes. Para o cenário G3 (Figura 6.66) onde o grid tem células com dimensões de 50 m houve até mesmo a desconexão da mancha no trecho de maior declividade (Cachoeira do Ribeirão da Onça).

Como o HEC-RAS 2D permite a utilização de grids com células de diferentes dimensões a modelagem pode ser otimizada de forma a aumentar as células nas regiões planas e diminuir as células nas regiões de maior declividade e dentro da calha fluvial. Dessa forma o tempo computacional não fica tão grande sem perder a representatividade do relevo do terreno.

### 6.9.6 Coeficientes de rugosidade de Manning

Na Figura 6.67 são exibidos os índices F e as diferenças percentuais entre as áreas inundadas considerando a utilização de coeficiente de rugosidade Manning igual a 0,100, 0,200 e 0,300 para a modelagem do Cenário Base 1 – Dia Seco (n = 0,250).

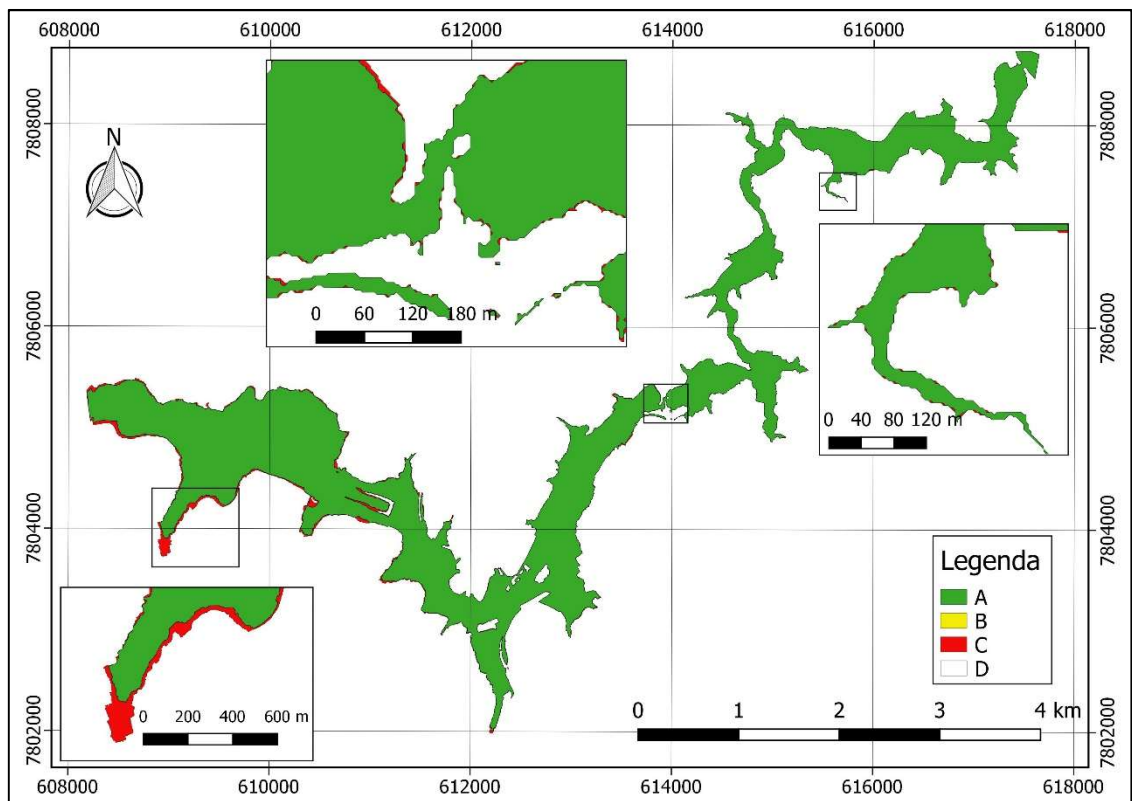


**Figura 6.67** – Índice de desempenho F e variação percentual da área inundada para diferentes coeficientes de rugosidade Manning

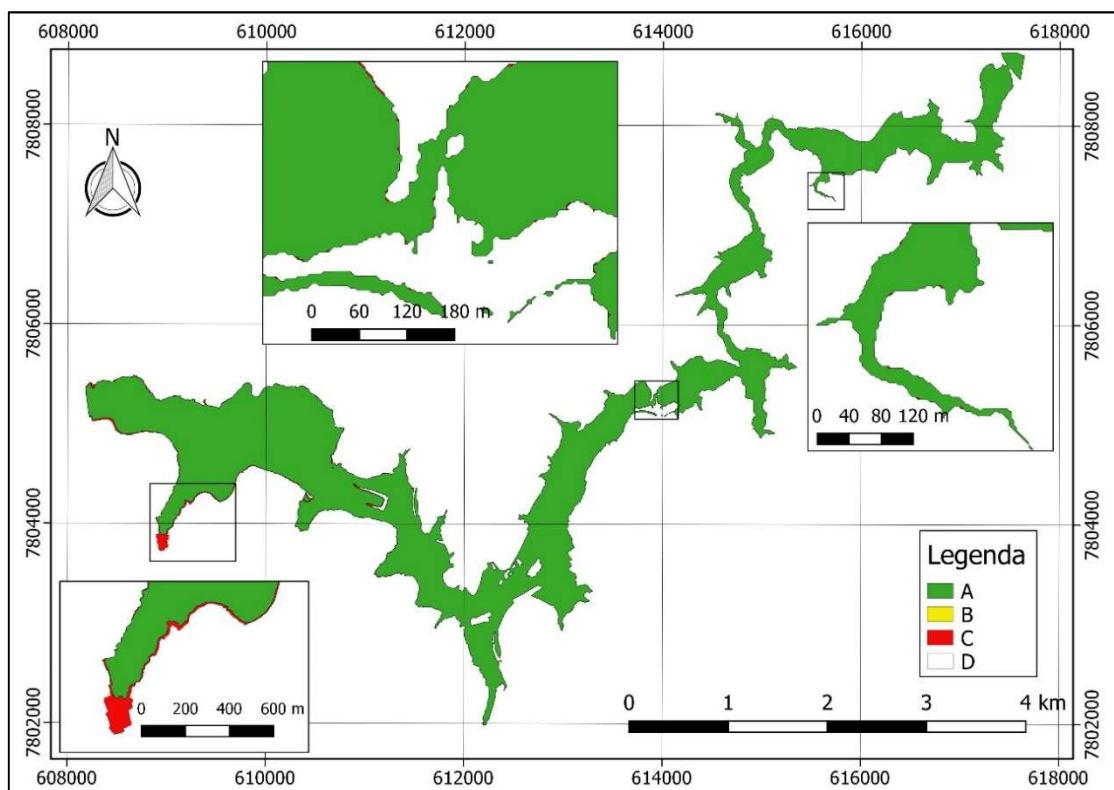
Os mapeamentos das inundações utilizados para cômputo dos índices de desempenho F são exibidos nas Figuras 6.68 a 6.70.

Os resultados da análise de sensibilidade do coeficiente de rugosidade Manning demonstram que houve uma tendência de aumento da área inundada conforme o coeficiente de rugosidade aumentava. Essa tendência era esperada uma vez que maiores rugosidades resultam em menores velocidades e maiores profundidades, conseqüentemente em maiores áreas inundadas.

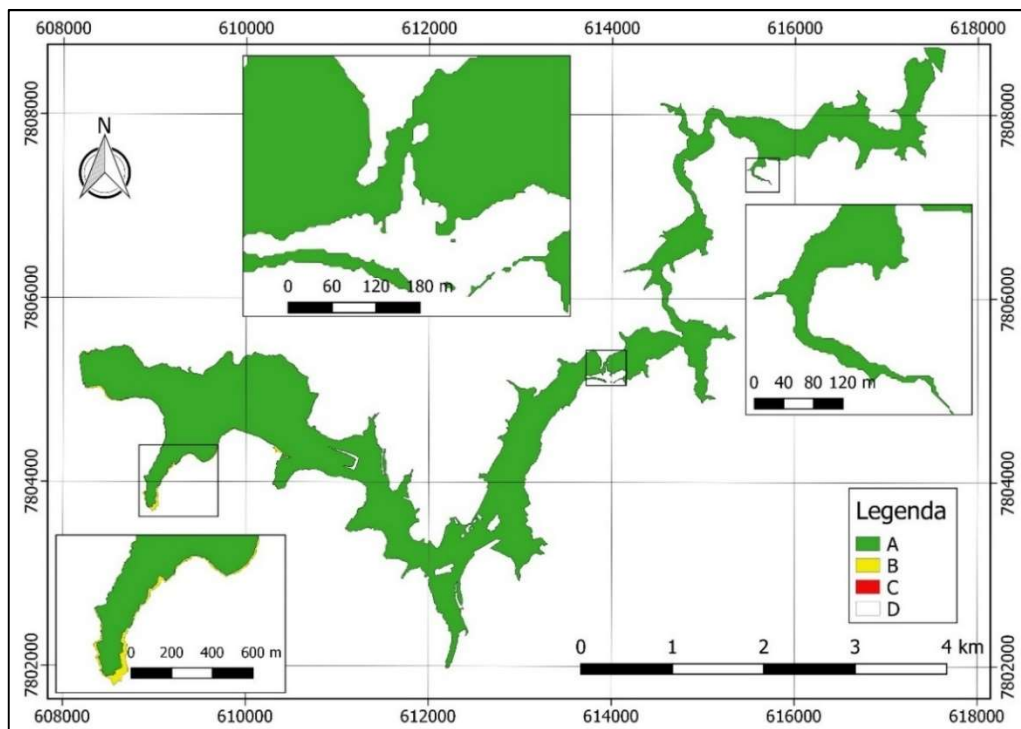
A utilização do coeficiente de rugosidade Manning para 0,100 (Cenário M1) resultou em redução da área inundada em 4,3% e em índices F<2>, F<3> e F<4> iguais a 0,967, 0,934 e 0,967 respectivamente. Para o Cenário M2, com n = 0,200, a área inundada reduziu 2,5% e os índices F<2>, F<3> e F<4> foram um pouco maiores, iguais a 0,986, 0,972 e 0,986 respectivamente. Já o Cenário M3, com n = 0,300, resultou em um aumento da área inundada em 1,0% e em índices F<2>, F<3> e F<4> iguais a 0,990, 0,990 e 0,981 respectivamente. As mudanças da área inundada foram mais significativas no trecho inicial, sobretudo nos primeiros 6 km a jusante da barragem, conforme pode ser observado nas Figuras 6.68 a 6.70.



**Figura 6.68** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário M1 – Coeficiente de rugosidade Manning igual a 0,100

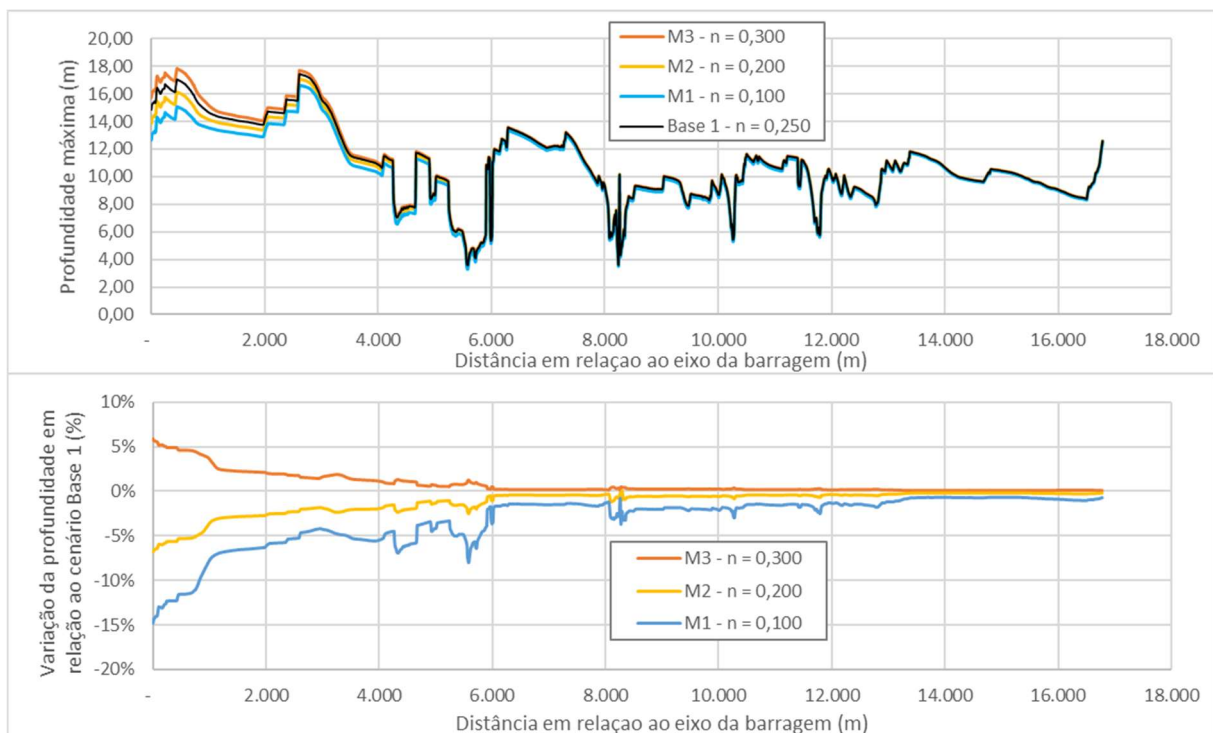


**Figura 6.69** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário M2 – Coeficiente de rugosidade Manning igual a 0,200

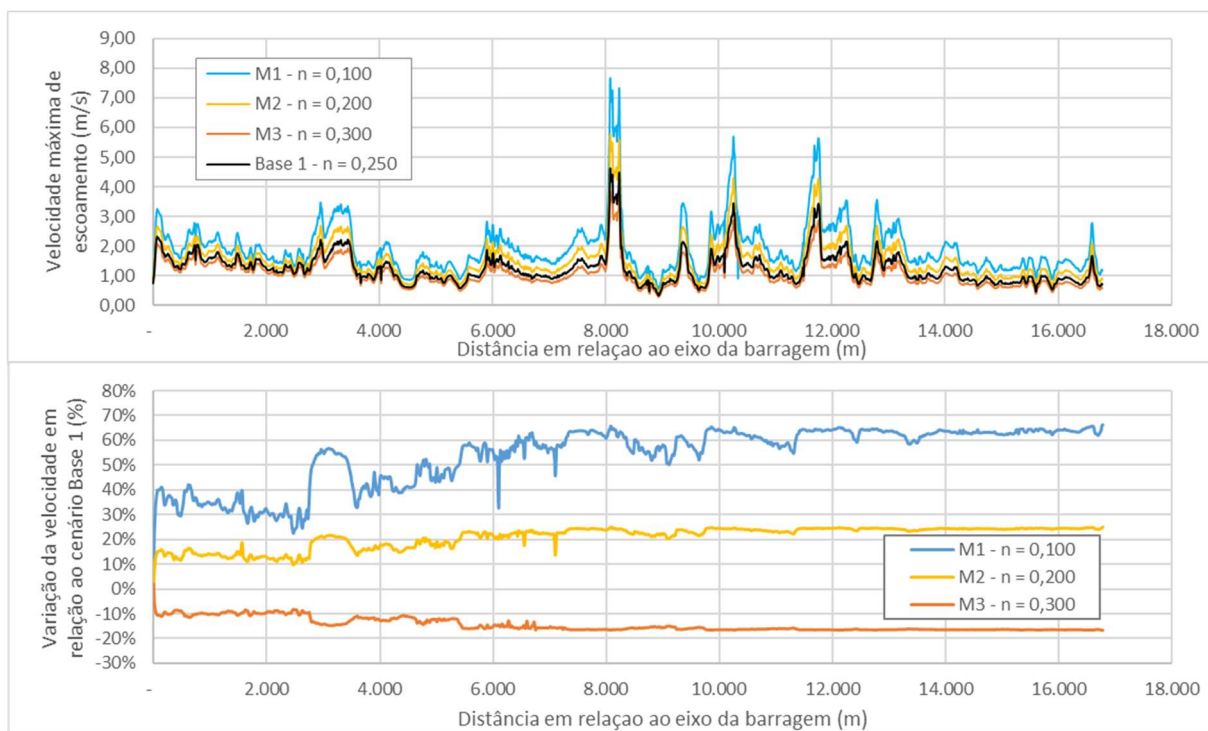


**Figura 6.70** – Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F – Cenário M3 – Coeficiente de rugosidade Manning igual a 0,300

Nas Figuras 6.71 e 6.72 são exibidos os resultados da análise de sensibilidade do coeficiente de rugosidade Manning quanto à variação de profundidade e velocidade ao longo do vale a jusante da Barragem da Pampulha.



**Figura 6.71** – Variação da profundidade em relação ao cenário base ( $n = 0,250$ )



**Figura 6.72 – Variação da velocidade em relação ao cenário base (n = 0,250)**

Conforme esperado, valores menores de rugosidade (Cenários M1  $n = 0,100$  e M2  $n = 0,200$ ) resultaram em menores profundidades e maiores velocidades de escoamento. A situação oposta também foi observada, ou seja, valor de rugosidade superior (Cenário M3  $n = 0,300$ ) resultaram e maiores profundidades e menores velocidades.

É interessante observar que as diferenças de profundidades máximas diminuem a medida que se distancia da barragem. A diferença é maior nos 6 primeiros quilômetros. Já a diferença de velocidade máxima teve um comportamento contrário, ou seja, houve uma tendência de aumento da diferença à medida que se distancia da barragem.

Mesmo não havendo grandes diferenças de profundidade após os 6 km iniciais do curso d'água, observa-se uma variação bastante significativa da velocidade máxima, atingindo valores de variações iguais a 66%, 25% e -17%, relativos aos Cenários M1, M2 e M3 respectivamente.

Essas variações de velocidade impactam diretamente no tempo de viagem da onda de cheia e consequentemente nas previsões e planejamentos do plano de ações emergenciais (PAE), portanto, é um parâmetro de modelagem que merece muita atenção e coerência na sua utilização.

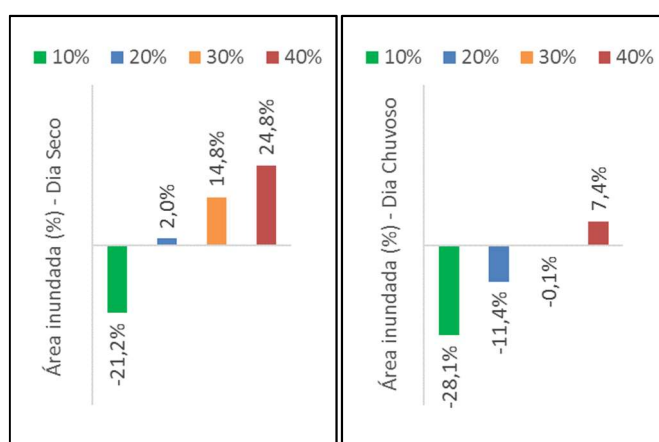
### 6.9.7 Efeitos do regime de escoamento

Os resultados da análise das áreas inundadas das simulações em regime permanente comparando com os cenários base em regime não permanente são apresentados na Figura 6.69.

Para o cenário de dia seco, a simulação em regime permanente com 20% da vazão de pico resultou na mancha com menor variação de área inundada (2,0%). Já o cenário de dia chuvoso, a simulação em regime permanente com 30% da vazão de pico foi a que resultou na mancha com menor variação de área inundada (-0,1%). As Figuras 6.74 e 6.75 apresentam a sobreposição das envoltórias de inundação para os diversos cenários de modelagem em regime permanente em comparação com o Cenário Base 1 – Dia Seco e Cenário Base 2 – Dia Chuvoso respectivamente.

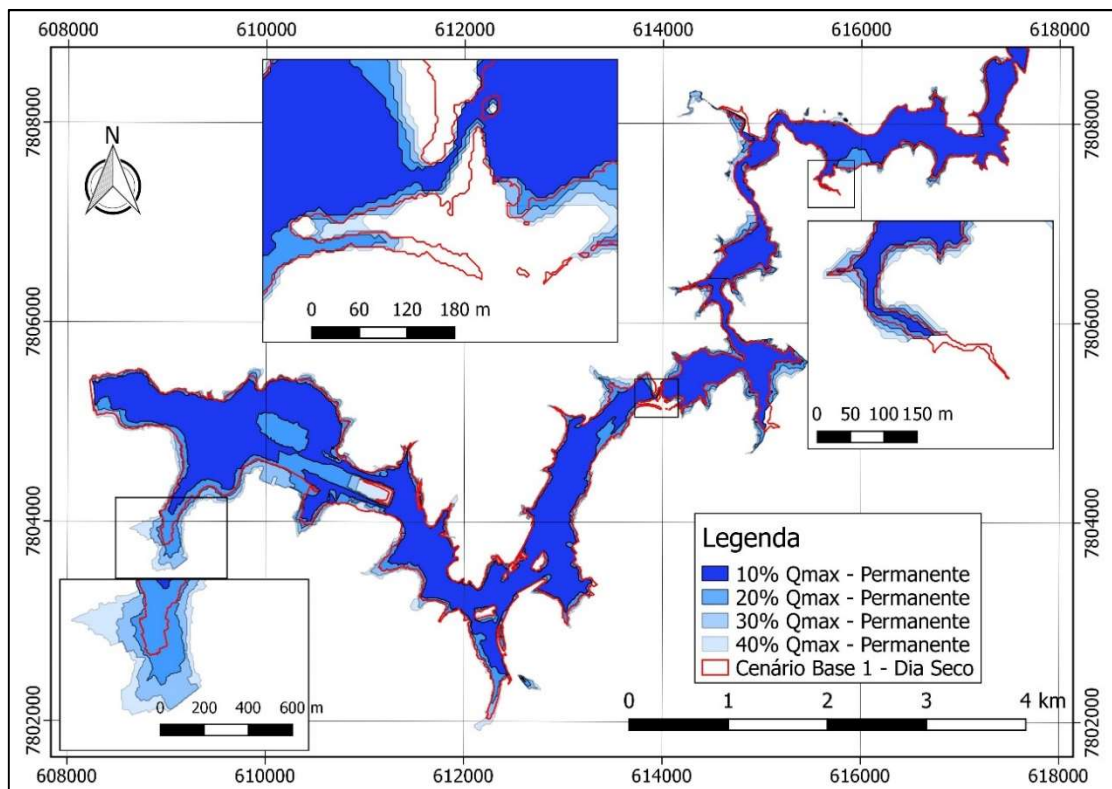
Inicialmente foram avaliadas as manchas com o valor de 100% da vazão de pico dos cenários base, mas como as manchas estavam extrapolando as áreas do MDE foram feitas simulações a partir de 10% da vazão de pico, aumentando em 10% a cada nova simulação até se atingir as primeiras manchas superiores às manchas dos cenários base.

Os resultados desta análise evidenciam que as variações foram muito expressivas para pequenas variações de vazão e, com isso, não foi possível encontrar nenhuma relação da simulação em regime permanente com frações da vazão de pico que resultasse na melhor aproximação da mancha de inundação simulada em regime não permanente. Provavelmente esta diferença ocorreu devido à grande diferença de volume propagado nos dois cenários base. Portanto, deve-se ter cautela na correlação de manchas de inundação geradas em regimes permanentes e não permanentes.

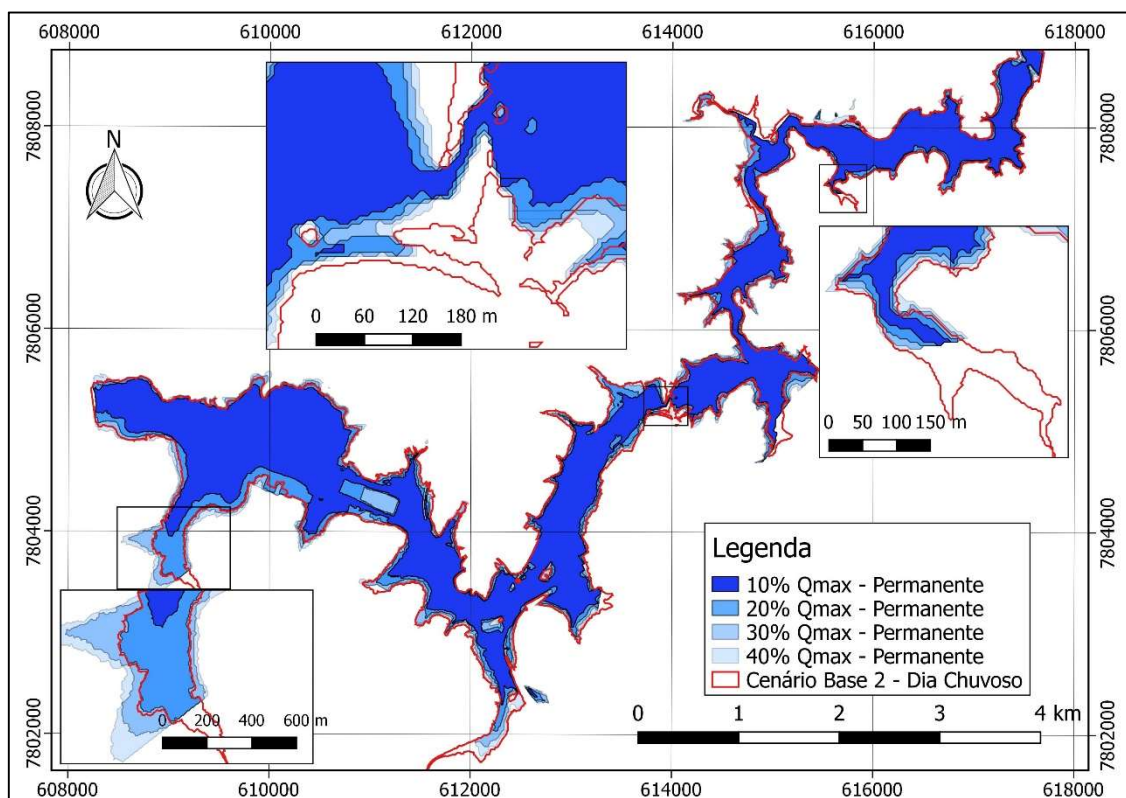


**Figura 6.73** – Variação percentual da área inundada para diferentes relações das vazões de pico em regime permanente sem dia seco e chuvoso





**Figura 6.74** – Mapeamento de áreas inundadas dos cenários em regime permanente em comparação com o Cenário Base 1 – Dia Seco



**Figura 6.75** – Mapeamento de áreas inundadas dos cenários em regime permanente em comparação com o Cenário Base 2 – Dia Chuvoso

## **6.10 Edificações e estruturas atingidas**

Em posse das manchas de inundação simuladas no HEC-RAS 2D, correspondentes aos cenários de dia seco e chuvoso, foram identificadas, a partir de imagem de satélite, as edificações existentes na área inundada que foram computadas a partir de dados censitários do IBGE. Chegou-se, assim, a um total de 42.544 residentes em 13.946 domicílios potencialmente atingidos diretamente pela inundação no cenário de dia chuvoso. Como o cenário de dia seco apresentou uma área inundada 22% menor que o cenário de dia chuvoso estimou-se que o número de residentes potencialmente atingidos pela inundação seria de 33.142 em 10.864 domicílios.

Por se tratar de uma região densamente urbanizada, não foi gerado um mapa específico de edificações atingidas uma vez que seria inviável apresentar pontos nos mapas caracterizando milhares de edificações atingidas. No entanto, os mapas dos cenários bases de dia seco e dia chuvoso estão apresentados no Apêndice I com escala de 1:12.500 em formato A3 onde pode ser visualizado as edificações com razoável detalhamento.

As principais estruturas que seriam impactadas com a ruptura hipotética da Barragem da Pampulha no cenário de dia chuvoso foram quantificadas por Lopes, 2016 e estão apresentadas a seguir.

### **6.10.1 Impactos na infraestrutura urbana**

Dentre as vias rodoviárias, estão grandes vias arteriais, expressas e rodovias que cruzam a mancha urbana de Belo Horizonte, como a Avenida Presidente Antônio Carlos, que seria impactada em dois trechos, a Avenida Cristiano Machado, a Avenida Risoleta Neves e a Avenida Bernardo Vasconcelos. Parte do Anel Rodoviário, no trecho em que ocorre a junção das rodovias BR-381 e BR-262, assim como trechos da MG-020, também seriam afetados. A Tabela 6.9, traz um resumo descritivo destes trechos.

**Tabela 6.9 – Resumo das principais vias rodoviárias atingidas pela mancha de inundação**

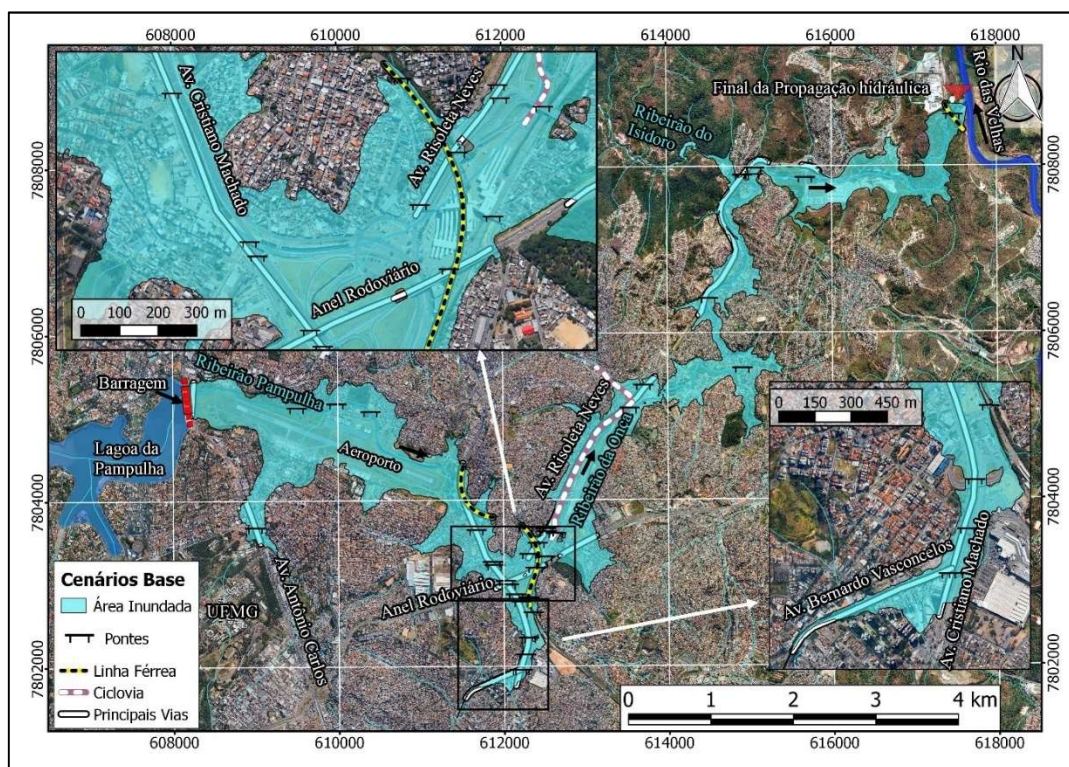
Via	Trecho(s)	Extensão	Importância da via
Av. Pres. Antônio Carlos	Sobre a crista da Barragem	395m	Principal via de ligação da Regional Pampulha com o Centro, onde está implantado o corredor do Move.
	Aprox. entre a portaria da UFMG e a esquina com a Av. Cel. José Dias Bicalho	531m	
Av. Cristiano Machado	Entre o final da pista do Aeroporto até a altura do Hotel Ouro Minas / Minas Shopping	2,91km	Principal via de ligação entre o Centro e a Região Norte, ligando-se com a MG-010 (acesso ao Aeroporto de Confins) e contemplando um corredor do Move.
Anel Rodoviário (BR-381 e BR-262)	Entre o trevo com Av. Cristiano Machado e o Terminal São Gabriel	751m	Principal via expressa da RMBH com 27km de extensão em forma semicircular, permite que os veículos atravessem a capital sem passar pelo Centro
	Entre o Parque Prof. Guilherme Lage e próximo ao Campus da PUC- São Gabriel	494m	
Av. Risoleta Neves (MG-020)	Entre o Terminal São Gabriel e próximo ao ponto onde passa a ser MG-020	2,71km	Compreende a porção inicial da MG-020, sendo importante ligação para a Região Nordeste
Av. Bernardo Vasconcelos	Entre o cruzamento com a Av. Arthur Guimarães e o encontro com a Av. Cristiano Machado	758m	Avenida que faz uma ligação entre as Avenidas Antônio Carlos e Cristiano Machado.
MG-020	Desde o ponto onde a pista passa a ser duplicada (Bairro Novo Tupi) até próximo aos bairros Ribeiro de Abreu e Maria Tereza.	2,35km	Rodovia estadual que liga os bairros da Região Nordeste de Belo Horizonte a distritos de Santa Luzia, na RMBH e segue até o Município de Jaboticatubas.
	Em frente ao trevo da portaria da ETE Onça	219m	
<b>TOTAL</b>		<b>11,12km</b>	

Fonte: Lopes (2016)

Trechos da linha férrea do Metrô próximos às estações Minas Shopping, São Gabriel e Primeiro de Maio seriam também afetados com alguns pontos inundados onde a via não é elevada. Um outro trecho de linha férrea seria atingido na porção final da mancha de inundação, já bem próximo à confluência com o Rio das Velhas. Não foram encontradas muitas informações a respeito desta linha, mas sabe-se que ela serve ao transporte de carga, principalmente minério.

Entre as obras de infraestrutura que atendem ao transporte que seriam atingidas, foram contabilizados 13 viadutos, 6 pontes rodoviárias, 3 pontes ferroviárias e 12 passarelas de pedestres. Cabe ressaltar que não compete a este estudo avaliar se a onda chegaria a encobrir estas estruturas ou se poderia ocorrer seu colapso devido à passagem da cheia. Apenas afirma-

se que, como seus acessos estariam inundados, as mesmas seriam inutilizadas. A localização destas estruturas é apresentada na Figura 6.76.



**Figura 6.76** – Localização das principais vias, linhas férreas e obras de infraestrutura de transporte atingidas pela mancha de inundação

Fonte: Adaptado de Lopes (2016)

Ainda se tratando de transportes, algumas estações e terminais seriam inundados ou, quando elevados, teriam seus acessos obstruídos. A Tabela 6.10 faz um resumo dessas estruturas.

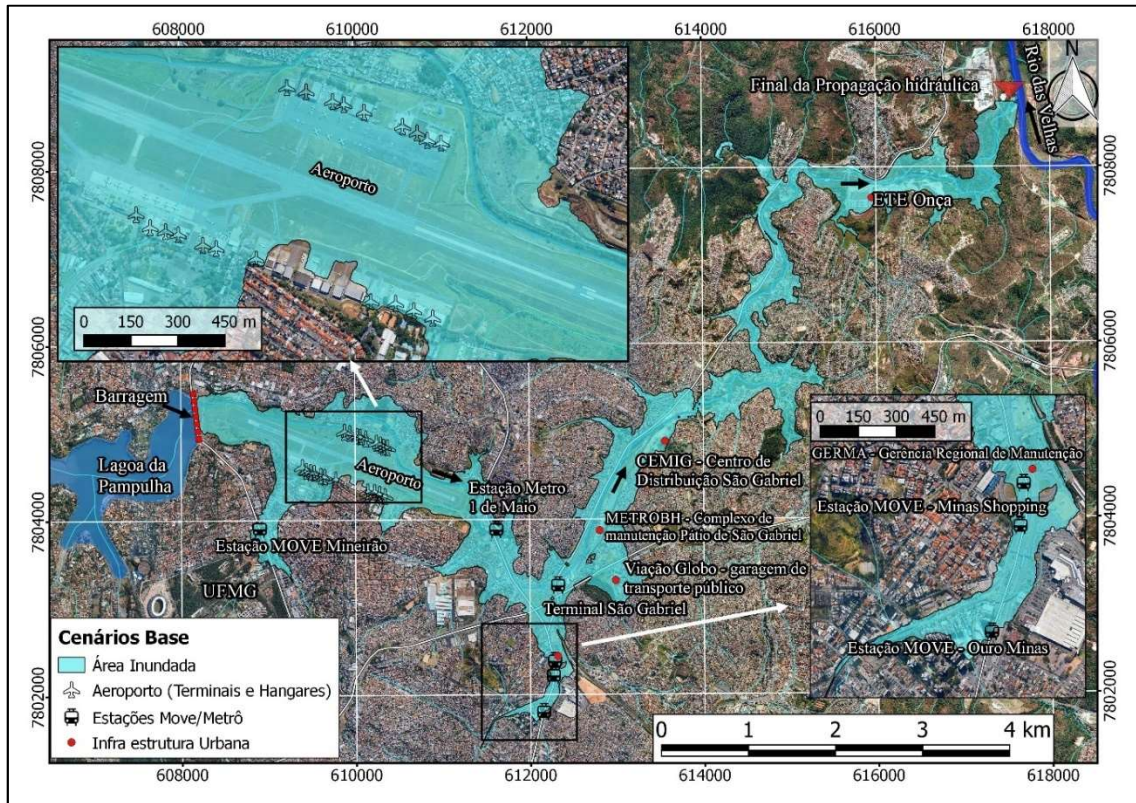
**Tabela 6.10** – Resumo das estações e terminais ligados ao transporte que seriam atingidos

Nome	Linha(s) que atende
Estação Move – Mineirão	Corredor Move Antônio Carlos
Estação Move – Minas Shopping (ambas as saídas)	Corredor Move Cristiano Machado
Estação Move Ouro Minas	Corredor Move Cristiano Machado
Estação do Metrô 1º de Maio	Linha 1 do Metrô
Estação de Integração São Gabriel	Linha 1 do Metrô, diversas linhas municipais e metropolitanas e pontos de apoio de viações interestaduais. Futuramente, será integrado ao novo Terminal Rodoviário de Belo Horizonte

Entre as demais grandes estruturas (dentro da categoria “Infraestrutura”) que seriam atingidas estão: o Complexo de Manutenção da METROBH - Pátio de São Gabriel, a ETE Onça, o Centro de Distribuição São Gabriel da CEMIG, uma garagem de ônibus da Viação Globo que atende



ao transporte público, a Gerência Regional de Manutenção da Regional Nordeste (GERMA-NE) e o Aeroporto da Pampulha. Praticamente toda a área deste último seria atingida pela inundação, incluindo seu terminal de passageiros e 19 hangares. A Figura 6.77 mostra a localização destas estruturas.



**Figura 6.77** – Localização da infraestrutura urbana, estações do Move e Metrô e estruturas aeroportuárias atingidas

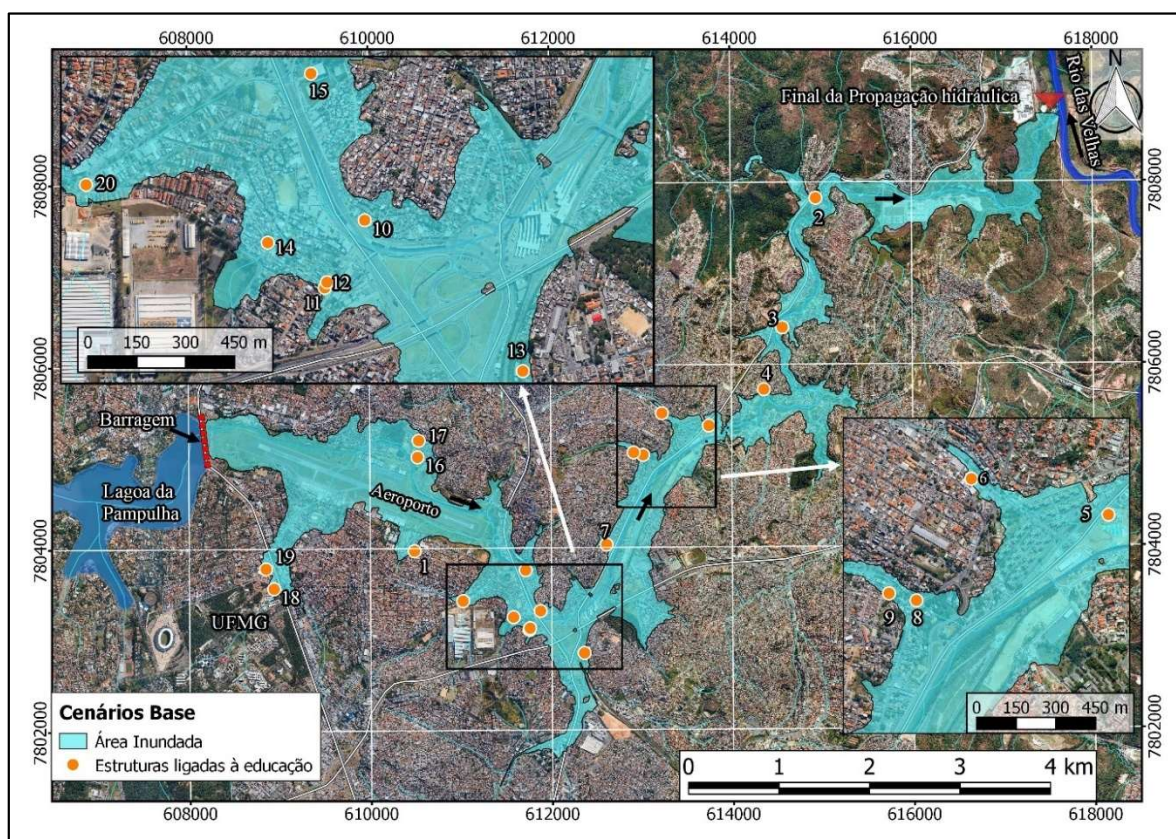
Fonte: Adaptado de Lopes (2016)

### 6.10.2 Impactos nas estruturas Educacionais

As 20 grandes estruturas destinadas à Educação que seriam atingidas pela mancha de inundação estão listadas na Tabela 6.11 e a localização de cada uma é mostrada na Figura 6.78, de acordo com o número de identificação.

**Tabela 6.11 – Resumo das estruturas educacionais atingidas pela inundação**

Nome	Tipo	ID
Colégio Batista Getsêmani	Particular	1
EM Secretário Humberto Almeida	Escola Municipal	2
EE Bolivar Tinoco Mineiro	Escola Estadual	3
EM do Bairro Novo	Escola Municipal	4
UMEI Betinho	Unidade Municipal de Educação Infantil	5
Colégio Noeme Campos	Particular	6
EE Celmar Botelho Duarte	Escola Estadual	7
EE Antônio Clemente	Escola Estadual	8
UMEI Aarão Reis	Unidade Municipal de Educação Infantil	9
Creche Santa Maria Madalena	Creche particular	10
Creche do Patati Patatá	Creche particular	11
GDCOM - Grupo de Desenvolvimento Comunitário	ONG – creche/cursos profissionalizantes	12
EM Francisco Bressane de Azevedo	Escola Municipal	13
EE Britaldo Soares Ferreira Diniz	Escola Estadual	14
EE Professor Hilton Rocha	Escola Estadual	15
EM Maria Silveira	Escola Municipal	16
UMEI São Bernardo	Unidade Municipal de Educação Infantil	17
Área pertencente ao campus UFMG	Universidade Federal	18
Cursinho Chromos	Cursinho pré-vestibular	19
Cursinho Amplus	Cursinho preparatório para concursos	20



**Figura 6.78 – Localização das estruturas destinadas à Educação**

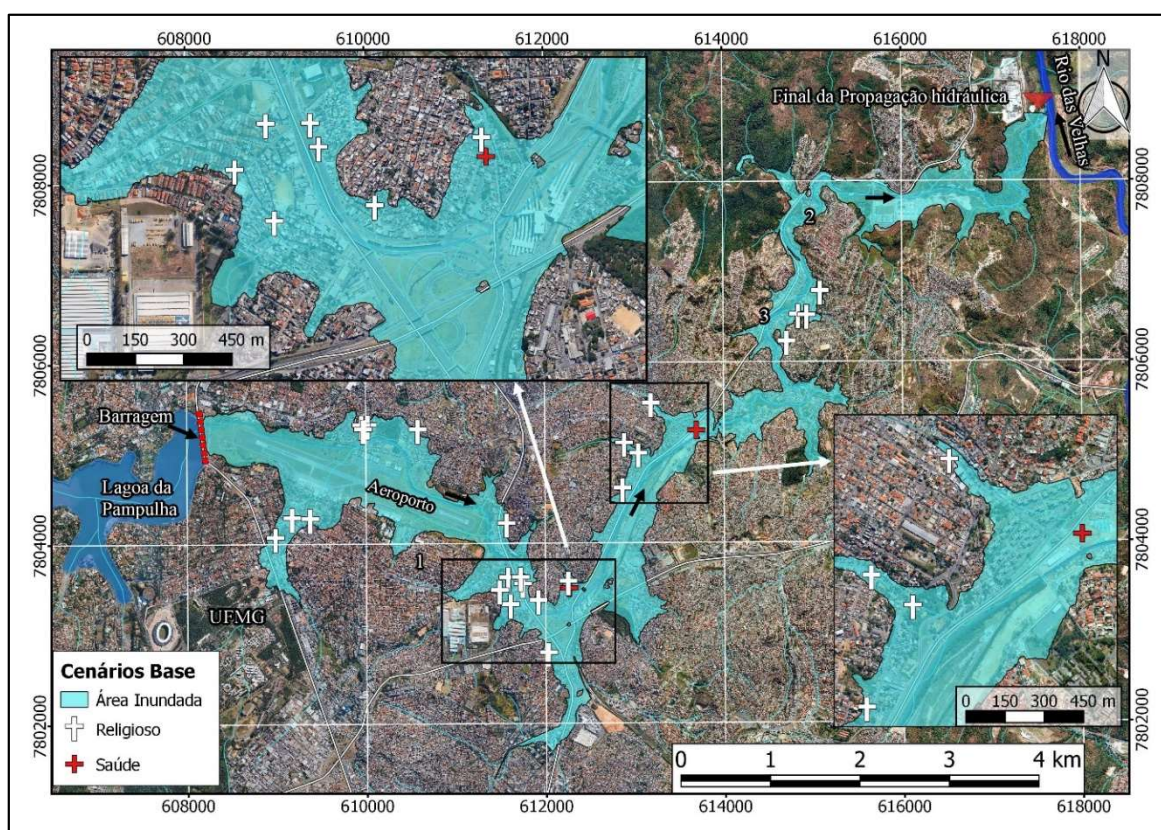
Fonte: Adaptado de Lopes (2016)



### 6.10.3 Impactos nas estruturas ligadas à saúde e religião

Apenas dois centros de saúde encontram-se dentro do perímetro inundado: a UPA Primeiro de maio, localizada no bairro de mesmo nome, e a UPA Norte I, localizada no bairro Guarani, que está em fase de construção. O website da PBH coloca como previsão de finalização das obras o primeiro semestre de 2016, mas não prevê a data de inauguração e início de funcionamento.

Foram identificadas 24 grandes estruturas servindo a fins religiosos dentro do perímetro inundado, entre elas igrejas de religiões diversas, paróquias e centros comunitários. A Figura 6.79 mostra a localização dos centros de saúde e dos centros religiosos atingidos.



**Figura 6.79** – Localização dos centros de saúde e religião atingidos pela mancha de inundação  
Fonte: Adaptado de Lopes (2016)

### 6.10.4 Impactos nas principais estruturas comerciais

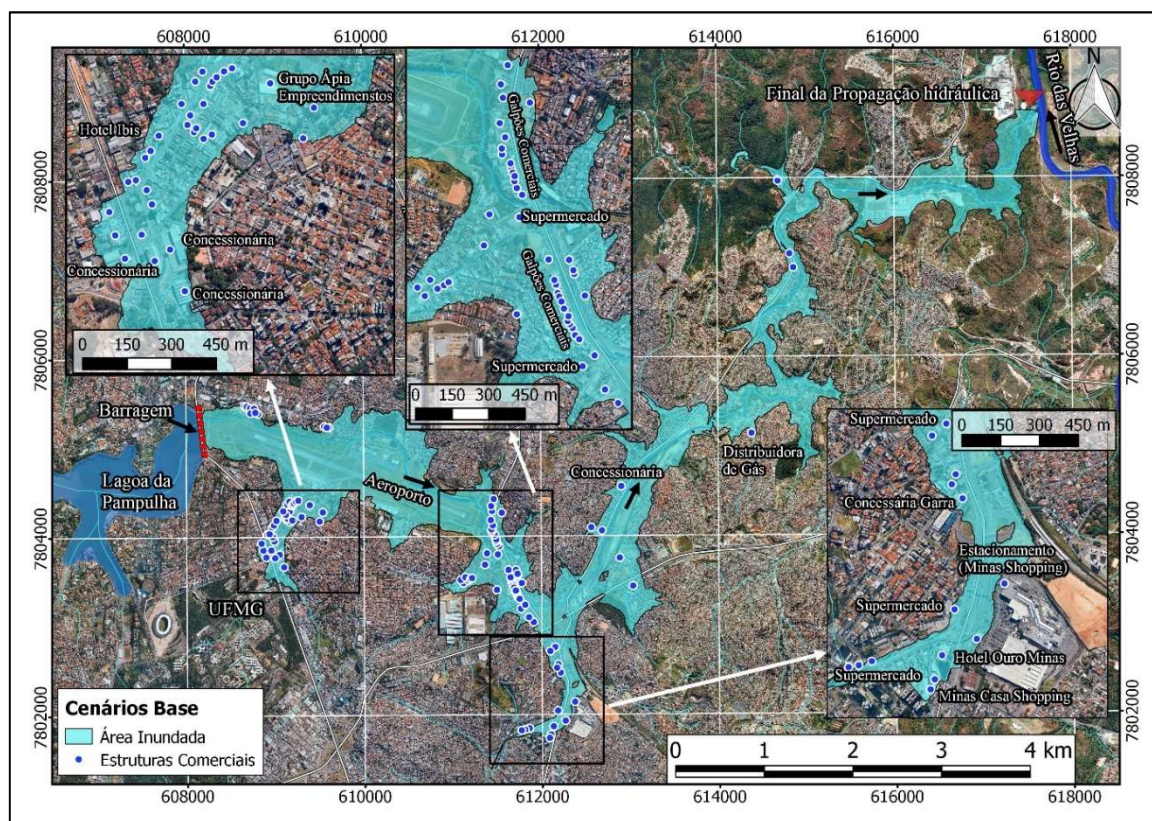
Seguindo o critério já mencionado de seleção das estruturas visualmente destacáveis pela imagem de satélite, foram identificadas as construções de perfil comercial e industrial de grande porte que seriam atingidas pela mancha de inundação. A Tabela 6.12 traz um resumo das principais finalidades e as respectivas quantidades de estruturas atingidas de cada uma.



**Tabela 6.12 – Resumo quantitativo das estruturas comerciais inundadas**

Finalidade	Quantidade
Concessionária de automóveis	10
Supermercado	5
Galpão comercial	48
Galpão industrial	6
Depósito	8
Hotel	4
Shopping/centro comercial	5
Posto de Gasolina	8
Indústria	5
Logística / distribuidora / transportadora	5
Locadora de veículo / estacionamento	4
Outros	6
<b>TOTAL</b>	<b>114</b>

Na Figura 6.80, vê-se a localização das estruturas comerciais levantadas, percebendo-se claramente dois eixos comerciais principais: um formado pela Avenida Cristiano Machado e outro pelas avenidas Antônio Carlos e Professor Magalhães Penido. As estruturas mais importantes foram identificadas no mapa.



**Figura 6.80 – Localização das grandes estruturas comerciais atingidas**

Fonte: Adaptado de Lopes (2016)

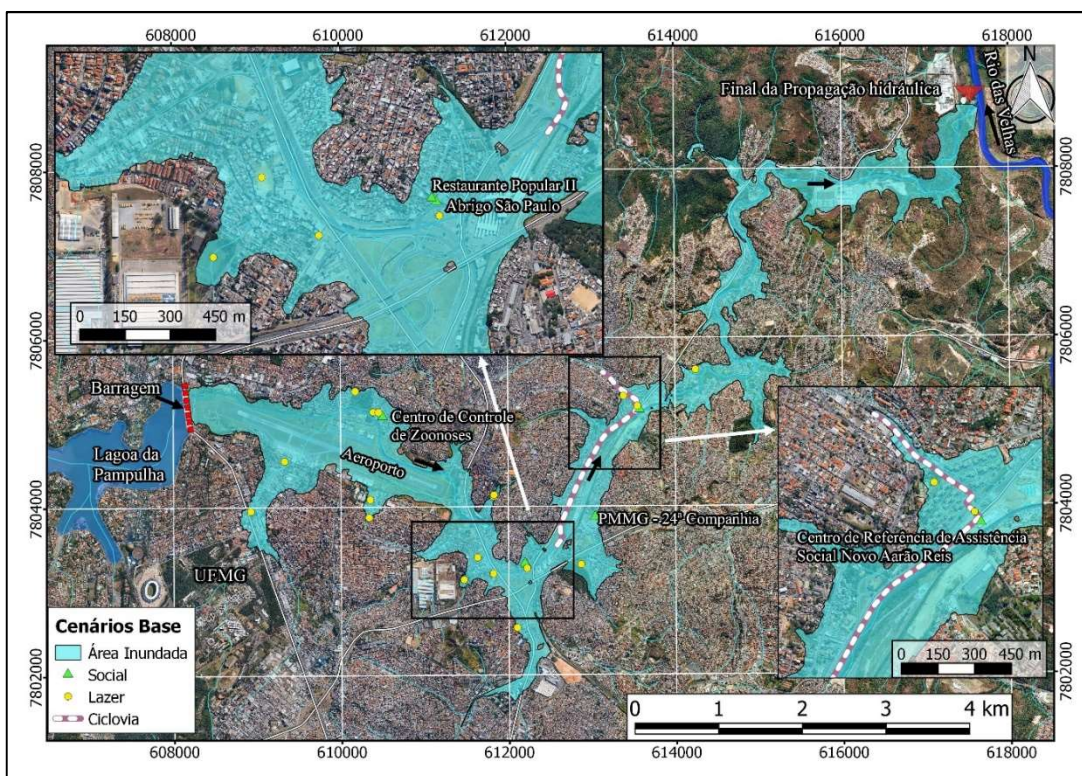
### **6.10.5 Impactos nas estruturas com propósitos sociais, segurança e lazer**

Nesta categoria, foram agrupadas estruturas que servem a propósito social, de amparo a populações carentes e animais, e de segurança. Foram identificadas as seguintes estruturas:

- Centro de Referência de Assistência Social Novo Aarão Reis, no bairro de mesmo nome;
- Restaurante Popular II, no bairro Primeiro de Maio;
- Abrigo São Paulo, ao lado do supracitado Restaurante Popular;
- Centro de Controle de Zoonoses, no bairro São Bernardo;
- PMMG - 24ª Companhia, no bairro São Gabriel, próximo ao campus da PUC-MG.

Foram levantados os equipamentos de lazer que seriam atingidos pela inundação. Entre eles, destacam-se dois parques: o Parque Municipal Professor Guilherme Lage, próximo ao Terminal São Gabriel, no bairro Eymard e o Parque Ecológico Primeiro de Maio, no bairro Minaslândia, onde seria atingida também uma passarela que compõe a pista de caminhada. Além destes, seriam impactados três campos de futebol, entre eles o Estádio Benedito J. de Oliveira, conhecido por “Benezão”, quatro clubes, entre eles o Jaraguá Country Club e o Centro Sócio-Esportivo do Residencial Maria Stella, um ginásio poliesportivo e sete praças, boa parte delas contendo conjuntos de equipamentos públicos para exercícios físicos. Por último, destacam-se dois trechos de ciclovias que seriam atingidos: cerca de 400 metros da ciclovia que circunda a Lagoa da Pampulha e cerca de 2,6 quilômetros da ciclovia que parte do Terminal São Gabriel, seguindo pela Avenida Risoleta Neves e continuando pela Avenida Saramenha. Cabe ressaltar que, apesar de aqui consideradas como equipamentos de lazer, as ciclovias podem também servir ao transporte cotidiano de pessoas e sua interdição poderia impactar desta forma também. A Figura 6.81 traz a localização dos equipamentos de lazer, das ciclovias e das estruturas de caráter social.





**Figura 6.81** – Localização dos equipamentos de lazer, das ciclovias e das estruturas de caráter social

Fonte: Adaptado de Lopes (2016)

Vale lembrar que não foi objeto desta dissertação estudos de valoração dos impactos da ruptura hipotética da Barragem da Pampulha. Estes estudos são de grande valia para gestão de riscos e recomenda-se que sejam realizados em trabalhos futuros.

### 6.11 Cenários extremos

A fim de auxiliar na definição de um *buffer* que de certa forma incorporasse algumas incertezas inerentes às diversas metodologias e premissas na envoltória de inundação dos cenários de ruptura de barragens, foram gerados cenários extremos mínimos e máximos relativos aos cenários Base 1 (Dia Seco) e Base 2 (Dia Chuvoso). O cenário extremo mínimo delimita a região onde, internamente, haveria uma grande possibilidade de inundação em uma eventual ruptura da barragem. Já o cenário extremo máximo delimita a região onde, externamente, haveria uma pequena possibilidade de inundação em uma eventual ruptura da barragem.

Os critérios e premissas utilizados nos cenários extremos foram abalizados pelos resultados das análises de sensibilidade onde observou-se o comportamento dos resultados das manchas de inundação para cada aspecto analisado. Por exemplo, nos cenários extremos máximos foram

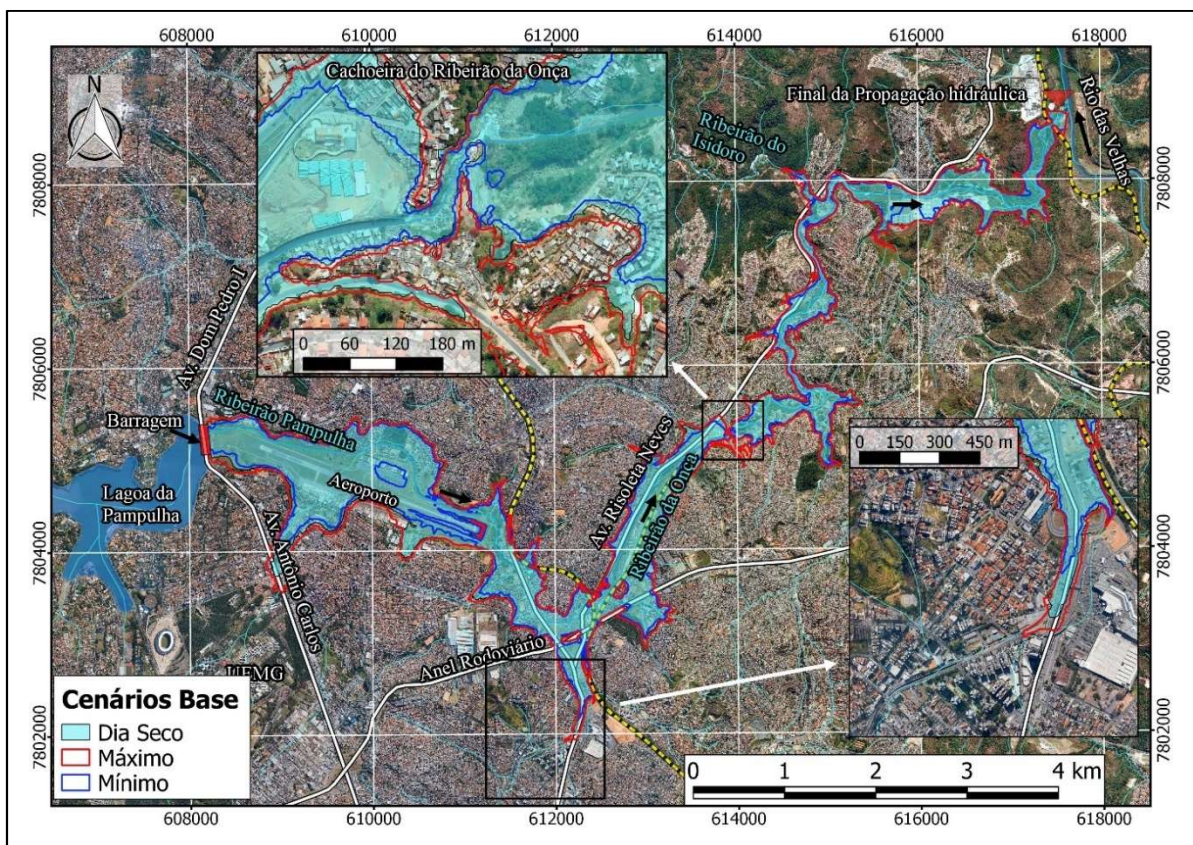


utilizados equações de previsão de brecha proposta por Von Thun & Gillete (1990), coeficiente de rugosidade Manning igual a 0,300 e 70% do volume de sedimentos propagados para jusante. Ou seja, foram reunidos os parâmetros que tenderam a aumentar a mancha em um único cenário. O inverso também foi realizado para a definição dos critérios e premissas do cenário extremo mínimo. A Tabela 6.13 apresenta a síntese dos principais critérios e premissas adotados nos cenários extremos de ruptura hipotética da Barragem da Pampulha.

**Tabela 6.13** – Síntese dos principais critérios e premissas adotados nos cenários extremos

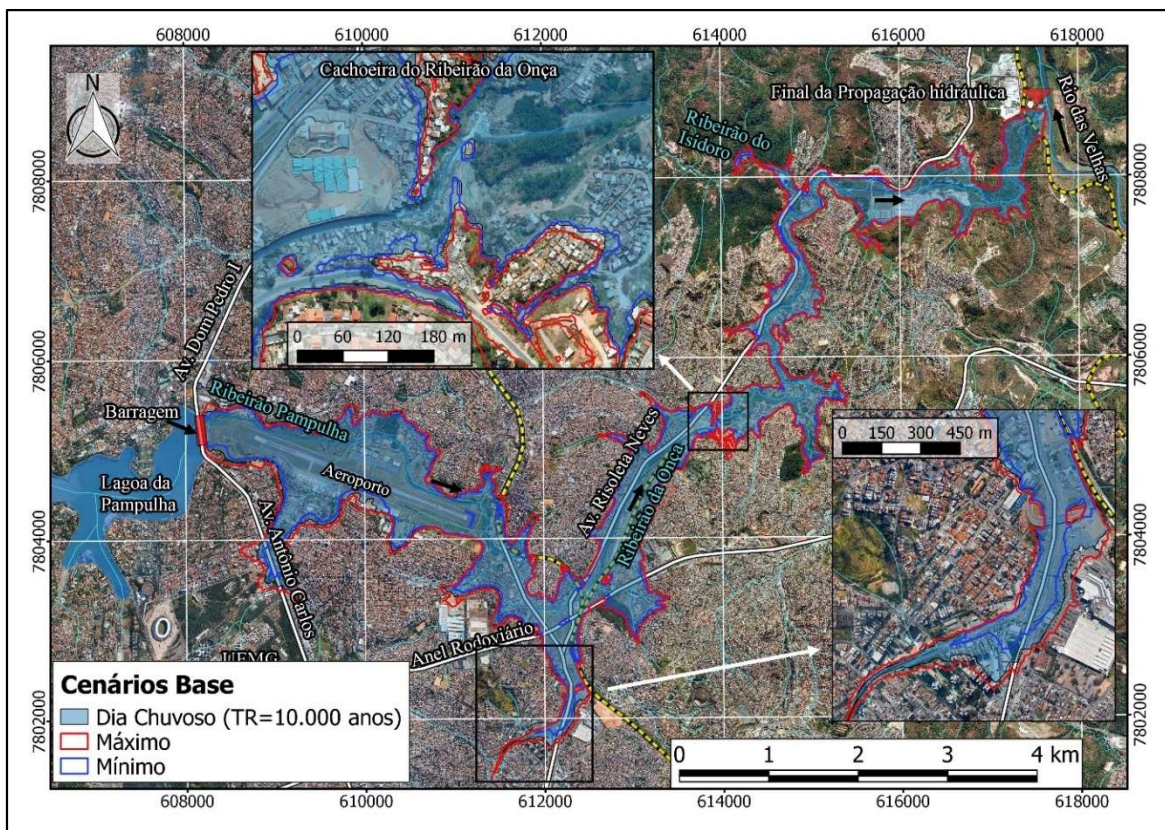
Cenários Extremos								
Nome	Dia	MDE	Grid	Manning	Brecha	Vol. Sed.	Modelo	Regime
Máximo dia Seco	Seco	Laser 2m	15m	0,300	Von T. & Gillete	70%	HEC-RAS (2D)	Não Permanente
Máximo dia Chuvoso	Chuva							
Mínimo dia Seco	Seco	Laser 3m	15m	0,200	Xu & Zhang	30%	HEC-RAS (2D)	Não Permanente
Mínimo dia Chuvoso	Chuva							

As envoltórias dos cenários extremos podem ser observadas nas Figuras 6.82 e 6.83 e em escala maior no Apêndice A.



**Figura 6.82** – Mapa de cenários extremos mínimo e máximo para o cenário de dia seco





**Figura 6.83** – Mapa de cenários extremos mínimo e máximo para o cenário de dia chuvoso

Os resultados das simulações dos cenários extremos demonstram que a envoltória da mancha extrema mínima apresenta um maior afastamento (*buffer*) em relação às manchas dos cenários Base 1 (Dia Seco) e Base 2 (Dia Chuvoso). As envoltórias de inundação dos cenários extremos máximos indicaram que não houve grande alteração em relação aos cenários base, indicando de certa forma que as previsões de inundação dos cenários base são relativamente conservadoras.

## 7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os estudos de rupturas de barragens são fundamentais para previsão de manchas de inundação, qualificação e quantificação de danos, elaboração de planos de emergências e gestão de riscos. Ao longo deste trabalho foram discutidos aspectos importantes para a realização de estudos de rupturas de barragens. Dentre a tantas incertezas envolvendo este tipo de estudo, o objetivo da dissertação consistiu em avaliar a aplicabilidade e pertinência de métodos, critérios e modelos computacionais geralmente adotados em estudos de ruptura de barragens para previsão da mancha de inundação. Nesse contexto, o estudo foi iniciado com uma revisão de literatura na



qual foram apresentadas estatísticas e causas de rupturas de barragens, métodos de previsão de geometria e formação das brechas de ruptura em barragens de terra e modelos hidráulicos uni e bidimensionais de propagação da onda de cheia. Na revisão foram destacados aspectos que influenciam os resultados dos estudos e que devem fazer parte das análises de sensibilidades. Dentre estes aspectos, alguns apresentaram-se mais relevantes como o modelo digital de elevação e o modelo de propagação hidráulica uni e bidimensional.

Foi apresentado no estudo a retroanálise da brecha da ruptura da Barragem da Pampulha, que localiza-se no município de Belo Horizonte, no estado de Minas Gerais. A ruptura da barragem ocorreu no dia 20 de abril de 1954 e resultou em diversos danos, incluindo inundações em diversas localidades e interrupção do abastecimento de água para grande parte do município de Belo Horizonte. Por sorte, a região a jusante da barragem era muito pouco povoada na época e como a ruptura demorou a ocorrer foi possível avisar e retirar todos os moradores das regiões inundadas. Atualmente as consequências poderiam ser catastróficas.

A retroanálise do acidente foi realizada a partir da consolidação de diversas informações, incluindo uma investigação das causas da ruptura, fotografias, vídeos e entrevista com morador do bairro Suzana que presenciou o evento. Como não foi possível determinar a envoltória da mancha de inundação e o tempo de formação da brecha por falta de dados, a retroanálise concentrou-se na determinação da geometria da brecha de ruptura onde foi observada uma largura de fundo e de topo, respectivamente iguais a 29 m e 75m para uma altura da barragem igual a 17,60 m.

O cálculo do volume propagado na retroanálise foi realizado com base nos dados apresentados no relatório de investigação das causas da ruptura. De acordo com os dados deste relatório, o reservatório tinha capacidade total de 18 Mm<sup>3</sup> e foi esvaziado aproximadamente 30% deste volume na tentativa de conter o vazamento. Como a Barragem da Pampulha tem como finalidade a acumulação de água, o volume de sólidos passa a ser representativo apenas quando a barragem apresenta um longo período de tempo recebendo aporte de sedimentos, seja natural da bacia de contribuição ou potencializado pelas atividades antrópicas a montante. Com isso, o volume propagado para jusante na retroanálise da brecha de ruptura foi estimado em 12,6 Mm<sup>3</sup> que representa 100% do volume que estava presente no reservatório no momento da ruptura.

Para avaliar as principais equações de previsão de geometria da brecha de ruptura presentes na literatura foram utilizados os dados da retroanálise da brecha do acidente de 1954 e comparados

com os resultados obtidos das equações empíricas propostas por Xu & Zhang (2009), Froehlich (2008) e Von Thun & Gillette (1990).

A aplicação da equação de previsão proposta por Froehlich (2008) resultou em uma geometria da brecha com largura de fundo e de topo iguais a, respectivamente, 44,3 m e 70,0 m. Comparando a área frontal da brecha reconstituída com as áreas das brechas obtidas das equações empíricas, verificou-se que a equação de Froehlich (2009) apresentou os melhores resultados, sendo 9% superior à brecha reconstituída. Já a equação de Xu & Zhang (2009) resultou em uma brecha com área 12 % inferior à brecha reconstituída e a equação de Von Thun & Gillette (1990) apresentou área da brecha 64% superior à brecha reconstituída.

Após a retroanálise da brecha da ruptura que ocorreu em 1954 iniciou-se a avaliação da ruptura hipotética nas condições atuais, ou seja, com a crista da barragem na El. 805,00 m (20,0 m de altura) e volume do reservatório até a soleira do extravasor (El. 801,00 m) estimado em 20 Mm<sup>3</sup>, sendo 10 Mm<sup>3</sup> de água obtido na batimetria de novembro de 2014 e volume de sedimentos estimado em 10 Mm<sup>3</sup> com base na diferença do volume de água da batimetria com os dados da topografia primitiva (carta topográfica de 1936) e do relatório de investigação das causas da ruptura (VARGAS *et al.*, 1955).

Em seguida, foram determinados dois cenários bases de simulação de ruptura hipotética da Barragem da Pampulha, um cenário considerando dia Seco (*Sunny Day*) e outro considerando dia chuvoso associado a uma cheia decamilenar. Estes cenários foram denominados Cenário Base 1 – Dia Seco e Cenário Base 2 – Dia Chuvoso (TR=10.000 anos). Foi utilizado a equação de previsão da geometria e tempo de formação da brecha proposta por Froehlich (2008), balizada pela retroanálise da brecha reconstituída do acidente de 1954. Considerou-se que seria propagado para jusante 50% do volume de sedimentos imersos no reservatório para os cenários base. Posteriormente foi realizado a modelagem paramétrica no modelo HEC-HMS resultando nos hidrogramas de ruptura o qual foram propagados a jusante da barragem por meio das simulações hidráulicas com o modelo HEC-RAS 2D. Utilizou-se como premissa dos cenários base coeficiente de rugosidade de Manning único para todo o trecho igual a 0,250, grid com células de 20 metros e MDE com pixels de 3 metros obtidos do perfilamento a laser LiDAR. A propagação hidráulica foi realizada no trecho do Ribeirão Pampulha e Ribeirão da Onça até desaguar no Rio da Velhas, totalizando, aproximadamente, 16,75 km.

Optou-se por utilizar o HEC-RAS 2D nos cenários base devido às vantagens quando comparado ao HEC-RAS 1D e o FLO-2D. Dentre as vantagens podemos citar a modelagem bidimensional com células dos grids com formas mais flexíveis que podem representar com maiores detalhes a calha do curso d'água e simplificar as regiões mais planas de planícies de inundação. O modelo HEC-RAS 1D é bem mais simplificado e apresenta escoamento em apenas uma direção, não representando da forma mais adequada o fluxo adentrando nos afluentes e o modelo FLO-2D é rígido em relação ao tamanho e forma das células dos grids quadradas e de mesmo tamanho em toda a área modelada. Outra vantagem do modelo HEC-RAS 2D em relação ao modelo FLO-2D é que as equações de Saint-Venant são resolvidas por um esquema implícito de diferenças finitas por meio da aplicação do método iterativo de Newton-Raphson (USACE, 2010b), já o FLO-2D utiliza um esquema explícito. Os esquemas explícitos são de representação mais simples, porém são limitados a pequenos passos de tempo devido à estabilidade numérica.

No modelo HEC-RAS foi utilizado o valor de  $\theta$  igual a 1. O  $\theta$  é o fator de ponderação empregado pelo método das diferenças finitas para solução das equações do escoamento não permanente), em algumas simulações podem ocorrer instabilidades numéricas. USACE (2014) observa que valores mais altos de  $\theta$  resultam em uma simulação mais robusta em detrimento da acurácia. Entretanto, nas simulações realizadas por Pappenberger et al. (2005) não foram obtidos resultados mais acurados com a redução de  $\theta$ . Os autores salientam que a utilização do valor máximo de  $\theta$  igual a 1 gerou modelos mais estáveis e não menos acurados.

A partir dos cenários base, foram realizadas análises de sensibilidade com o intuito de avaliar a influência de determinados aspectos no resultado da inundação. Foram avaliados os seguintes aspectos: i) modelo digital de elevação / topografia; ii) equações de previsão dos parâmetros da brecha de ruptura; iii) Volume propagado para jusante; iv) Modelos hidráulicos HEC-RAS (1D e 2D) e FLO-2D; v) dimensões do grid; vi) coeficiente de rugosidade Manning; vii) regime de escoamento quanto à sua classificação no tempo.

Com o auxílio das ferramentas de geoprocessamento ArcGIS e RAS Mapper foram calculados os índices de desempenho  $F^{<2>}$ ,  $F^{<3>}$  e  $F^{<4>}$  de cada simulação hidráulica. Além desses índices, a qualidade de ajuste também foi verificada pela relação entre as áreas inundadas dos cenários base e dos cenários das análises de sensibilidade.

Um aspecto que se mostrou de fundamental importância foi o ajuste do MDE utilizando a base gratuita SRTM e a base obtida pelo perfilamento a laser LiDAR. O MDE gerado a partir da base gratuita SRTM não representou adequadamente o vale a jusante e gerou uma mancha de inundação 16% inferior à contabilizada para a mancha de inundação do cenário Base 1. Os resultados da análise de sensibilidade do MDE com precisão de 30 m mostraram uma tendência de diminuição da área inundada à medida que a resolução da topografia diminui, contrariando observações realizadas por Cook & Merwade (2009) e Rocha (2015). Este resultado reforça a importância da topografia detalhada neste tipo de estudo, pois neste caso, o MDE gratuito SRTM resultou em uma mancha desfavorável à segurança e, portanto, deve ser utilizada com cautela, principalmente se tratando de regiões densamente povoadas.

Na análise de sensibilidade das equações empíricas de previsão de geometria e tempo de formação da brecha de ruptura, observou-se uma grande variabilidade das vazões de pico, tanto para o cenário de dia seco (Base 1) como para o cenário de dia chuvoso (Base 2). As simulações apresentaram variação da vazão de pico desde 2.223 m<sup>3</sup>/s até 10.284 m<sup>3</sup>/s. A equação proposta por Xu & Zhang (2009) resultou em vazões de pico inferiores aos cenários Base 1 e 2 em 43% e 45% respectivamente. Lembrando que foi utilizada a equação de Froehlich (2008) nos cenários base. Já a equação proposta por Von Thun & Gillete (1990) resultou em vazões de pico superiores aos cenários base 1 e 2 em 70% e 72% respectivamente. Os resultados reforçam que a importância da correta previsão da brecha de ruptura diminui à medida que se afasta da barragem. Nas simulações comparadas com o cenário Base 1 as diferenças de vazão de pico resultaram em alterações mais significativas da velocidade da onda de cheia e profundidade máxima sobretudo nos 4 km iniciais e nas simulações comparadas com o cenário Base 2 as maiores diferenças se estenderam até os 6 km iniciais.

Portanto, recomenda-se que, seja dada atenção especial a síntese do hidrograma de ruptura para barragens que possuam benfeitorias logo a jusante ou muito próximas da estrutura. Froehlich (2008) e Froehlich & Goodell (2012) recomendam que sejam realizadas também análises probabilísticas para geometria e tempo de formação de brecha. Dependendo da região e situação, pode-se optar por modelos mais conservadores.

Um aspecto que tem sido muito discutido no meio técnico em estudos de ruptura de barragens é o volume de sólidos que deve ser considerado na propagação para jusante. Rico *et al.* (2008a) propôs uma equação de previsão onde aproximadamente 1/3 do volume de sólidos seriam

propagados para jusante. No entanto, recomenda-se cautela na aplicação da equação proposta pelo referido autor. O recente caso da ruptura da barragem da Samarco em Mariana-MG reforça esta dúvida uma vez que, mesmo a ruptura ocorrendo em dia seco, o volume de sólidos propagados para jusante foi na ordem de 50% segundo informações do site <http://www.wise-uranium.org>. Outro caso que pode ser citado é a Barragem São Francisco, da Mineração Rio Pomba que rompeu-se em 2007, tendo sido propagado cerca de 70% do volume de sólidos (DNPM, 2007). Com tantas incertezas em relação ao volume de sólidos que provavelmente seria propagado para jusante, juntamente com a água, em uma ruptura hipotética da barragem, foram considerados 2 cenários com volumes de propagação de sólidos iguais a 30% e 70% para comparação com o cenário Base 1 com propagação de 50% do volume de sólidos.

Nesta análise observou-se que as maiores diferenças tanto nas profundidades quanto nas velocidades ocorreram após 3 km a jusante da Barragem da Pampulha. Diferentemente da análise de sensibilidade de outros parâmetros que resultam em maiores diferenças no início do trecho, os resultados desta análise de sensibilidade sugerem que a variação do volume propagado tem maior impacto à medida que se distancia do eixo da barragem. O cenário que considerou 30% de volume de sólidos propagados para jusante obteve resultados de área inundada, profundidade média máxima e velocidade média máximas inferiores ao cenário Base 1 correspondente a 5,4%, 5,0% e 4,4%, respectivamente. Já o cenário que considerou 70% do volume de sólidos propagados para jusante obteve resultados de área inundada, profundidade média máxima e velocidade média máximas superiores ao cenário Base 1 correspondentes a 2,8%, 5,3% e 4,1%, respectivamente.

Outro importante parâmetro avaliado foi o risco hidrodinâmico (produto da velocidade pela profundidade de escoamento). Este parâmetro é utilizado na quantificação de danos materiais e perdas de vidas humanas. De todos os parâmetros avaliados nas simulações hidráulicas, este foi o que apresentou as maiores diferenças entre os cenários de dia seco e chuvoso. Uma extensa área teria o risco hidrodinâmico avaliado como superior a 7, principalmente no cenário de dia chuvoso onde estas áreas são muito mais largas, sugerindo fatalidades entre todas as faixas etárias e condições de mobilidade e danos extremos a edificações, incluindo o colapso de algumas delas.

Uma das avaliações de maior interesse neste estudo foi a comparação dos modelos hidráulicos de propagação uni e bidimensionais. Para tanto foram comparados o modelo unidimensional



HEC-RAS 1D e os modelos bidimensionais FLO-2D e HEC-RAS 2D. Os resultados obtidos mostraram que o modelo HEC-RAS 1D previu manchas de inundação com áreas inferiores aos cenários base 1 e 2 iguais a 35,3% e 34,8% respectivamente. Lembrando que no cenário base foi adotado o modelo HEC-RAS 2D. Já o modelo FLO-2D os valores foram superiores aos cenários base 1 e 2 iguais a 5,0% e 7,0% respectivamente. Foi observado que as manchas geradas no modelo FLO-2D não adentraram alguns braços de afluentes e nos trechos encachoeirados a representação é menos detalhada que os cenários base onde foi utilizado o modelo HEC-RAS 2D.

Em relação às dimensões dos grids, os resultados das modelagens com grids com células de 15 m, 20 m, 30 m e 50 m, sugerem que a medida que as células aumentam ocorre a diminuição da área inundada nas regiões em que a calha é mais encaixada com trechos encachoeirados e braços de afluentes. Considerando a área total inundada as diferenças não foram significativas, no entanto, recomenda-se que sejam feitas tentativas de modelagem até que seja atingido uma configuração de grid que não resulte em tempos computacionais excessivos para a análise dos resultados e que garanta uma melhor representação do relevo da área inundada. No cenário com células do grid com dimensões de 50 m houve até mesmo a desconexão da mancha no trecho de maior declividade.

Uma vantagem que o modelo HEC-RAS 2D apresenta em relação ao modelo FLO-2D é a possibilidade de utilização de células com diferentes dimensões, com isso a modelagem pode ser otimizada de forma a aumentar as células nas regiões planas e diminuir nas regiões de maior declividade ou dentro da calha fluvial. Dessa forma o tempo computacional não fica tão grande e não se perde a representatividade do relevo do terreno. Mas vale lembrar que o HEC-RAS possui a limitação de simular apenas fluido newtoniano.

A mudança de valores do coeficiente de Manning, resultou, conforme esperado, em alterações no tempo de chegada da onda de ruptura. Foram simulados cenários com coeficientes de rugosidade Manning iguais 0,100, 0,200, 0,250 (cenário base), 0,300. Os resultados demonstraram que as diferenças de área inundada não foram significativas mesmo assim houve uma tendência de aumento da área inundada conforme o coeficiente de rugosidade aumentava. Essa tendência era esperada uma vez que maiores rugosidades resultam em menores velocidade e maiores profundidades, conseqüentemente em maiores áreas inundadas. A variação da profundidade em relação ao cenário Base 1 tendeu a diminuir a medida que se distancia da

barragem. A diferença é maior sobretudo nos primeiros 6 quilômetros. Já a diferença de velocidade máxima teve um comportamento contrário, ou seja, houve uma tendência de aumento da diferença à medida que se distancia da barragem.

Mesmo não havendo grandes diferenças de profundidade após os 6 km iniciais do curso d'água, observou-se uma variação bastante significativa da velocidade máxima, atingindo valores de variações iguais a 66%, 25% e -17%, relativos aos cenários com coeficiente de rugosidade Manning iguais a 0,100, 0,200 e 0,300 respectivamente.

Essas variações de velocidade impactam diretamente no tempo de viagem da onda de cheia e conseqüentemente nas previsões e planejamentos do plano de ações emergenciais (PAE), portanto, é um parâmetro de modelagem que merece muita atenção e coerência na sua utilização.

Em relação à comparação das simulações em regime permanente e não permanente, os resultados evidenciaram que as variações foram muito expressivas para pequenas variações de vazão, e com isso, não foi possível encontrar nenhuma relação da simulação em regime permanente com frações da vazão de pico que resultasse na melhor aproximação da mancha de inundação simulada em regime não permanente.

De maneira a avaliar eventuais conseqüências diretas da ruptura das Barragem da Pampulha, foram quantificadas as edificações e as principais estruturas atingidas pela mancha de inundação. Foram identificadas, a partir de imagem de satélite, as edificações existentes na área inundada que foram computadas a partir de dados censitários do IBGE. Chegou-se, assim, a um total de 42.544 residentes em 13.946 domicílios potencialmente atingidos pela inundação no cenário de dia chuvoso. Como o cenário de dia seco apresentou uma área inundada 22% menor que o cenário de dia chuvoso, estimou-se que o número de residentes potencialmente atingidos pela inundação seria de 33.142 em 10.864 domicílios.

A fim de auxiliar na definição de um *buffer* que incorporasse algumas incertezas inerentes às diversas metodologias e premissas na envoltória de inundação dos cenários de ruptura de barragens, foram gerados cenários extremos mínimos e máximos relativos aos cenários base 1 (Dia Seco) e Base 2 (Dia Chuvoso). O cenário extremo mínimo delimita a região onde, internamente, haveria uma grande possibilidade de inundação em uma eventual ruptura da

barragem. Já o cenário extremo máximo delimita a região onde, externamente, haveria uma pequena possibilidade de inundação em uma eventual ruptura da barragem.

Os critérios e premissas utilizados nos cenários extremos foram abalizados pelos resultados das análises de sensibilidade onde observou-se o comportamento dos resultados das manchas de inundação para cada aspecto analisado.

Os resultados das simulações dos cenários extremos demonstram que a envoltória da mancha extrema mínima apresenta um maior afastamento (*buffer*) em relação às manchas dos cenários Base 1 (Dia Seco) e Base 2 (Dia Chuvoso). As envoltórias de inundação dos cenários extremos máximos indicaram que não houve grande alteração em relação aos cenários base, indicando de certa forma que as previsões de inundação dos cenários base estão relativamente conservadoras.

Apesar dessas incertezas, o estudo de ruptura de barragens juntamente com a realização de análises de risco são de suma importância para o conhecimento da ordem de grandeza dos danos da inundação, e devem sempre ser realizados com as ferramentas apropriadas para tal (ROCHA, 2015). Ainda segundo Rocha (2015), o desconhecimento completo dos danos potenciais gera mais insegurança ao empreendedor e à sociedade do que a noção de um custo de inundação com suas respectivas incertezas. Nesse contexto, cabe citar a diretriz da União Europeia que obriga que os países membros a elaborar até o final do ano 2015 mapas de riscos com a quantificação dos danos de áreas sujeitas a inundação (European Directive 2007/60/EC). Da mesma maneira, o programa HAZUS-MH dos Estados Unidos auxilia na definição do valor de seguro para edificações localizadas nas manchas de inundação.

De todos os aspectos que foram avaliados nas análises de sensibilidade, a topografia e o modelo hidráulico foram os mais impactantes e portanto, merecem maior atenção. É importante também considerar que a complexidade de cada estudo deverá estar sempre associada ao contexto no qual ele se insere.

Os estudos de ruptura de barragens vem acompanhando um avanço da tecnologia dos softwares de modelagens hidráulicas que estão incorporando as ferramentas de geoprocessamento como é o caso do HEC-RAS 2D lançado em 2015. Juntamente aos modelos hidráulicos, os MDEs também estão melhorando significativamente a qualidade com o avanço do sensoriamento remoto e da tecnologia de perfilamento a laser LiDAR. Nos estudos anteriores sobre o tema de

ruptura de barragens realizados no âmbito do Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG, as ferramentas de geoprocessamento estavam em um estágio anterior de integração com os modelos hidráulicos e os modelos digitais de elevação ainda não eram amplamente utilizados. A correta representação da topografia das áreas propensas a inundações era possível apenas por levantamentos topográficos de campos. Esses levantamentos demandavam mais tempo para serem realizados e aumentavam significativamente os custos da modelagem hidráulica. Por essa razão, os trabalhos eram focados apenas no levantamento de um conjunto específico de seções transversais mais importantes, capazes de fornecer globalmente uma descrição razoável das principais características da topografia. A geometria do talvegue entre as seções levantadas em campo era obtida por interpolação.

No estudo realizado por Rocha (2015), foram avaliados as diferenças dos MDEs gratuitos SRTM com precisão de 90 metros e de 30 metros que foram disponibilizados a partir de 2014, e no presente estudo foi realizada uma comparação do SRTM com precisão de 30 metros com o MDE obtido do perfilamento a laser LiDAR, que no Brasil é bastante recente mas já é amplamente utilizado e recomendado pela FEMA. Além disso foi utilizado o software HEC-RAS 2D que foi lançado em 2015, contribuindo assim, para a constante atualização deste tipo de estudo.

Por fim, a modelagem hidráulica da ruptura hipotética da Barragem da Pampulha, foi capaz de reproduzir a mancha de inundação considerando o amortecimento no vale a jusante até a confluência com o rio das Velhas. Os resultados foram considerados satisfatórios e a excelente representação da geometria por perfilamento a laser LiDAR contribui para o incentivo da sua utilização em trabalhos futuros, sobretudo em regiões urbanizadas.

O trabalho apresentado possui limites que podem ser ultrapassados com alguns estudos adicionais:

- O MDE utilizado nos cenários bases foi obtido por meio do arquivo de AutoCAD fornecido pela Prodabel o qual apresentava curvas de nível equidistantes em 1 metro. Essas curvas de nível foram geradas a partir do perfilamento a laser LiDAR. Seria interessante gerar um MDE diretamente do perfilamento a laser com tratamento de subtração da vegetação mas que mantivesse a volumetria das edificações. Assim seria possível realizar uma modelagem com a presença das construções e verificar a

influência dos mesmos no escoamento. Na região onde as velocidades e profundidades foram muito altas, provavelmente ocorreriam a destruição das edificações e talvez nesses locais poderiam ser retiradas as construções do MDE ou até mesmo verificar os reflexos na propagação considerando na modelagem a destruição e arraste dos escombros das edificações destruídas. Como sugestão poderia ser realizada a modelagem com o perfilamento a laser LiDAR com a presença das edificações e comparação com os resultados obtidos neste estudo.

- Nas simulações hidráulicas realizadas neste estudo, não foram consideradas as pontes e galerias no modelo. As galerias muito provavelmente seriam obstruídas em um evento com vazões de grandes magnitudes como uma ruptura hipotética de barragem, no entanto, algumas pontes poderiam influenciar no escoamento podendo alterar os controles hidráulicos e os tempos de chegada de onda. Apesar da consideração de que a influência dessas estruturas no perfil da linha de água de inundação, nesse caso, é pequena, recomenda-se a verificação dessa influência pela inclusão das pontes, especificamente, a ponte da Avenida Pedro I que fica próxima ao pé da barragem. Análise semelhante pode ser vista em Pappenberger *et al.* (2006).
- No presente trabalho a quantificação das edificações foi obtida por meio de dados censitários do IBGE e a partir de imagens de satélite com a contribuição de Lopes (2016). Sendo o número de edificações atingidas um dos insumos básicos para a quantificação dos danos relacionados à inundação, recomenda-se o cadastramento das edificações com dados mais precisos da prefeitura de Belo Horizonte. Após o cadastramento das edificações e inserção deste em plataformas SIG, os danos da inundação poderiam ser monetizados com métodos específicos, como os propostos no HAZUS-MH (SCAWTHORN *et al.*, 2006) e Machado (2005), e com o auxílio de ferramentas para cálculo de danos de inundações, por exemplo, o modelo HEC-FIA desenvolvido pelo *U.S. Army corps of Engineers* (USACE, 2012a). A quantificação poderia servir de base para contratação de seguros e gestão dos riscos por parte da SUDECAP.
- Outra análise que pode ser incorporada é a previsão de perdas de vidas decorrentes de inundações. Para tanto, podem ser aplicados o modelo LIFESim (ABOELATA & BOWLES, 2005) e sua versão simplificada, Simplifiel LIFESim – disponível na



ferramenta HEC-FIA – e a metodologia RCEM desenvolvida por USBR (2014) e citada por Rocha, (2015).

- A modelagem hidráulica da onda de ruptura da Barragem da Pampulha foi realizada até a confluência com o Rio das Velhas. No entanto a onda de ruptura não foi amortecida o suficiente a ponto de não provocar sobrelevação de 2 pés nas planícies de inundação a jusante, e muito provavelmente se estenderia por mais alguns quilômetros nas margens do rio da Velhas no município de Santa Luzia. Principalmente se tratando do cenário de dia chuvoso. O principal motivo da modelagem ter sido realizada até a confluência com o Rio das Velhas se deve à topografia fornecida pela SUDECAP se estender até os limites do município de Belo Horizonte, que por acaso, coincide com a confluência com o Rio das Velhas. Como sugestão poderia ser realizada a modelagem na região do Rio das Velhas até o final do perímetro urbano do município de Santa Luzia-MG. Para isso há a opção de aumentar o MDE com a inclusão da região de Santa Luzia gerando um modelo único, ou gerar um modelo isolado apenas da região de Santa Luzia e utilizar como hidrograma de entrada o hidrograma de saída do presente estudo. Dessa forma poderia ser gerado um MDE independente e o modelo ficaria bem mais leve.
- Como não foram obtidas informações a respeito da ruptura que ocorreu em 1954 que permitissem a delimitação da envoltória de inundação, não foi possível realizar uma calibração dos parâmetros de modelagem. Se de algum modo essas informações surgirem, seria muito proveitoso uma nova avaliação com o modelo calibrado e comparação com os dados obtidos no presente estudo.
- A retroanálise da brecha de ruptura conseguiu comparar a geometria observada com as equações paramétricas, no entanto, não foram obtidos informações quanto ao tempo de formação da brecha, sendo assim, este último parâmetro não pode ser avaliado. Ainda em relação à brecha de ruptura, recomenda-se a utilização de métodos probabilísticos em conjunto com modelos paramétricos, conforme proposto por Froehlich (2008) e Froehlich & Goodell (2012). No presente trabalho o hidrograma de ruptura foi sintetizado a partir de modelagens hidrológicas no modelo HEC-HMS; sugere-se a utilização de modelos hidráulicos para síntese dos hidrogramas diretamente na simulação hidráulica. Os modelos HEC-RAS e o FLO-2D apresenta ferramentas específicas que possibilitam a síntese dos hidrogramas de ruptura juntamente com a

modelagem da propagação da onda de ruptura. Esta avaliação é interessante pois permite verificar situações onde as condições de contorno de jusante influenciam no hidrograma de ruptura. Como dado de entrada no HEC-RAS por exemplo, pode ser inserido o hidrograma afluente ou a chuva efetiva. Segundo USACE (2016), nas futuras versões do HEC-RAS serão possíveis calcular a infiltração e interceptação, podendo até mesmo o modelo ficar totalmente independente de modelos hidrológicos e de formação de brecha no estudo de ruptura de barragens.

- Devido as diversas incertezas inerentes ao processo físico de rompimento de uma barragem e relacionadas também à propagação da inundação, recomenda-se a geração de mapas de inundação probabilísticos, nos quais é possível verificar a probabilidade de inundação de um determinado local. Os avanços da tecnologia de softwares e computadores podem auxiliar na geração destes muitos mapas que geralmente demandam muito tempo computacional, principalmente se tratando de modelagem bidimensional. A construção de mapas de inundação probabilísticos auxilia na tomada de decisão em situações de emergências, no planejamento e também na realização da análise de risco quantificada da barragem.

De forma a facilitar a compreensão e visualização dinâmica da propagação do hidrograma de ruptura pelo vale a jusante da Barragem da Pampulha está disponibilizado no *youtube* três vídeos relativos ao presente estudo da modelagem no HEC-RAS 2D que podem ser visualizados através dos seguintes links:

<https://www.youtube.com/watch?v=T75HgY4u0xo>

<https://www.youtube.com/watch?v=XPq9XIVtQG4>

[https://www.youtube.com/watch?v=LrGe\\_\\_npxo](https://www.youtube.com/watch?v=LrGe__npxo)

## 8 REFERÊNCIAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 31000: Gestão de riscos – Princípio e diretrizes, Rio de Janeiro, 2009.

ABSHIRE, J. B.; SUN, X.; AFZAL, R. S. Mars Orbiter Laser Altimeter: receiver model and performance analysis. *Applied Optics*, v. 39, n. 15, p. 2449-2460, 2000.

ABOELATA, M.A., BOWLES, D.S. LIFESim: A Model for Estimating Dam Failure Life Loss. Report to Institute for Water Resources, US Army Corps of Engineers and Australian National Committee on Large Dams by Institute for Dam Safety Risk Management, Utah State University, Logan, Utah, 2005.

Agência Nacional de Águas (ANA). Resolução Nº 91/2012. Estabelece a periodicidade de atualização, a qualificação do responsável técnico, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança da Barragem e da Revisão Periódica de Segurança da Barragem, conforme art. 8º, 10 e 19 da Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2012 – a Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB. Disponível em: <http://arquivos.ana.gov.br/resolucoes/2012/91-2012.pdf>

Agência Nacional de Águas (ANA). Manual do empreendedor – Volume V – Guia para a Elaboração de Projetos de Barragens. Brasília, 2015

Agência Nacional de Águas (ANA). Manual do empreendedor sobre Segurança de Barragens – Volume V – Diretrizes para a Elaboração de Projetos de Barragens. Brasília, 2016

ANDERSEN, H.-E.; REUTEBUCH, S. E.; MCGAUGHEY, R. J. A rigorous assessment of tree height measurements obtained using airborne LiDAR and conventional field methods. *Canadian Journal of Remote Sensing*, v. 32, n. 5, p. 355-366, 2006.

ARONICA, G.; HANKIN, B.; BEVEN, K. Uncertainty and equifinality in calibrating distributed roughness coefficients in a flood propagation model with limited data. *Advances in Water Resources*, v. 22, n. 4, p. 349-36, 1998.

ARONICA, G.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S. Assessing the uncertainty in distributed model predictions using observed binary pattern information within GLUE. *Hydrological Processes*, v. 16, n. 10, p. 2001-2016, 2002.

ASCE/EWRI Task Committee on Dam/Levee Breaching. Earthen Embankment Breaching. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 137, n. 12, p. 1549-1564, December, 2011.

AZAM, Shahid; LI, Qiren. Tailings dam failures: a review of the last one hundred years. *Geotechnical News*, v. 28, n. 4, p. 50-54, 2010.

BANDEIRA, J.V. 2004. Desenvolvimento de Técnicas Nucleares e Correlatas para Estudos em Hidrologia Urbana - Aplicações na Bacia Hidrográfica da Pampulha e no Rio das Velhas, MG.

Tese de Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos -Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais,Belo Horizonte.316 p.

BANDEIRA, J.V. & SALIM, L.H. 2006. Sedimentos - o desafio da multidisciplinaridade: o caso do assoreamento e dragagem da Represa da Pampulha, Belo Horizonte, MG. VII Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos. Porto Alegre (RS).

BALBI, D. A. F. Metodologias para a Elaboração de Planos de Ações Emergenciais para Inundações Induzidas por Barragens. Estudo de Caso: Barragem de Peti – MG. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2008, 337 p.

BARROS, Rafael S.; CRUZ, Carla BM. Avaliação da altimetria do modelo digital de elevação do SRTM. XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto (SBSR), v. 13, p. 1243-1250, 2007.

BATES, P. D. Integrating remote sensing data with flood inundation models; how far have we got? Hydrological Processes, v. 26, n. 16, p. 2515-2521, 2012.

BEGNUDELLI, L.; SANDERS, B. F. Simulation of the St. Francis dam-break flood. Journal of Engineering Mechanics, v. 133, n. 11, p. 1200-1212, 2007.

BEVEN, K.; BINLEY, A. The future of distributed models. model calibration and uncertainty prediction. Hydrological processes, v. 6, n. 3, p. 279-298, 1992.

Bos, M. G. “Discharge measurement structures.” Publ. 20 Int. Inst. For Land Reclamation and Improvement, Wageningen, (ILRI), The Netherlands, 1978.

BRASIL, L. S. S. Utilização de Modelagens Uni e Bidimensional para a Propagação de Onda de Cheia Proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem. Estudo de Caso: Barragem Rio de Pedras. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2005, 203 p.

BRASIL. Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei n. 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4º da Lei n. 9.984, de 17 de julho de 2000. Brasília, 2010.

BRAZ. (2003). A relação do fenômeno de ruptura hidráulica em maciços de barragens de terra e o mau funcionamento de vertedores do tipo poço. Belo Horizonte: Escola de Engenharia - Universidade Federal de Minas Gerais.

Brunner, G. W. Common Model Stability Problems When Performing an Unsteady Flow Analysis. Hydrologic Engineering Center, 2010.

BUFTON, J.; BLAIR, B.; CAVANAUGH, J.; GARVIN, J.; HARDING, D.; HOPF, D.; KIRKS, K.; RABINE, D.; WALSH, N. Shuttle Laser Altimeter (SLA): a pathfinder for space-based laser altimetry and LiDAR. In: Shuttle Small Payloads Symposium, Proceedings..., 1995. p. 83-91.

CASTRO, F. C. E.; CENTENO, T. M. Segmentação de imagens geradas por perfilamento a laser para delimitação de árvores individuais em uma área de reflorestamento de eucaliptos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO REMOTO, 12., 2005, Goiânia. Anais. São José dos Campos: INPE, 2005. p. 737-744.

CETESB, Drenagem Urbana – Manual de Projeto, Companhia de Tecnologia e Saneamento do Estado de São Paulo, São Paulo-SP, 1980.

CDTN – CENTRO DE DESENVOLVIMENTO DA TECNOLOGIA NUCLEAR. 2000. Levantamento eco-batimétrico da lagoa da Pampulha – setembro/1999. Relatório Técnico. Belo Horizonte: CDTN/CNEN.

CENTENO, J.A.S. Sensoriamento remoto e processamento de imagens digitais. Ed. Curso de Pós-graduação em Ciências Geodésicas, Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2004

CENTENO, J. A. S.; MITISHITA, E. A. Laser scanner aerotransportado no estudo de áreas urbanas: A experiência da UFPR. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO REMOTO, 13., 2007, Florianópolis. Anais... São José dos Campos: INPE, 2007. p. 3645-3652.

CHAMPS, J.R.B. 1992. Algumas considerações sobre a Situação Sanitária da Bacia da Pampulha. In: Anais do Seminário da Bacia Hidrográfica da Pampulha. Belo Horizonte. 134-142 pp.

CHAUHAN, S. S., BOWLES, D. S., ANDERSON, L. R. Do current breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling in Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials, Phoenix, Setembro. 2004, 15 p.

CHOW, V. T., Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill International Editions, 1959.

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. Applied hydrology, 572 pp. McGraw-Hill, New York, 1988.

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.

COELHO, A. H.; VARGAS, R. M. A. Geração de modelos digitais de terreno a partir de dados de laser scanner aerotransportado em área de floresta usando o software livre GRASS. In: In:



SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO REMOTO, 13., 2007, Florianópolis. Anais... São José dos Campos: INPE, 2007. p. 3653-3660.

COLLISCHONN, W. Análise do Rompimento da Barragem de Ernestina. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997, 193 p.

COLORADO, STATE OF., Guidelines for Dam Breach Analysis. Office of the State Engineer Dam Safety Branch, Departamento de Recursos Naturais do Estado do Colorado – Divisão de Recursos Hídricos, Estados Unidos, Colorado, Fevereiro, 2010, 68 p.

CONSOMINAS ENGENHARIA/PBH (2014). Projeto de desassoreamento da lagoa da Pampulha.

COOK, A.; MERWADE, V. Effect of topographic data, geometric configuration and modeling approach on flood inundation mapping. Journal of Hydrology, v. 377, n. 1, p. 131-142, 2009.

CONSELHO ESTADUAL DE POLÍTICA AMBIENTAL - COPAM. Deliberação Normativa nº 62 de 17 de dezembro de 2002. Dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatório de água em empreendimentos industriais e de mineração no Estado de Minas Gerais. Diário do Executivo, Belo Horizonte, MG, 21 dez. 2002. Disponível em <http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=5008>. Acesso em: 02/08/2016

CONSELHO ESTADUAL DE POLÍTICA AMBIENTAL - COPAM. Deliberação Normativa nº 87, de 17 de junho de 2005. Dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatório de água em empreendimentos industriais e de mineração no Estado de Minas Gerais. Diário do Executivo, Belo Horizonte, MG, 18 jun. 2005. Disponível em: <http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=8251>. Acesso em: 02/08/2016

CONSELHO ESTADUAL DE POLÍTICA AMBIENTAL - COPAM. Deliberação Normativa nº 124, de 9 de outubro de 2008. Complementa a Deliberação Normativa COPAM No 87, de 06/09/2005, que dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatório de água em empreendimentos industriais e de mineração no Estado de Minas Gerais. Diário do Executivo, Belo Horizonte, MG, 15 outubro. 2008. Disponível em: <http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=8572>. Acesso em: 02/08/2016

COSTA, J. E. (1985). Floods from Dam Failures. Colorado: U.S. Geological Survey Open-File Report.

CPRM – COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. 2001. Projeto Pampulha: Estudo Hidrogeológico da Bacia da Pampulha. Vol.I. Belo Horizonte. 151 p.

CPRM/ANEEL – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - CPRM, na Superintendência Regional de Belo Horizonte, em Convênio com a Agência Nacional de Energia Elétrica -

ANEEL.2001. Regionalização de vazões das sub-bacias 40 e 41 – Regiões Homogêneas para vazões máximas anuais.

CREMON, É. H.; VALERIANO, M. M. Comparação do desempenho de dados SRTM-C e X em derivações geomorfológicas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO

DAM Projetos de Engenharia. Aumento da Capacidade de Extravasão da Lagoa da Pampulha. Programa de Recuperação e Desenvolvimento Ambiental da Bacia da Pampulha – PROPAM. Belo Horizonte: SMEU – Secretaria Municipal de Estrutura Urbana – PBH (Prefeitura Municipal de Belo Horizonte); 2003. AZP-RP-PC-RE-003-4 Revisão 4.

DAM Projetos de Engenharia. Barragem da Pampulha – Bairro São Luiz – 432 – Vertedouro – Formas Seções e Detalhes. Belo Horizonte: SUDECAP – Superintendencia de Desenvolvimento da Capital – Diretoria de Projetos – Departamento de Projetos Norte – PBH (Prefeitura Municipal de Belo Horizonte); 2003. AZP-E-VE-DE-303-A.

DAM Projetos de Engenharia. Barragem da Pampulha – Bairro São Luiz – 432 – Vertedouro Tulipa – Seções. Belo Horizonte: SUDECAP – Superintendencia de Desenvolvimento da Capital – Diretoria de Projetos – Departamento de Projetos Norte – PBH (Prefeitura Municipal de Belo Horizonte); 1998. ARQ-E-DE-100-A.

Dinésio Franco Engenharia/Geotecnia. Relatório de investigações geológico-geotécnicas de ensaios de campo e de instalações de instrumentos de controle. Belo Horizonte: SUDECAP – Superintendencia de Desenvolvimento da Capital – PBH (Prefeitura Municipal de Belo Horizonte); 2015. P1503-SUDECAP-A-BA-RL-09-GE\_r0.

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral. PORTARIA Nº 526, DE 09 DEZEMBRO DE 2013 Publicada DOU de 11 de dezembro de 2013 Estabelece a periodicidade de atualização e revisão, a qualificação do responsável técnico, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Ação de Emergência das Barragens de Mineração (PAEBM) , conforme art. 8º, 11 e 12 da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), e art. 8º da Portaria nº 416, de 3 de setembro de 2012.

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral. DNPM vistoria e paralisa mineradora em Miraflores. Boletim Informativo do Departamento Nacional de Produção Mineral – Ministério de Minas e Energia - ANO 3 Nº 22 - Janeiro de 2007. Disponível em: <[http://www2.dnpm.gov.br/mostra\\_arquivo.asp?IDBancoArquivoArquivo=1416](http://www2.dnpm.gov.br/mostra_arquivo.asp?IDBancoArquivoArquivo=1416)>. Acesso em: abril de 2015.

DNRC, Montana Department of Natural Resources and Conservation. “Dam Safety Program Technical – Simplified Evacuation Mapping for Emergency Action Planning”. Nota 3. Montana, EUA. Agosto de 2010.

EHR/UFMG, Estudos Hidrológicos das Bacias do Ribeirão Pampulha e do Córrego Cachoeirinha. Relatório Técnico, 37 p. e anexos, 2005

EINSTEIN, H. A. The bed-load function for sediment transportation in open channel flows. US Department of Agriculture, 1950.

FALAT D. R. Perfilamento a laser: uma alternativa rápida e precisa para a identificação de alterações na superfície, II Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, Recife-PE, 2008. P. 000-000.

FALORNI G.; TELES V.; VIVONI E. R.; BRAS R. L.; AMARATUNGA K. S. Analysis and characterization of the vertical accuracy of digital elevation models from the Shuttle Radar Topography Mission. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface* v.110, n. F2, 2005.

FARR T.G.; CARO E.; CRIPPEN R.; DUREN R.; HENSLEY S.; KOBRICK M.; PALLER M.; RODRIGUEZ E.; ROSEN P.; ROTH L.; SEAL D.; SHAFFER S.; SHIMADA J.; UMLAND J.; WERNER M.; BURBANK D.; OSKIN M.; ALSDORF D. The shuttle radar topography mission. *Reviews of Geophysics*, 45, RG2004, 2007.

FEMA; MAIDMENT, David R. Flood Map Accuracy. In; World Environmental and Water Resources Congress 2009 Great Rivers. ASCE, 2009. p. 4875-4884.

FEMA; Procedure Memorandum No. 61 – Standards for LiDAR and Other High Quality Digital Topography, September 27, 2010.

FEMA – Federal Emergency Management Agency. Federal Guidelines for Inundation Mapping of Flood Risks Associated with Dam Incidents and Failures, First Edition, P-946, 2013.

FERENTCHAK, J. A., JAMIESON S. L. *Using Erosion Rate to Refine Earth Dam Breach Parameters*, The Journal of Dam Safety, Vol. 6, No. 4, 2008, pgs 14-24.

FLO-2D Reference Manual. FLO-2D Software, Inc., PO Box, v. 66, 2009.

FLOOD, M. LiDAR activities and research priorities in the commercial sector. In: ISPRS WORKING GROUP III/3, 2001, Anapolis. Land surface mapping and characterization using laser altimetry: proceedings. Freiburg: [S.I.] International Society of Photogrammetry and Remote Sensing, 2001. p. 3-7. (International archives of photogrammetry, remote sensing and spatial information sciences, v. 34, pt. 3/W4). Editado por: M. A. Hofton. Disponível em: <<http://www.isprs.org/proceedings/XXXIV/3-W4/pdf/Flood.pdf>>. Acesso em: 01 Ago. 2016.

FRANCO, T. P. L. Uso do Sistema LiDAR na geração de MDT e sua exatidão cartográfica, IX Curso de Especialização em Geoprocessamento – Instituto de Geociências, Departamento de Cartografia da UFMG, 2006

FREAD, D. L. The NWS DAMBRK Model: Theoretical Background / User Documentation. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland, 1988a, 123 p.

FREAD, D. L., BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failures, National Weather Service, Office of Hydrology, Silver Spring, MD, 1988b.

FREAD, D. L. NWS FLDWAV model: The replacement of DAMBRK for dam-break flood prediction. Dam Safety'93, p. 26-29, 1993.

FREAD, D. L.; LEWIS, J. M. NWS FLDWAV Model: theoretical description and user documentation. National Weather Service – Office of Hydrology (NOAA), Silver Springs, Maryland, outubro de 1998, 322 p.

FROEHLICH, D. C. Embankment dam breach parameters revisited. In: Water Resources Engineering. ASCE. p. 887-891, 1995a.

FROEHLICH, D. C. Peak outflow from breached embankment dam. Journal of Water Resources Planning and Management, v. 121, n. 1, p. 90-97, 1995b.

FROEHLICH, D. C., TUFAIL, M. *Evaluation and use of embankment dam breach parameters and their uncertainties* in Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials. Phoenix. Setembro, 2004, 15 p.

FROEHLICH, D. C. Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 134, No. 12, Maio, pp 1708-1720, 2008.

FROEHLICH, D. C.; GOODELL, C. R. Breach of Duty (Not) Evaluating the Uncertainty of Dam-Breach Flood Predictions. In World Environmental and Water Resources Congress 2012. p. 1203-1212, 2012.

GESCH, D.; GREENLEE, S. GTOPO30 documentation. US Department of the Interior US Geological Survey, 1996.

GRAHAM, W.J. “Estimating loss of life due to dam failure”. Bureau of Reclamation publication, Denver, EUA, 1998.

GIONGO, M.; KOEHLER, H. S.; MACHADO, S. A.; KIRCHNER, F. F.; MARCHETTI, M. LiDAR: Princípios e aplicações florestais. Pesquisa Florestal Brasileira, Colombo, v. 30, n. 63, p. 231-244, 2010.

Green, J., Carswell, D., Gutelius, B., Topographic terrain mapping using scanning airborne laser radar. Annual conference and exposition on GIS and LIS (1996).

GROHMANN, C. H. Aplicações dos Modelos de Elevação SRTM em Geomorfologia. Rev. Geogr. Acadêmica v.2 n.2, viii. 2008, p. 73-83.

HALL, J. W.; TARANTOLA, S.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S. Distributed sensitivity analysis of flood inundation model calibration. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 131, n. 2, p. 117-126, 2005.

<http://idasbrasil.com.br/Belo+Horizonte/Historia/viagem/fatos-historicos> - último acesso em agosto de 2016

[http://www.museuvirtualbrasil.com.br/museu\\_pampulha/modules/myalbum/](http://www.museuvirtualbrasil.com.br/museu_pampulha/modules/myalbum/) - último acesso em agosto de 2016

[https://www.youtube.com/watch?v=D\\_oIxptE98](https://www.youtube.com/watch?v=D_oIxptE98) - último acesso em agosto de 2016

[http://www.abrh.org.br/xenau/apresentacoes/2/16\\_09\\_14h24\\_marcos\\_ferreira.pdf](http://www.abrh.org.br/xenau/apresentacoes/2/16_09_14h24_marcos_ferreira.pdf) - último acesso em agosto de 2016

[http://www.em.com.br/app/noticia/gerais/2015/12/14/interna\\_gerais,716912/tragedia-de-mariana-reacende-memoria-do-estouro-da-represa-da-pampulha.shtml](http://www.em.com.br/app/noticia/gerais/2015/12/14/interna_gerais,716912/tragedia-de-mariana-reacende-memoria-do-estouro-da-represa-da-pampulha.shtml) - último acesso em agosto de 2016

<http://www.wise-uranium.org/mdaf.html> - último acesso em agosto de 2016

<http://earthexplorer.usgs.gov/> - último acesso em agosto de 2016

<http://www.museuvirtualbrasil.com.br> – acessado em 06 de junho de 2015.

HASSAN, M.; MORRIS, M.; HANSON, G.; LAKHAL, K. Breach formation: Laboratory and numerical modeling of breach formation. *Association of State Dam Safety Officials: Dam Safety*, 2004.

HELLWEGER, F.; MAIDMENT, D. AGREE-DEM surface reconditioning system. University of Texas, Austin, 1997. Disponível em: <http://www.ce.utexas.edu/prof/maidment/gishydro/ferdi/research/agree/agree.html>. Acesso em: 5 abr. 2015.

Homeland Security. “Estimating Loss of Life for Dam Failure Scenarios”. Estados Unidos da América, Setembro, 2011

HORRITT, M. S.; BATES, P. D. Effects of spatial resolution on a raster based model of flood flow. *Journal of Hydrology*, v. 253, n. 1, p. 239-249, 2001.

HORRITT, M. S.; BATES, P. D. Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. *Journal of Hydrology*, v. 268, n. 1, p. 87-99, 2002

HORRITT, M. S. A methodology for the validation of uncertain flood inundation models. *Journal of Hydrology*, v. 326, n. 1, p. 153-165, 2006.



HUFF, Floyd A. Time distribution of rainfall in heavy storms. *Water resources research*, v. 3, n. 4, p. 1007-1019, 1967.

HUNTER, Neil Martin. Development and assessment of dynamic storage cell codes for flood inundation modelling. 2005. Tese de Doutorado. University of Bristol.

ICOLD . INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Dam failures statistical analysis. Bulletin 99. Paris, 1995, 63 p.

ICOLD. Tailings Dams - Risk of Dangerous Occurrences, Lessons Learnt from Practical Experiences, Bulletin 121. 2001.

ISGSR. Failure analysis of earth dam - An approach to database. In Y. X. LM Zang, J. S. Jia. Shanghai: First International Symposium on Geotechnical Safety, 2007.

JANSEN, Robert B. Dam and Public Safety. USA: Water Resources Technical Publication. Denver: U.S. Department of the Interior, 1980. 332p. Disponível em: <http://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/AZ1130.pdf>. Acesso em: 02/06/2016.

JARVIS, A.; REUTER, H. I.; NELSON, A.; GUEVARA, E. Hole-filled SRTM for the globe Version 4, CGIAR-CSI SRTM 90 m Database (<http://srtm.csi.cgiar.org>); 2008 – último acesso em abril de 2015.

JESUS, L. F. L. (2011) *Simulação de onda de cheia decorrente de ruptura hipotética de barragem – estudo de caso: APM Manso, Mato Grosso, Brasil*. Monografia (Curso de Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia/UFMG Belo Horizonte – MG, 80p.

JIN, M.; FREAD, D. 1D modeling of mud/debris unsteady flows. *Journal of hydraulic engineering*, v. 125, n. 8, p. 827-834, 1999.

Klohn Crippen Berger. *Estimation of Tailings Dam Break Discharges Arvind Dalpatram*. USSD Workshop on Dam Break Analysis Applied to Tailings Dams, 2011.

LAURIANO, A. W. Estudo de ruptura da Barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

LEOPOLD, L. B.; MADDOCK, T. The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications. United States Geological Survey, Prof. Paper. 252, 56p, 1953.

LOPES, Cláudia. *Análise dos Impactos Decorrentes de Inundação Induzida por Ruptura de Barragem - Estudo de Caso: Ruptura Hipotética da Barragem da Pampulha*. 2016. 61 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.

MACCHIONE, F., Model for Predicting Floods due to Earthen Dam Breaching. I: Formation and Evaluation, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 134, No. 12, Maio, 2008, pp 1688-1696.

MACDONALD, T. C.; LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 110, n. 5, p. 567-586, 1984.

MACHADO, M. L. Curvas de danos de inundação versus profundidade de submersão: Desenvolvimento de metodologia – Estudo de caso bacia do Rio Sapucaí, Itajubá - MG. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

MARTINEZ, R. K. ASDSO Survey of State Dam Safety Programs in: USSD Workshop on Dam Break Analysis Applied to Tailings Dams, Denver, 2011 – disponível em <http://www.infomine.com/publications/docs/Martinez2011.pdf> – último acesso em agosto de 2016.

MASON, D. C.; BATES, P. D.; DALL'AMICO, J. T. Calibration of uncertain flood inundation models using remotely sensed water levels. *Journal of Hydrology*, v. 368, n. 1, p. 224-236, 2009.

MELO, L. P. R., Análise comparativa de metodologias de previsão de inundação decorrente da ruptura de barragens de rejeitos: Caso Hipotético da Barragem Tico-Tico. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013, 197 p.

MENESCAL, R. A.; VIEIRA, V. P. P. B.; OLIVEIRA, S. K. F. Terminologia para Análise de Risco e Segurança de Barragens. In: MENESCAL, R. A. (coord.) A segurança de barragens e a gestão de recursos hídricos. Ministérios da Integração Nacional, Brasília, 2005, p. 31-49.

MERWADE, V.; OLIVERA, F.; ARABI, M.; EDLEMAN, S. Uncertainty in flood inundation mapping current issues and future directions. *Journal of Hydrologic Engineering*, v. 13, n. 7, p. 608-620, 2008.

MERWADE, V. Effect of spatial trends on interpolation of river bathymetry. *Journal of Hydrology*, v. 371, n. 1, p. 169-181, 2009.

MERZ, B.; KREIBICH, H.; SCHWARZE, R.; THIEKEN, A. Review article; Assessment of economic flood damage. *Natural Hazards and Earth System Science*, v. 10, n. 8, p. 1697-1724, 2010.

MEYER-PETER, E.; MÜLLER, R. Formulas for bed-load transport, 1948.

MONTE-MOR, R. C. A. Mapeamento de áreas inundáveis associadas à ruptura de barragens; estudo de caso: barragem de Ninho da Águia - MG. Dissertação (Mestrado em Saneamento,

Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2004, 141 p.

MORRIS, M. CADAM – Concerted action on dambreak modelling – Final report. Rep. No. SR, v. 571, 2000.

MORRIS, M. W.; GALLAND, J. C. Dambreak Modelling – Guidelines and Best Practice. CADAM Project. Reino Unido, 2000, 32 p.

MORRIS, M.W., HASSAN, M.A.A.M.; VASKINN, K.A. Conclusions and recommendations from the IMPACT Project WP2: Breach formation. 2005, disponível em: [www.impactproject.net](http://www.impactproject.net).

MORRIS, M.W., KORTENHAUS, A., AND VISSER, P. J. Modeling breach initiation and growth. FLOODsite Rep. T06-08-01, FLOODsite Consortium. 2009, disponível em: [www.floodsite.net](http://www.floodsite.net).

MOSLEY, M. P. Semi-determinate hydraulic geometry of river channels, South Island, New Zealand. Earth Surf. Process. Landforms, 6: 127–137, 1981.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL. Mapping the Zone: Improving Flood Map Accuracy. Washington DC: National Academies Press, 2009.

NEAL, J.; SCHUMANN, G.; BATES, P. A subgrid channel model for simulating river hydraulics and floodplain inundation over large and data sparse areas. Water Resources Research, v. 48, n. 11, 2012.

NRCS - Natural Resources Conservation Service. National Engineering Handbook: Part 630, Hydrology. Washington, DC, 1997.

O'BRIEN, J. S.; JULIEN, P. Y. Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediment flows. Delineation of landslide, flash-flood, and debris-flow hazards. In: Utah: Logan, Utah Water Research Laboratory report, p. 260-279, 1985.

O'BRIEN, J. S.; JULIEN, P. Y. Laboratory analysis of mudflow properties. Journal of hydraulic engineering, v. 114, n. 8, p. 877-887, 1988.

O'BRIEN, J. S.; JULIEN, P. Y.; FULLERTON, W. T. Two-dimensional water flood and mudflow simulation. Journal of hydraulic engineering, v. 119, n. 2, p. 244-261, 1993.

OLIVEIRA, M.G.B.; BAPTISTA, M.B. 1997. Análise da evolução temporal da produção de sedimentos na bacia hidrográfica da Pampulha e avaliação do assoreamento do reservatório. In: XII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS. Vitória. ABRH.

PAIVA, R.; COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. Large scale hydrologic and hydrodynamic modeling using limited data and a GIS based approach. *Journal of Hydrology*, v. 406, n. 3, p. 170-181, 2011.

PAPPENBERGER, F.; BEVEN, K.; HORRITT, M.; BLAZKOVA, S. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. *Journal of Hydrology*, v. 302, n. 1, p. 46-69, 2005.

PAPPENBERGER, F.; MATGEN, P.; BEVEN, K. J.; HENRY, J. B.; PFISTER, L.; FRAIPONT, P. Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions. *Advances in Water Resources*, v. 29, n. 10, p. 1430-1449, 2006.

PAPPENBERGER, F.; BEVEN, K.; FRODSHAM, K.; ROMANOWICZ, R.; MATGEN, P. Grasping the unavoidable subjectivity in calibration of flood inundation models: A vulnerability weighted approach. *Journal of Hydrology*, v. 333, n. 2, p. 275-287, 2007.

PBH - Prefeitura Municipal de Belo Horizonte (MG) – *Legislação Urbanística do Município de Belo Horizonte*. Plano Diretor (Lei nº7.165 de 27/08/96) e Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo Urbano (Lei nº7.166 de 27/08/96). Belo Horizonte, SMPL, 302p., 1996.

PBH – Prefeitura Municipal de Belo Horizonte (MG). Arquivo Público da Cidade de Belo Horizonte A Pampulha no acervo fazendário do Arquivo Público da Cidade de Belo Horizonte: 1936- 1947 : Catálogo de Fontes. - Belo Horizonte : ACAP-BH / APCBH, 2005. 129p. : il

PBH – Prefeitura Municipal de Belo Horizonte (MG). (s.d.). *Recuperação bacia pampulha*. Disponível em: <http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/contents.do?evento=conteudo&idConteudo=16862&chPic=16862&viewbusca=s> - último acesso em agosto de 2016

PINHEIRO, M. C. Diretrizes Para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamentos Hidráulicos em Obras de Mineração. ABRH. Porto Alegre – RS, 2011, 308 p.

PINHEIRO, M. M. G.; NAGUETTINI, M. C., Análise Regional de Freqüência e Distribuição Temporal das Tempestades na Região Metropolitana de Belo Horizonte, *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Volume 3, No. 4, 1998.

PORTO, R. M. Hidráulica básica. Projeto REENGE. EESC-USP. São Carlos, 1999. 519p.

RABUS, B.; EINEDER, M.; ROTH, A.; BAMLER, R. The shuttle radar topography mission—a new class of digital elevation models acquired by spaceborne radar. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, v. 57, n. 4, p. 241-262, 2003.

RAMAMURTHY, A.S., and VO, N.D. "Characteristics of Circular-Crested Weir." *Jl of Hyd Engrg.*, ASCE, Vol. 119, No. 9, pp. 1055-1062, 1993.

REED, S.; MOREDA, F.; GUTIERREZ, A. Lessons learned from transitioning NWS operational hydraulic models to HEC-RAS. In: ASCE-EWRI World Water Congress. 2010.

RESCK, R.P.; Bezerra-Neto, J.F. & Pinto-Coelho, R.M. (2007) Nova Batimetria e uma Avaliação Ecológica de Parâmetros Morfométricos da Lagoa da Pampulha (Belo Horizonte, Brasil).

RESCK, R.P Avaliação Morfológica E Estudo Da Variação Horizontal De Parâmetros Limnológicos Do Reservatório Da Pampulha (Belo Horizonte – Mg) Dissertação (Mestrado em Ecologia, Conservação e Manejo da Vida Silvestre) - Instituto de Ciências Biológicas da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007, 75 p.

RICO, M.; BENITO, G.; DIEZ-HERRERO, A. Floods from tailings dam failures. Journal of hazardous materials, v. 154, n. 1, p. 79-87, 2008a.

RICO, M.; BENITO, G.; SALGUEIRO, A. R.; DÍEZ-HERRERO, A.; PEREIRA, H. G. Reported tailings dam failures: a review of the European incidents in the worldwide context. Journal of Hazardous Materials, 152(2), 846-852, 2008b.

RIVAS R. A. N., A Tecnologia Laser Scanning e seu potencial de aplicação no mapeamento topográfico, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, 2002.

ROCHA, F. F., PALMIER, L. R., BRASIL, L. S. S., LAURIANO, A. W.; MONTE-MOR, R. C. A., (2010), Análise comparativa de modelos de previsão da evolução temporal de brechas e formação de hidrogramas de ruptura – estudo de caso: barragem do Aproveitamento Múltiplo Manso, Mato Grosso, Brasil. In: XXIV CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, 2010, Punta del Este, Proceedings. Punta del Este: AIHR AIIH.

ROCHA, F. F. Retroanálise da Ruptura da Barragem São Francisco – Mirai, Minas Gerais, Brasil, Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2015, 174 p.

ROMANOWICZ, R.; BEVEN, K. Estimation of flood inundation probabilities as conditioned on event inundation maps. Water Resources Research, v. 39, n. 3, 2003.

SALIBA, A. P. M. Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens homogêneas de solo compactado. 179 f.. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

SALIM, L.H.; BANDEIRA, J.V.; BARRETO, A.V.; GAROFILO, J.P.B & BAPTISTA, M.B. 2004. Evolução do assoreamento na represa da pampulha Belo Horizonte, MG. VI ENES – Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos. Vitória (ES), 2004.

SAMUELS, P. G. Backwater lengths in rivers. In: ICE Proceedings. Thomas Telford, 1989. p.571-582.

SANDERS, B. F. Evaluation of on-line DEMs for flood inundation modeling. *Advances in Water Resources*, v. 30, n. 8, p. 1831-1843, 2007.

SANTOS, P.; GABOARDI, C.; OLIVEIRA, LC de. Avaliação da precisão vertical dos modelos SRTM para a Amazônia. *Revista Brasileira de Cartografia*, v. 58, n. 1, p. 101-107, 2006.

SCHAWLOW, A. L.; TOWNES, C. H. Infrared and Optical Masers. *Physical Review*, v. 112, n. 6, p. 1940-1949, 1958.

SILVA, F. A.; RIBAS, W. K. Perfilamento Laser em Áreas Densamente Florestadas. In: RIO PIPELINE CONFERENCE & EXPOSITION, 2007, Rio de Janeiro, Anais... Rio de Janeiro: IBP, 2007. (IBP1284\_07)

SIEPMANN, J. P. Fusion of current technologies with real-time 3D MEMS LADAR for novel security and defense applications. In: LASER RADAR TECHNOLOGY AND APPLICATIONS, 11., 2006. Proceedings.... Orlando: SPIE, 2006. v. 6214. p. 14- 18. Editado por: G. W. Kamerman; M. D. Turner

SCAWTHORN, C.; BLAIS, N.; SELIGSON, H.; TATE, E.; MIFFLIN, E.; THOMAS, W.; JONES, C. (2006). HAZUS-MH flood loss estimation methodology. I: Overview and flood hazard characterization. *Natural Hazards Review*, v. 7, n. 2, p. 60-71, 2006.

SCHUMANN, G.; MATGEN, P.; CUTLER, M. E. J.; BLACK, A.; HOFFMANN, L.; PFISTER, L. Comparison of remotely sensed water stages from LiDAR, topographic contours and SRTM. *ISPRS journal of photogrammetry and remote sensing*, v. 63, n. 3, p. 283-296, 2008.

SCHUMANN, G.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S.; MATGEN, P.; PAPPENBERGER, F. Progress in integration of remote sensing-derived flood extent and stage data and hydraulic models. *Reviews of Geophysics*, v. 47, n. 4, 2009.

SINGH, V. P., Dam Breach Modeling Technology. Kluwer Academic Publishers. Louisiana, 1996, 242 p.

SMITH, D. E.; ZUBER, M. T.; ABSHIRE, J. B. Mars Observer laser altimeter investigation. In: STATE-OF-THE-ART MAPPING, 1993, Orlando. Proceedings.... Orlando: SPIE, 1993. v. 1943. p. 14-18. Editado por: D. E. Smith, M. T. Zuber, J. B. Abshire.

SOUZA, M. F.; OLIVEIRA, R. P.; COELHO, M. M. L. P.; MOURA, P. M. Segurança de barragens em reservatórios de controle de cheias de Belo Horizonte-MG, classificação conforme Lei 12.334/2010. X ENAU – Encontro Nacional de Águas Urbanas, Porto Alegre-RS, 2014a.



SOUZA, M. F.; DRUMOND, P. P.; CUNHA, R. G. S.; COELHO, M. M. L. P. Histórico de Implantação dos vertedores da Barragem da Pampulha no município de Belo Horizonte-MG. X ENAU – Encontro Nacional de Águas Urbanas, Porto Alegre-RS, 2014b.

STEPHENS, E. M.; BATES, P. D.; FREER, J. E.; MASON, D. C. The impact of uncertainty in satellite data on the assessment of flood inundation models. *Journal of Hydrology*, v. 414, p. 162-173, 2012.

STEPHENS, E.; SCHUMANN, G.; BATES, P. Problems with binary pattern measures for flood model evaluation. *Hydrological Processes*, v. 28, n. 18, p. 4928-4937, 2014.

SYVANEN, K., REITER, P. e HUOKUNA, M. The pilot Project Kyrkosjarvi dam and reservoir, Seinajovi, Filand. International Seminar and Workshop “Risk Assessment, Dam-Break flood analysis and Emergency Action Planning”, Finnish Environment Institute, Seinajovi, Filand, 2000.

TABORGA, J. T., Práticas Hidrológicas, TRANSCON Consultoria Técnica Ltda., Rio de Janeiro-RJ, 1974.

TACHIKAWA, T.; KAKU, M.; IWASAKI, A.; GESCH, D.; OIMOEN, M.; ZHANG, Z.; CARABAJAL, C. ASTER Global Digital Elevation Model Version 2–Summary of Validation Results. ASTER GDEM Validation Team. NASA, 27pp, 2011.

TAYEFI, V. et al. A comparison of one-and two-dimensional approaches to modelling flood inundation over complex upland floodplains. *Hydrological Processes*, v. 21, n. 23, p. 3190-3202, 2007.

TATE, E. C.; MAIDMENT, D. R.; OLIVERA, F.; ANDERSON, D. J.; Creating a terrain model for floodplain mapping. *Journal of Hydrologic Engineering*, v. 7, n. 2, p. 100-108, 2002.

TATE, E.; MUÑOZ, C.; SUCHAN, J. Uncertainty and Sensitivity Analysis of the HAZUS-MH Flood Model. *Natural Hazards Review*, 2014.

TRIGG, M. A.; WILSON, M. D.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S.; ALSDORF, D. E.; FORSBERG, B. R.; VEGA, M. C. Amazon flood wave hydraulics. *Journal of Hydrology*, v.374, n. 1, p. 92-105, 2009.

UNEP, *Environmental. safety incidents concerning tailings dams at mines: results of a survey for the years 1980–1996*. Mining Journal Research Services, Report prepared for United Nations Environment Programme. Industry and Environment, Paris, 1996.

UNESCO, Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura, Conjunto Moderno da Pampulha. Disponível em: <http://www.unesco.org/new/pt/brasil/cultura/world-heritage/list-of-world-heritage-in-brazil/pampulha-modern-ensemble/> - último acesso em agosto de 2016

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. *Hydrologic Modeling System HEC-HMS: user's manual – version 3.5*. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2010, 318 p.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2010b, 417p.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Flood Impact Analysis – HEC-FIA: user's manual – version 2.2. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2012, 352 p.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. HEC-GeoRAS – GIS Tools for Support of HEC-RAS using ArcGIS® User's Manual – Version 10. Hydrologic Engineering Center (HEC), 2012, 242 p.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Using HEC-RAS for Dam Break Studies - TD-39, Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2014.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Brunner: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2016, 547p.

USCOLD, *Tailings Dam Incidents*. U.S. Committee on Large Dams (USCOLD), Denver, Colorado, 1994.

USBR - U.S. Bureau of Reclamation, Design of Small Dams, A Water Resources Technical Publication, 1977.

USBR – U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation. Downstream Hazard Classification Guidelines, ACER Technical Memorandum No. 11, Assistant Commissioner-Engineering and Research, Denver, 1988, 57 p.

USBR – U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation. RCEM – Reclamation Consequence Estimating Methodology. Guidelines for Estimating Life Loss for Dam Safety Risk Analysis, fevereiro de 2014.

VALERIANO, M. M. Modelo digital de elevação com dados SRTM disponíveis para a América do Sul. São José dos Campos INPE, 2004.

VARGAS, M. – Introdução à mecânica dos solos, Mac-Grow Hill, São Paulo, 1977, 509 p.

VARGAS, M.; NUNES, A. J. C.; LOPES, J. C.; CONTINENTINO, L.; FEDERICO, D. A Ruptura da Barragem da Pampulha. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), 1955, n.529. Relatório Técnico.

WISEU, T.; BENTO FRANCO, A.; ALMEIDA, A. B.; SANTOS, A. (1999). *Modelos Uni e Bidimensionais na Simulação de Cheias Induzidas por Rupturas de Barragens. A Experiência do Vale do Arade*, Coimbra, Portugal.

VISSER, K.; HANSON, G. J.; TEMPLE, D.; NEILSEN, M. Earthen embankment overtopping analysis using the WinDAM B software. In: Dam Safety 2012. Proceedings of the Association of State Dam Safety Officials Annual Conference. 2012.

Vogel. Bibliography of the history of dam failures, 1980.

Von Thun, J. L., D. R. Gillette. *Guidance on Breach Parameters, unpublished internal document*. U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado. Março 1990. 17 p

VIANNA, N. S. Belo Horizonte: Seu abastecimento de água e sistema de esgotos (1890-1973). Belo Horizonte, 1997, 115 p.

WAGNER, W.; ULLRICH, A.; MELZER, T.; BRIESE, C.; KRAUS, K. From single-pulse to fullwaveform airborne laser scanners: potential and practical challenges. In: ISPRS Congress, 20., 2004, Istanbul, Turkey. Geo-Imagery Bridging Continents: proceedings...Istanbul, 2004. p. 201-206. (International archives of photogrammetry, remote sensing and spatial information sciences, v. 35, pt. B3). Commission 3. Disponível em: <<http://www.isprs.org/proceedings/XXXV/congress/comm3/papers/267.pdf>>. Acesso em: 10 out. 2009.

WAGNER, W.; ULLRICH, A.; DUCIC, V.; MELZER, T.; STUDNICKA, N. Gaussian decomposition and calibration of a novel small-footprint full-waveform digitising airborne laser scanner. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, v. 60, n. 2, p. 100-112, 2006.

WAHL, T. L. Prediction of embankment dam breach parameters: a literature review and needs assessment. Maryland: U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office, 1998. 60 p.

WAHL, T L., HANSON, G.J., COURIVAUD, J., MORRIS, M.W., KAHAWITA, R., McCLENATHAN, J.T., GEE, D.M. Development of Next-Generation Embankment Dam Breach Models, United States Society on Dams, 28th Annual USSD Conference, Portland, OR, Abril - Maio, 2008, pp. 767-779.

WANG, W.; YANG, X.; YAO, T . Evaluation of ASTER GDEM and SRTM and their suitability in hydraulic modelling of a glacial lake outburst flood in southeast Tibet. Hydrological Processes, v. 26, n. 2, p. 213-225, 2012.

WASHINGTON (MGS Engineering Consultants), Dam Safety Guidelines, Technical Note 1: Dam Break Inundation Analysis and Downstream Hazard Classification, Washington State Department of Ecology Publication No. 92-55E (revised), Washington, 2007, 34 p.

WEHR, A.; LOHR, U. Airborne laser scanning-an introduction and overview. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, v. 54, n. 2-3, p. 68-82, 1999.

WERNER, M. G. F.; HUNTER, N. M.; BATES, P. D. Identifiability of distributed floodplain roughness values in flood extent estimation. *Journal of Hydrology*, v. 314, n. 1, p. 139-157, 2005.

WOLMAN, M.G; LEOPOLD, L. B. River flood plains: some observations on their formation. US Geol. Survey. Prof. Paper 282-C, p. 87-107, 1957.

USACE - U.S. Army Corps of Engineers, Hydraulic Design Criteria, Hydraulic Design Chart III -5, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MI, 1977a.

USACE - U.S. Army Corps of Engineers, Hydraulic Design Criteria, Hydraulic Design Chart III -3/2, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MI, 1977b.

WONG, J. S.; FREER, J. E.; BATES, P. D.; SEAR, D. A.; STEPHENS, E. M. Sensitivity of a hydraulic model to channel erosion uncertainty during extreme flooding. *Hydrological Processes*, v. 29, n. 2, p. 261-279, 2015.

WU, W. *et al.* *Earthen embankment breaching*. *Journal of hydraulic engineering*, v. 137, n. 12, p. 1549-1564, 2011.

XU, Y., ZHANG, LM., *Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135 (12), pp 1957-1970, 2009.

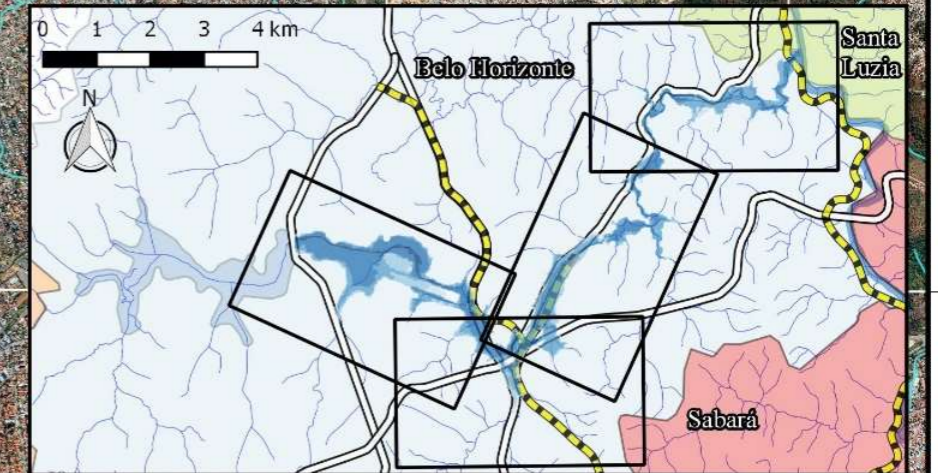
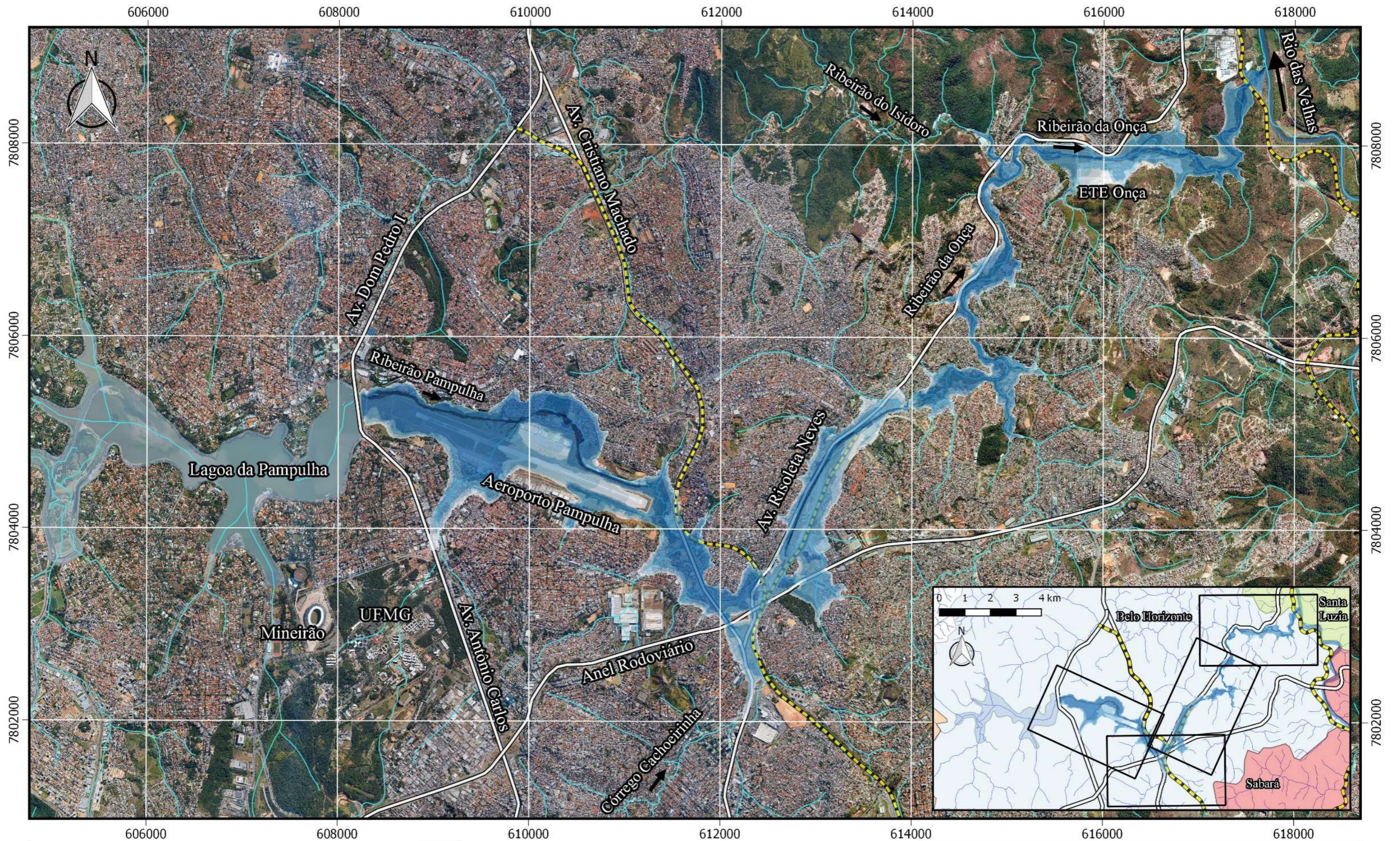
YAMAZAKI, D.; BAUGH, C. A.; BATES, P. D.; KANAE, S.; ALSDORF, D. E.; OKI, T. Adjustment of a spaceborne DEM for use in floodplain hydrodynamic modeling. *Journal of hydrology*, v. 436, p. 81-91, 2012.

YAN, K.; TARPANELLI, A.; BALINT, G.; MORAMARCO, T.; BALDASSARRE, G. D. Exploring the Potential of SRTM Topography and Radar Altimetry to Support Flood Propagation Modeling Danube Case Study. *Journal of Hydrologic Engineering*, 2014.

YAN, K.; DI BALDASSARRE, G.; SOLOMATINE, D. P.; SCHUMANN, G. J. P. A review of low-cost space-borne data for flood modelling; topography, flood extent and water level. *Hydrological Processes*, 2015.

## APÊNDICE A – MAPAS DE INUNDAÇÃO





0 1 2 3 4 km

**ESCALA ORIGINAL 1:40.000**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Profundidade do Escoamento		Legenda	
	H ≤ 0,61 m		Ferrovia
	0,61 m < H ≤ 1,50 m		Avenidas e rodovias mais importantes
	1,50 m < H ≤ 3,00 m		Hidrografia
	3,00 m < H ≤ 6,00 m		Lagoa da Pampulha
	6,00 m < H ≤ 12,00 m		
	H > 12,00 m		

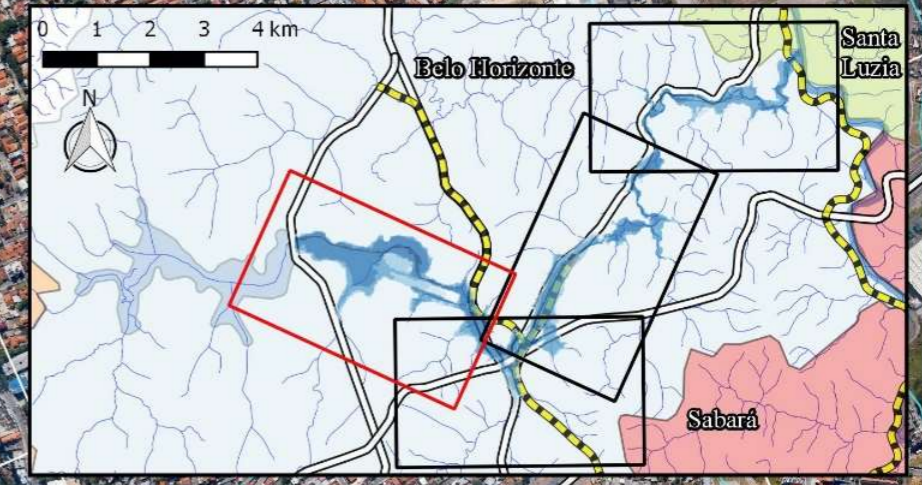
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Profundidades Máximas - Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 1/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Profundidade do Escoamento		Legenda	
	H ≤ 0,61 m		Ferrovia
	0,61 m < H ≤ 1,50 m		Avenidas e rodovias mais importantes
	1,50 m < H ≤ 3,00 m		Hidrografia
	3,00 m < H ≤ 6,00 m		Lagoa da Pampulha
	6,00 m < H ≤ 12,00 m		
	H > 12,00 m		

**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Profundidades Máximas - Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 2/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Profundidade do Escoamento		Legenda	
	H ≤ 0,61 m		Ferrovia
	0,61 m < H ≤ 1,50 m		Avenidas e rodovias mais importantes
	1,50 m < H ≤ 3,00 m		Hidrografia
	3,00 m < H ≤ 6,00 m		Lagoa da Pampulha
	6,00 m < H ≤ 12,00 m		
	H > 12,00 m		

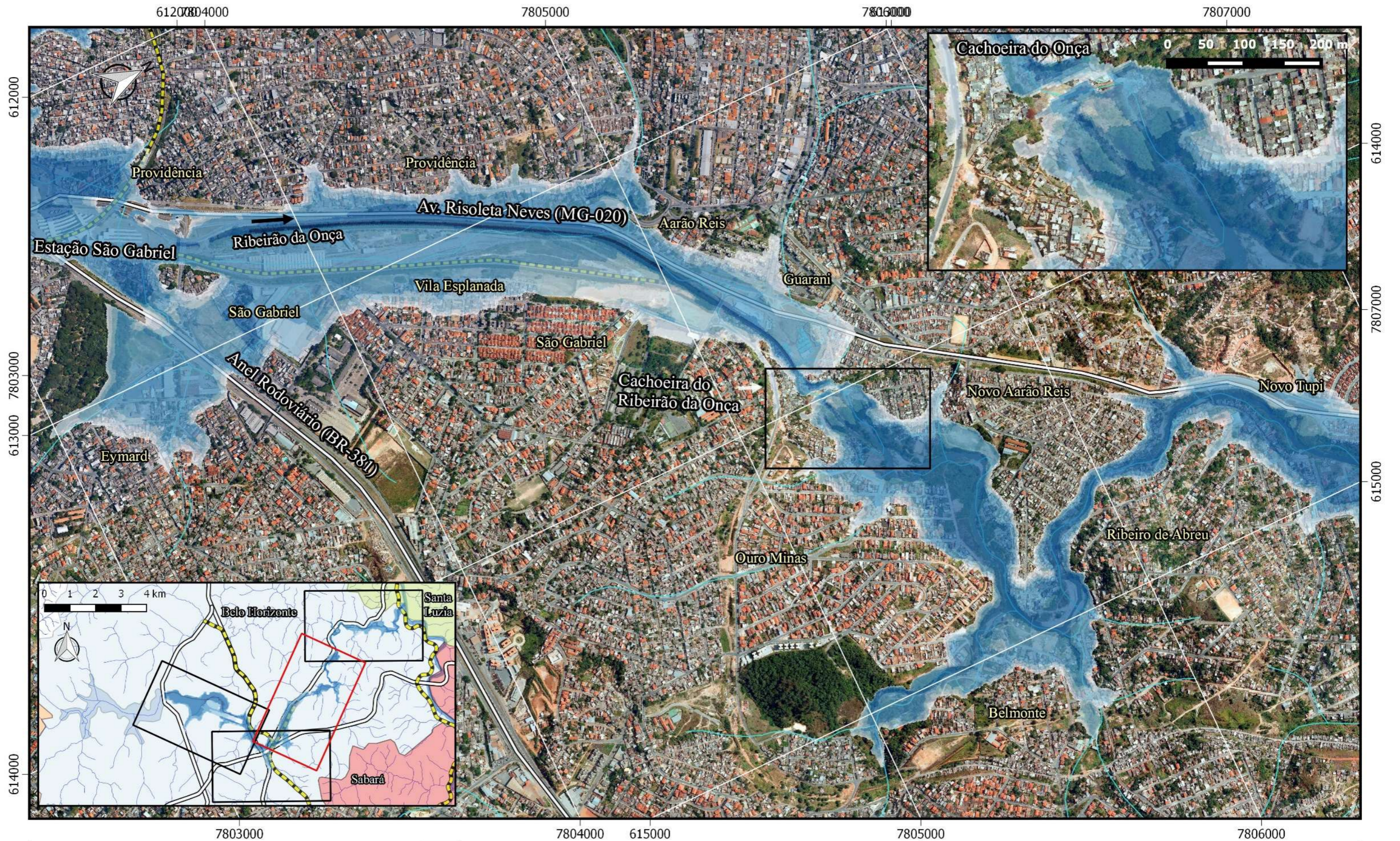
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Profundidades Máximas - Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 3/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Profundidade do Escoamento		Legenda	
	H ≤ 0,61 m		Ferrovia
	0,61 m < H ≤ 1,50 m		Avenidas e rodovias mais importantes
	1,50 m < H ≤ 3,00 m		Hidrografia
	3,00 m < H ≤ 6,00 m		Lagoa da Pampulha
	6,00 m < H ≤ 12,00 m		
	H > 12,00 m		

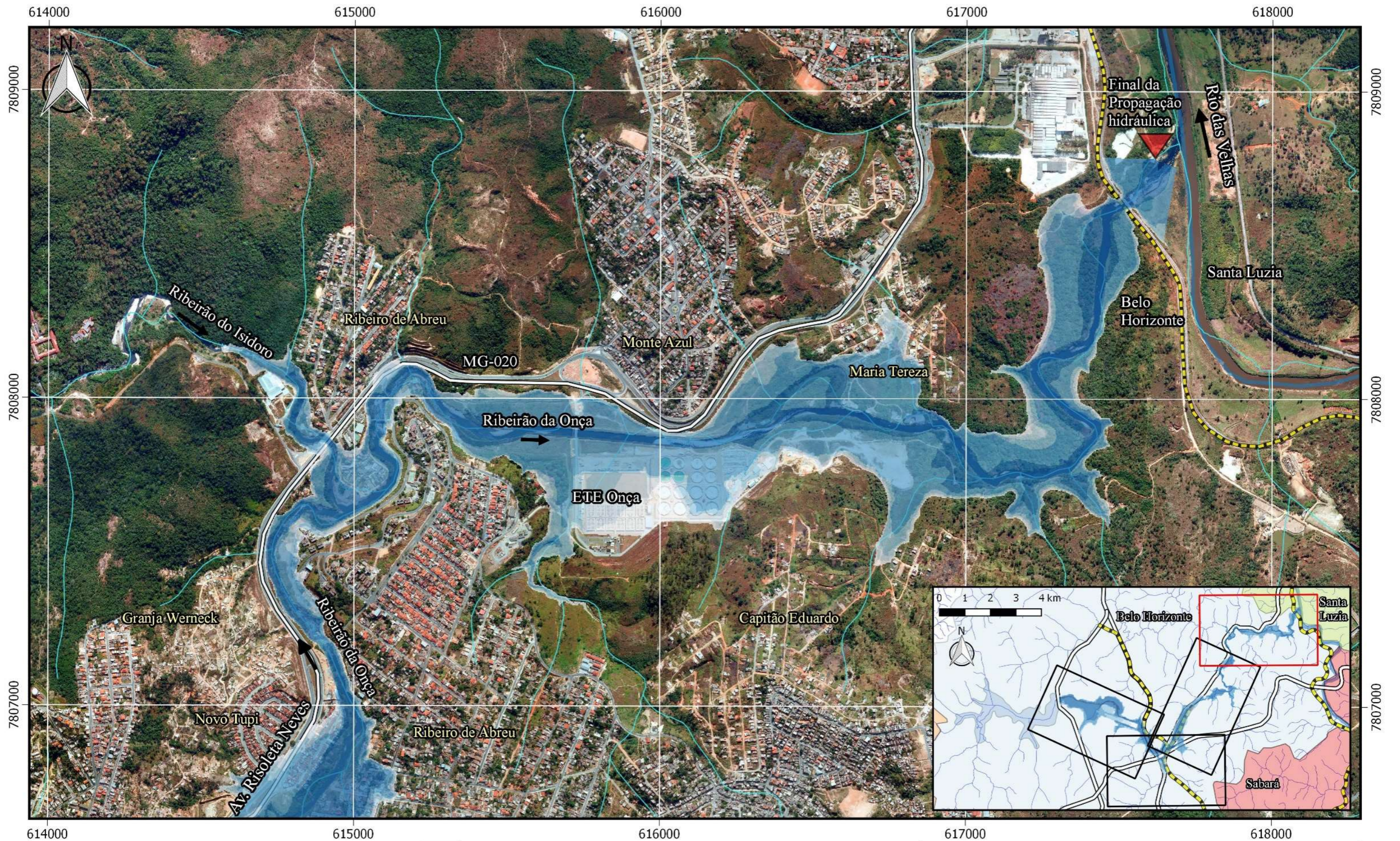
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Profundidades Máximas - Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 3/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

**Profundidade do Escoamento**

- $H \leq 0,61$  m
- $0,61$  m <  $H \leq 1,50$  m
- $1,50$  m <  $H \leq 3,00$  m
- $3,00$  m <  $H \leq 6,00$  m
- $6,00$  m <  $H \leq 12,00$  m
- $H > 12,00$  m

**Legenda**

- Ferrovia
- Avenidas e rodovias mais importantes
- Hidrografia
- Lagoa da Pampulha
- Final da Modelagem Hidráulica

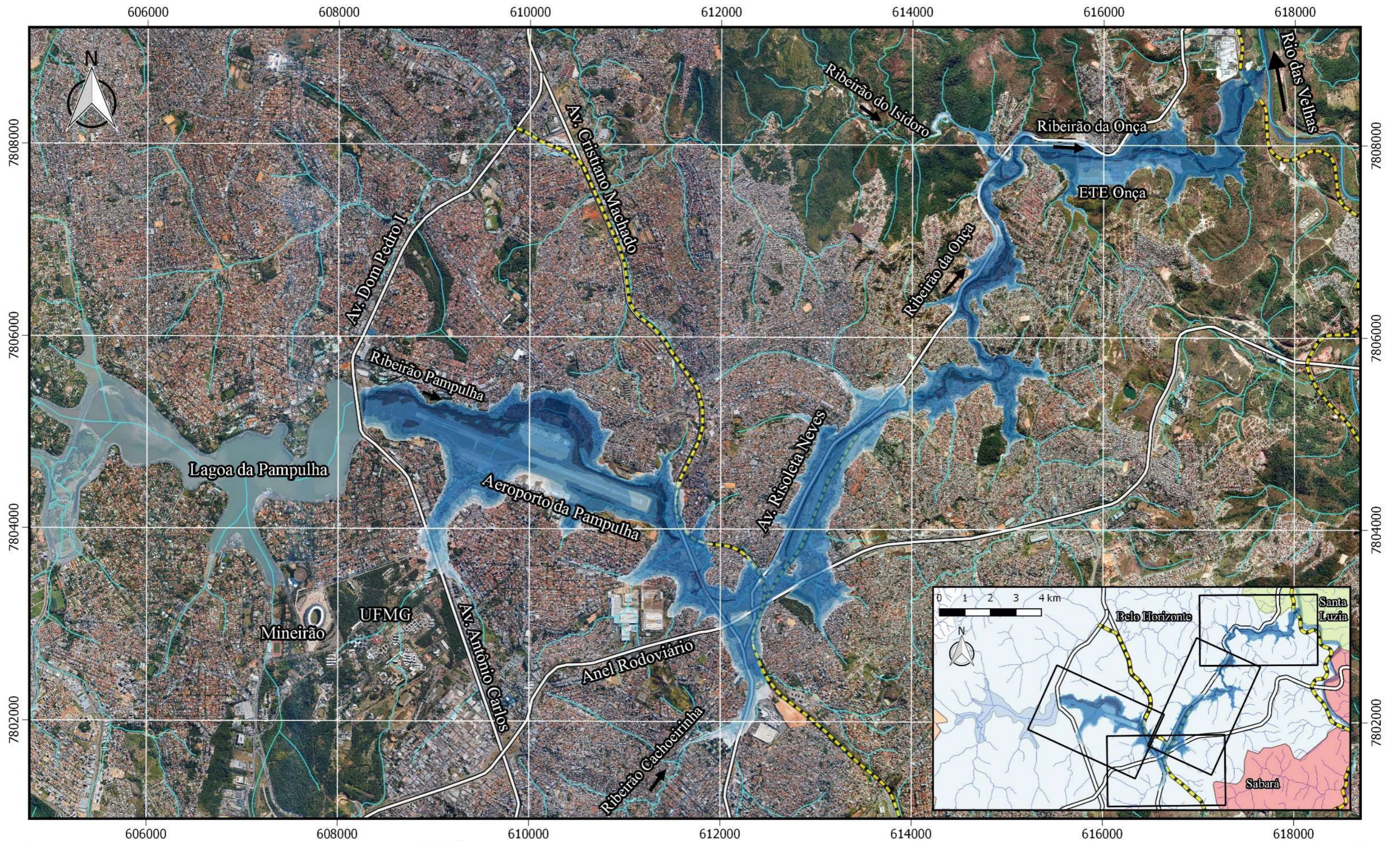
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Profundidades Máximas - Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 5/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 1 2 3 4 km

**ESCALA ORIGINAL 1:40.000**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Profundidade do Escoamento		Legenda	
	H ≤ 0,61 m		Ferrovia
	0,61 m < H ≤ 1,50 m		Avenidas e rodovias mais importantes
	1,50 m < H ≤ 3,00 m		Hidrografia
	3,00 m < H ≤ 6,00 m		Lagoa da Pampulha
	6,00 m < H ≤ 12,00 m		
	H > 12,00 m		

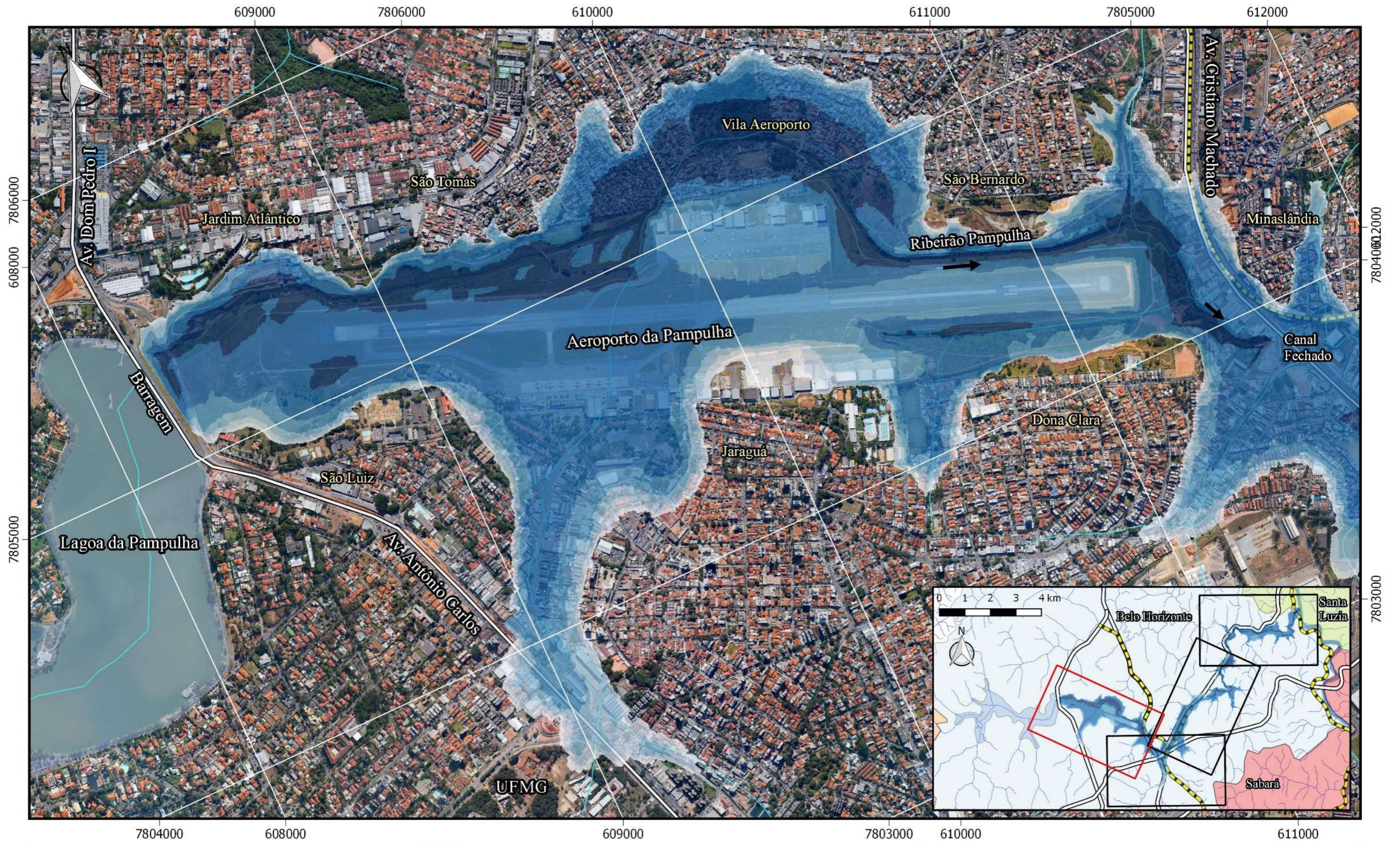
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Profundidades Máximas - Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 1/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Profundidade do Escoamento		Legenda	
	H ≤ 0,61 m		Ferrovias
	0,61 m < H ≤ 1,50 m		Avenidas e rodovias mais importantes
	1,50 m < H ≤ 3,00 m		Hidrografia
	3,00 m < H ≤ 6,00 m		Lagoa da Pampulha
	6,00 m < H ≤ 12,00 m		
	H > 12,00 m		

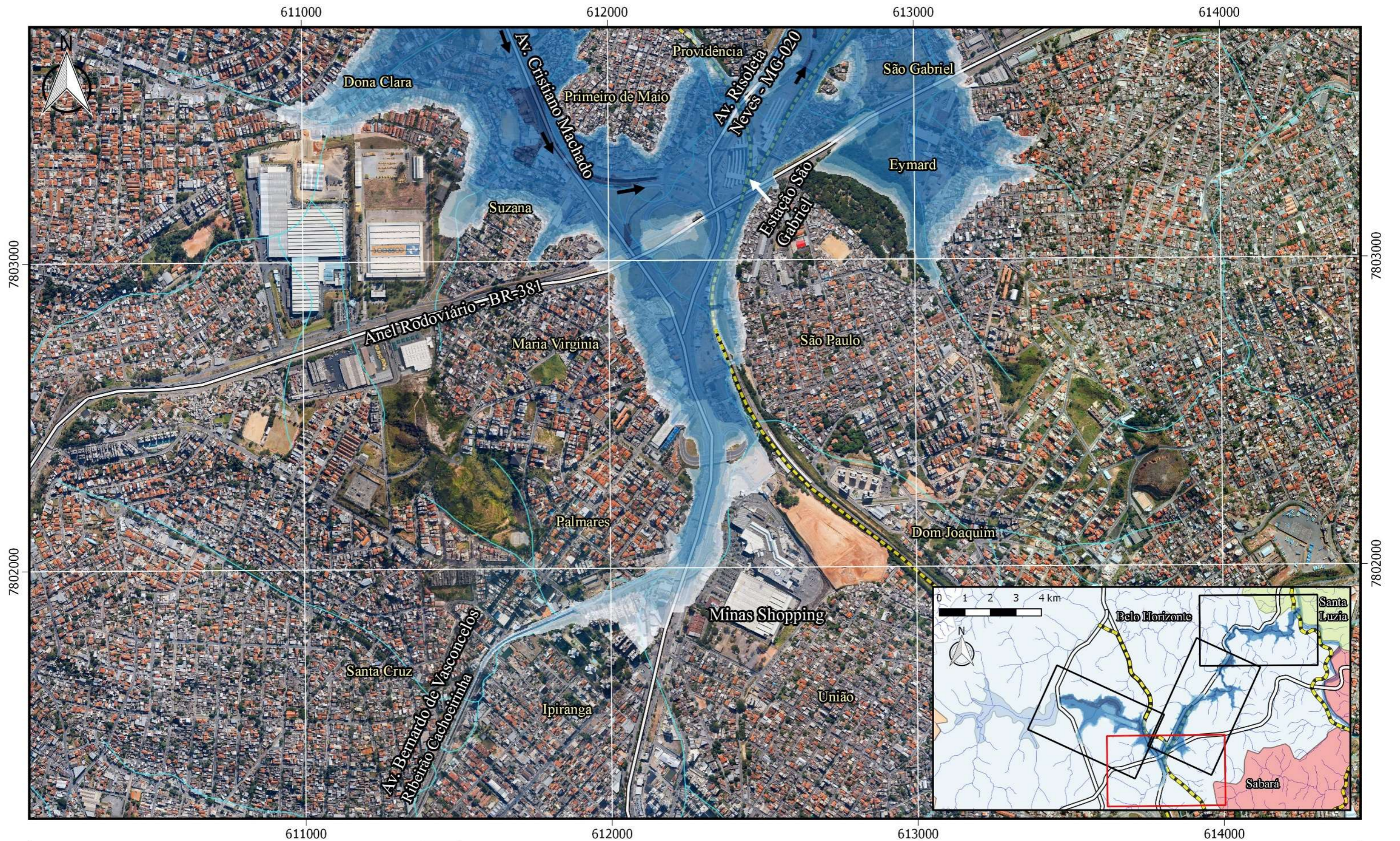
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Profundidades Máximas - Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 2/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Profundidade do Escoamento		Legenda	
	H ≤ 0,61 m		Ferrovias
	0,61 m < H ≤ 1,50 m		Avenidas e rodovias mais importantes
	1,50 m < H ≤ 3,00 m		Hidrografia
	3,00 m < H ≤ 6,00 m		Lagoa da Pampulha
	6,00 m < H ≤ 12,00 m		
	H > 12,00 m		

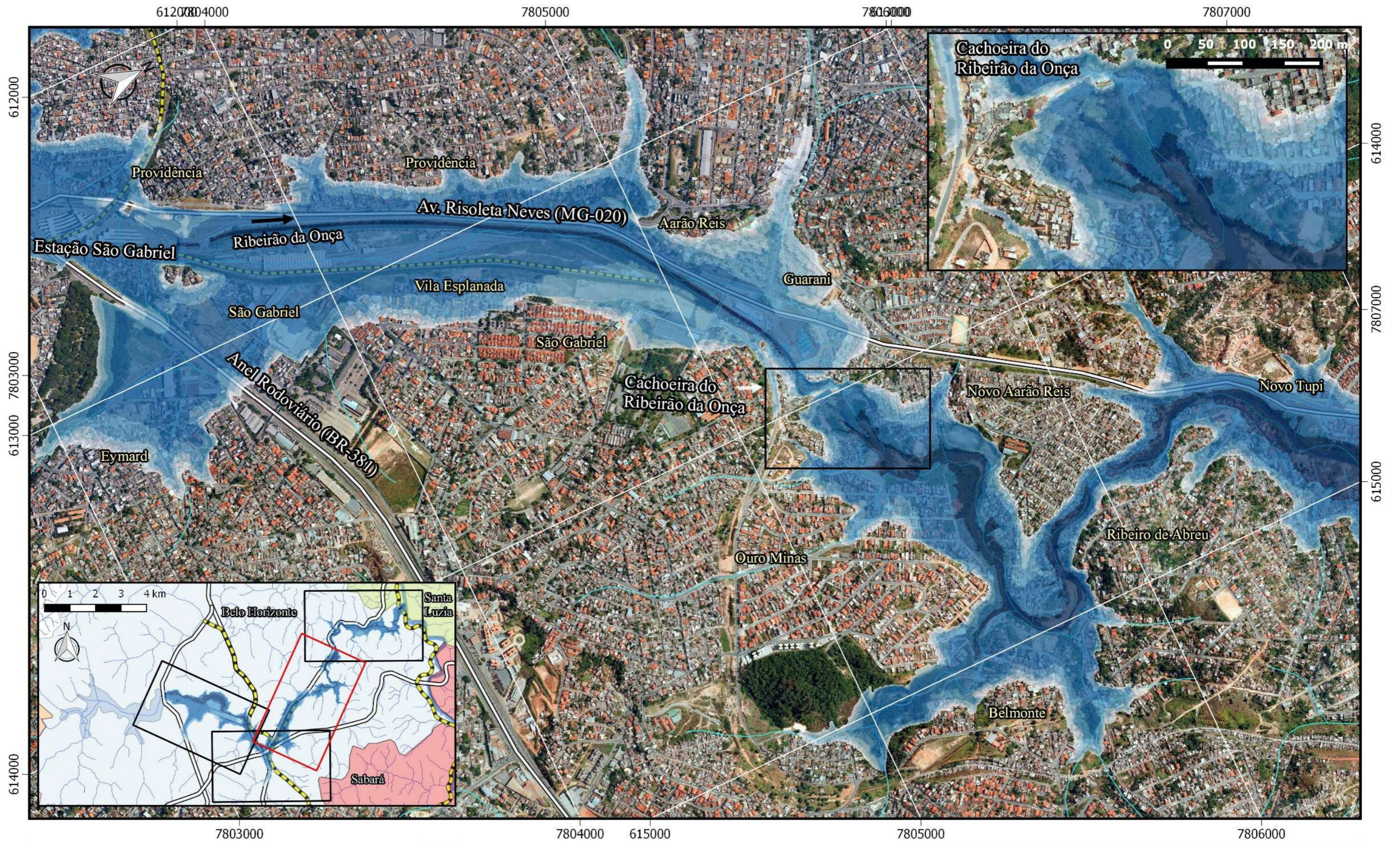
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Profundidades Máximas - Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 3/5      Data: 12/08/2016      Lorêdo Vianini Neto





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Profundidade do Escoamento		Legenda	
	H ≤ 0,61 m		Ferrovia
	0,61 m < H ≤ 1,50 m		Avenidas e rodovias mais importantes
	1,50 m < H ≤ 3,00 m		Hidrografia
	3,00 m < H ≤ 6,00 m		Lagoa da Pampulha
	6,00 m < H ≤ 12,00 m		
	H > 12,00 m		

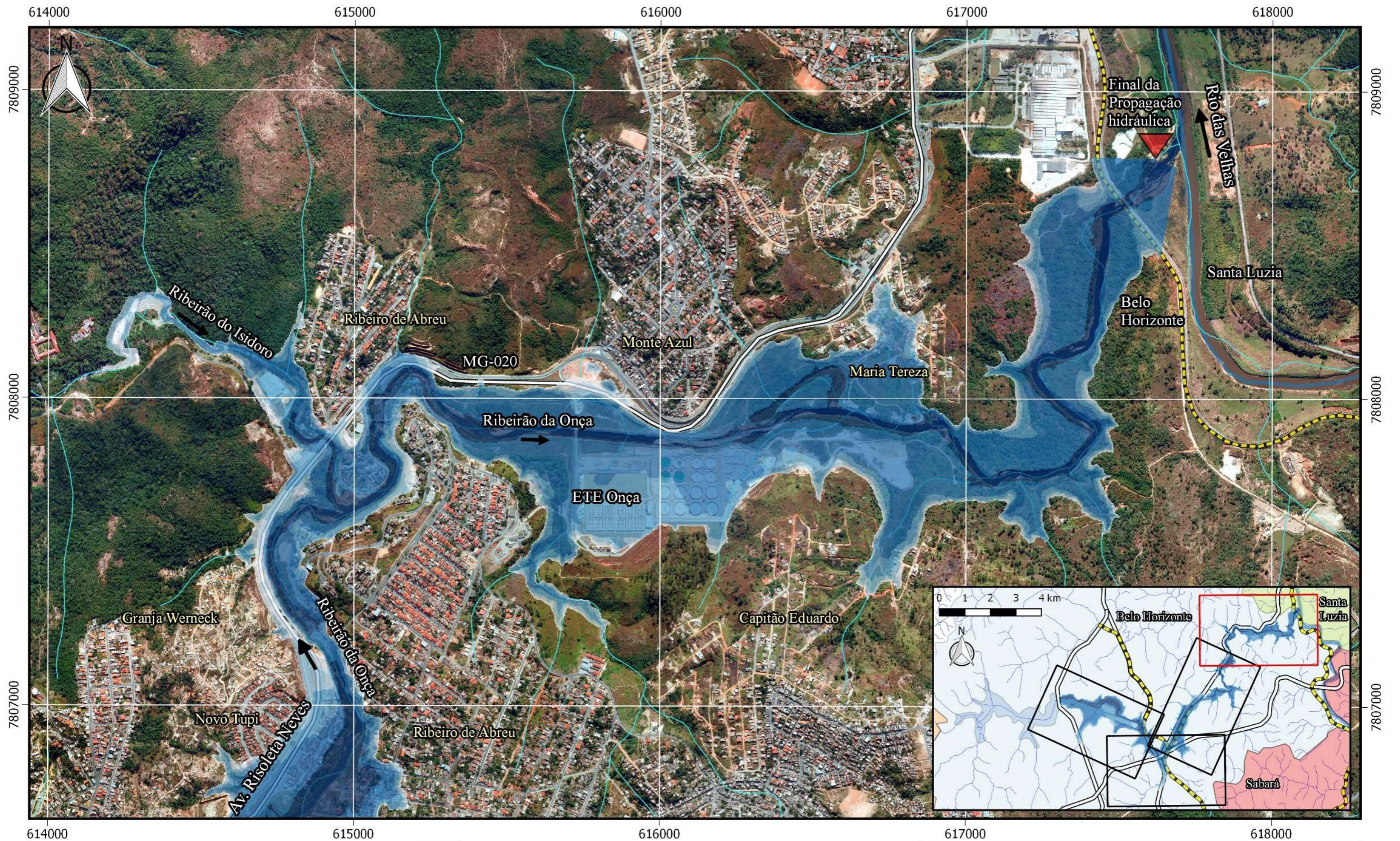
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Profundidades Máximas - Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 3/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Profundidade do Escoamento		Legenda	
	$H \leq 0,61 \text{ m}$		Ferrovia
	$0,61 \text{ m} < H \leq 1,50 \text{ m}$		Avenidas e rodovias mais importantes
	$1,50 \text{ m} < H \leq 3,00 \text{ m}$		Hidrografia
	$3,00 \text{ m} < H \leq 6,00 \text{ m}$		Lagoa da Pampulha
	$6,00 \text{ m} < H \leq 12,00 \text{ m}$		Final da Modelagem Hidráulica
	$H > 12,00 \text{ m}$		

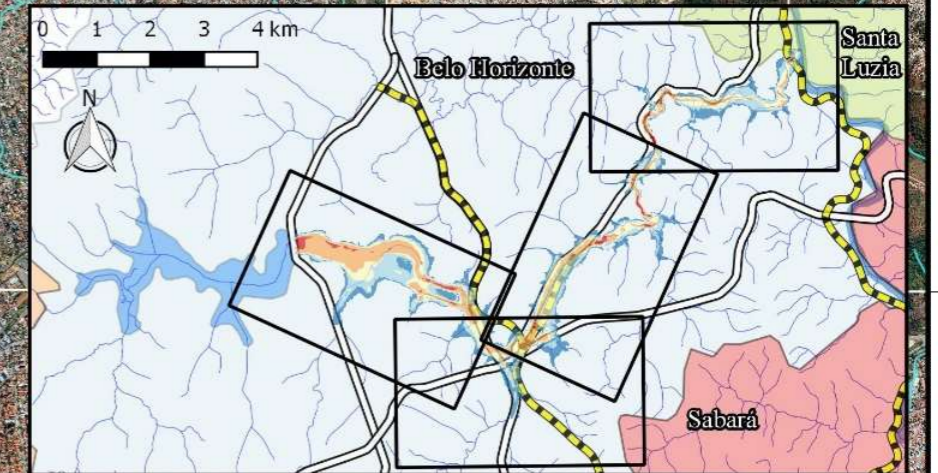
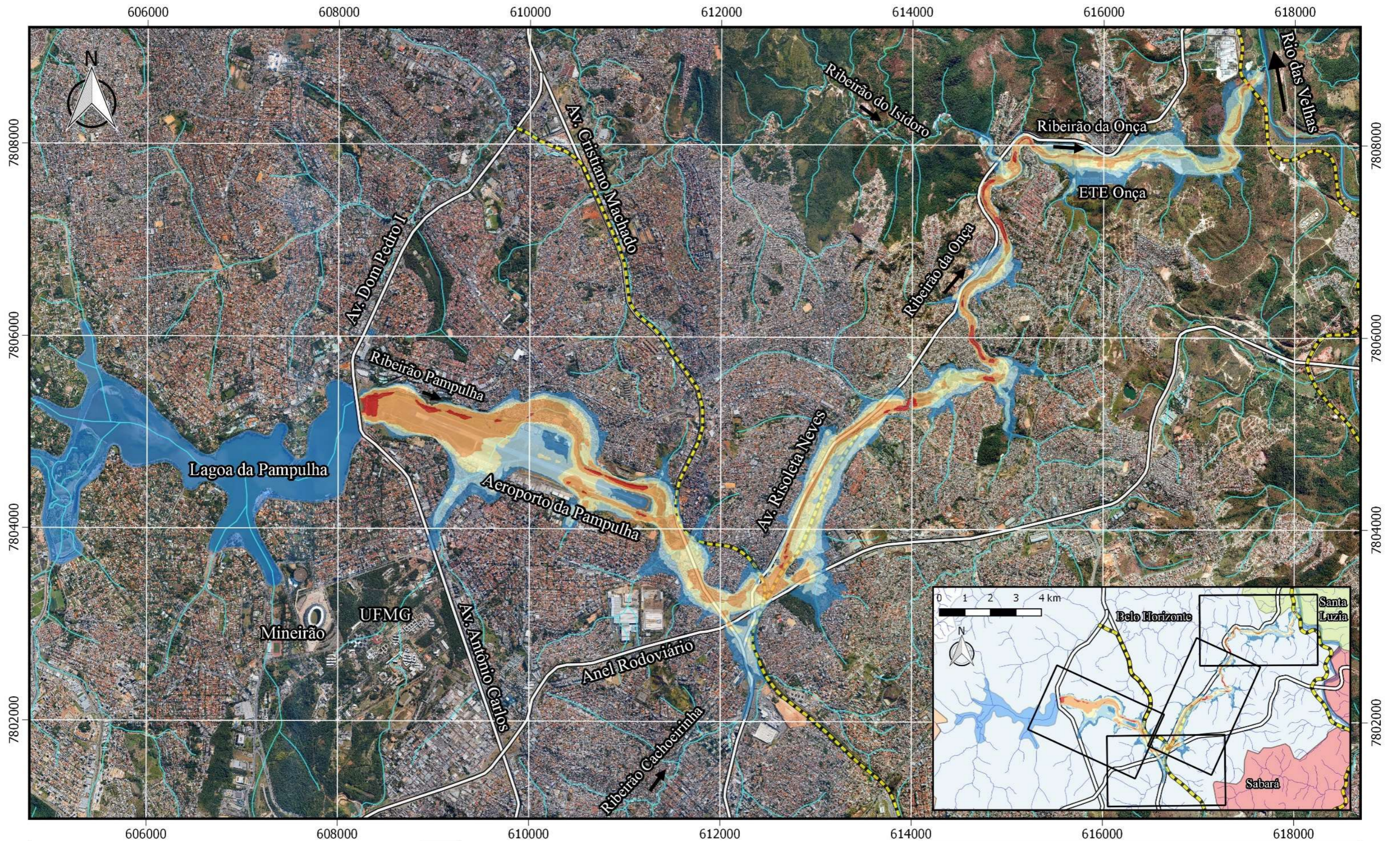
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Profundidades Máximas - Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 5/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 1 2 3 4 km

**ESCALA ORIGINAL 1:40.000**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE

**Formato construído para impressão em A3**

Velocidade máxima	Legenda
$V \leq 0,25 \text{ m/s}$	Ferrovia
$0,25 \text{ m/s} < V \leq 0,50 \text{ m/s}$	Avenidas e rodovias mais importantes
$0,50 \text{ m/s} < V \leq 0,75 \text{ m/s}$	Hidrografia
$0,75 \text{ m/s} < V \leq 1,50 \text{ m/s}$	Lagoa da Pampulha
$V > 1,50 \text{ m/s}$	

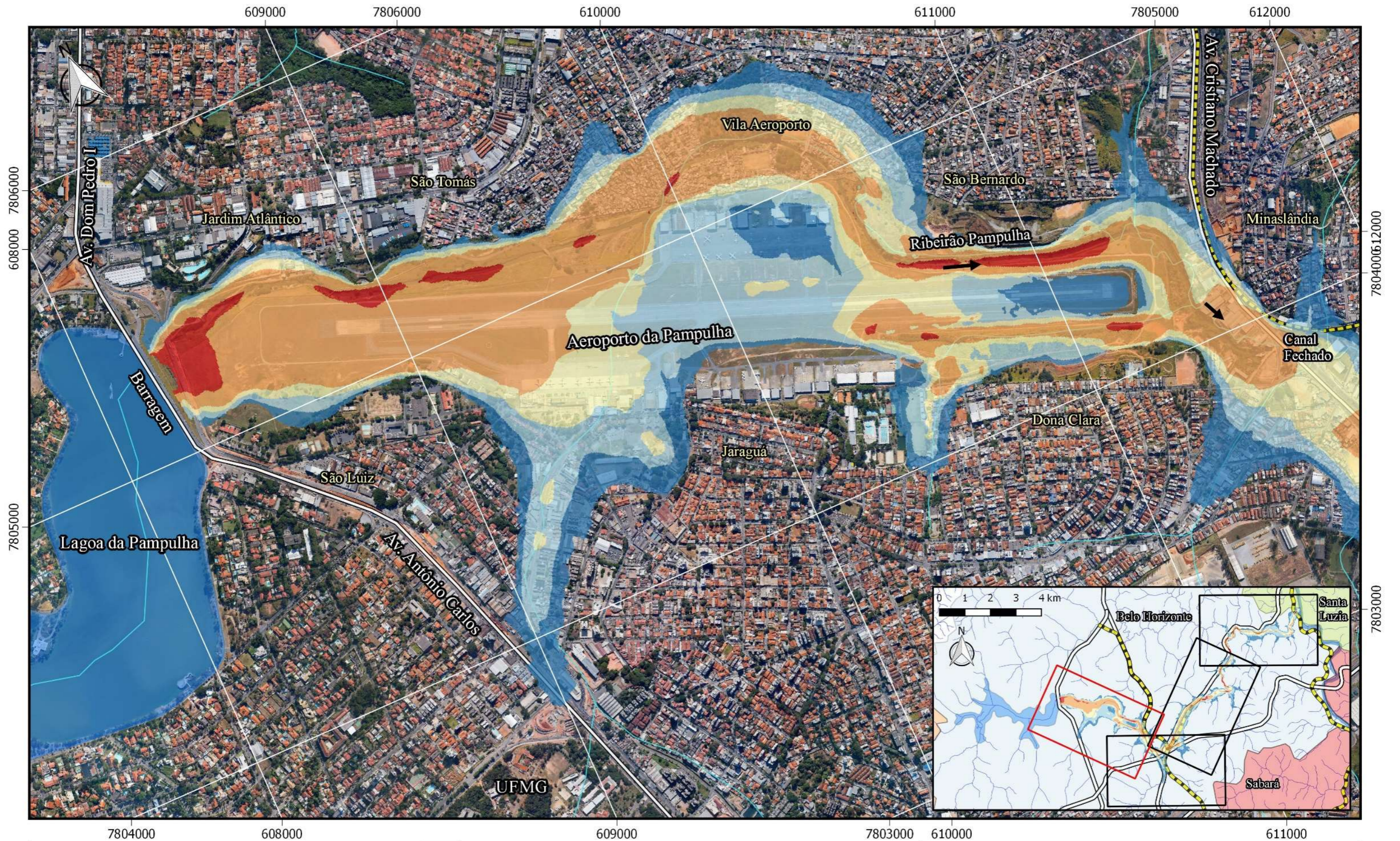
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Velocidades Máximas  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 1/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Velocidade máxima	Legenda
$V \leq 0,25 \text{ m/s}$	Ferrovias
$0,25 \text{ m/s} < V \leq 0,50 \text{ m/s}$	Avenidas e rodovias mais importantes
$0,50 \text{ m/s} < V \leq 0,75 \text{ m/s}$	Hidrografia
$0,75 \text{ m/s} < V \leq 1,50 \text{ m/s}$	Lagoa da Pampulha
$V > 1,50 \text{ m/s}$	

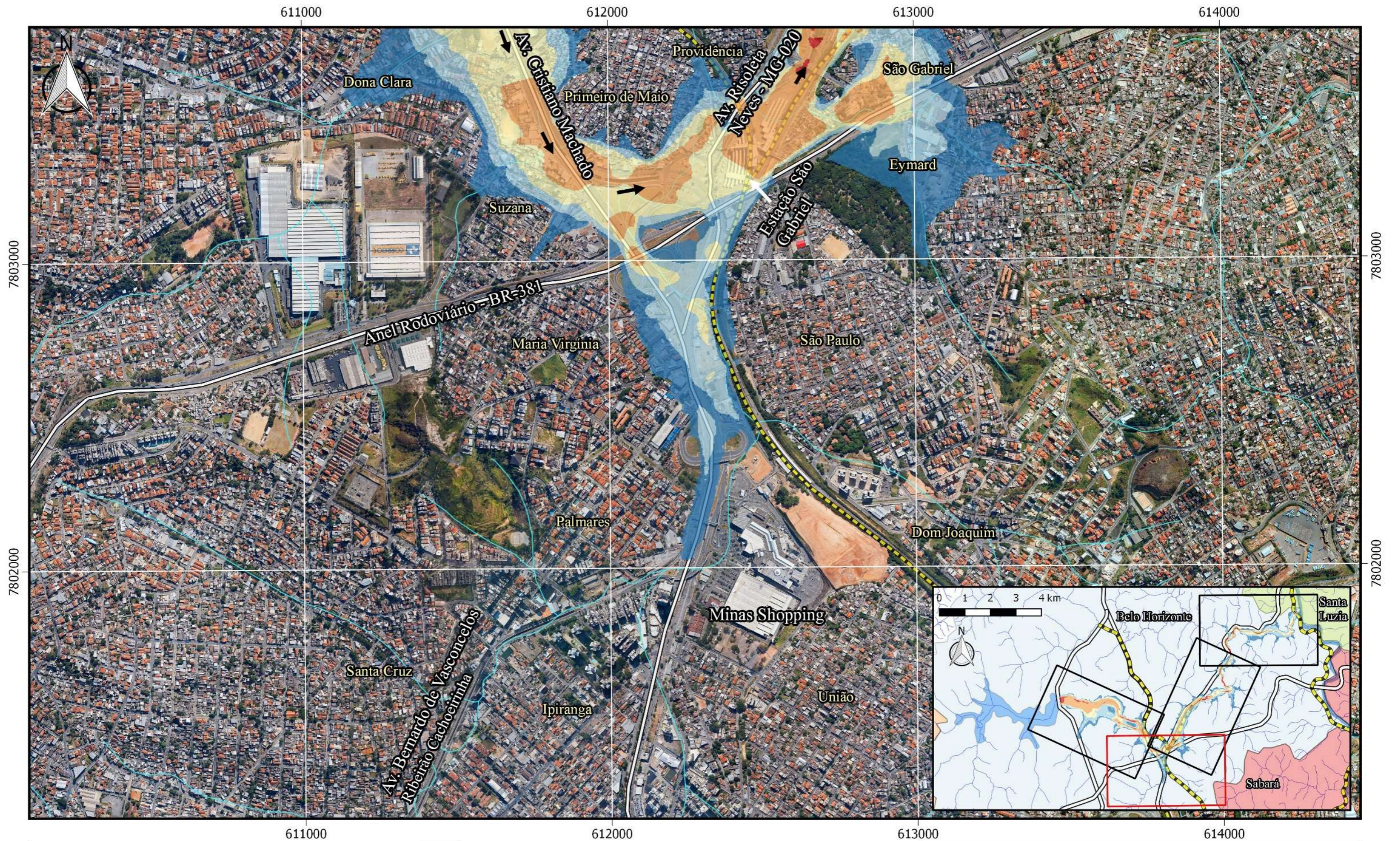
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Velocidades Máximas  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 2/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Velocidade máxima	Legenda
$V \leq 0,25 \text{ m/s}$	Ferrovia
$0,25 \text{ m/s} < V \leq 0,50 \text{ m/s}$	Avenidas e rodovias mais importantes
$0,50 \text{ m/s} < V \leq 0,75 \text{ m/s}$	Hidrografia
$0,75 \text{ m/s} < V \leq 1,50 \text{ m/s}$	Lagoa da Pampulha
$V > 1,50 \text{ m/s}$	

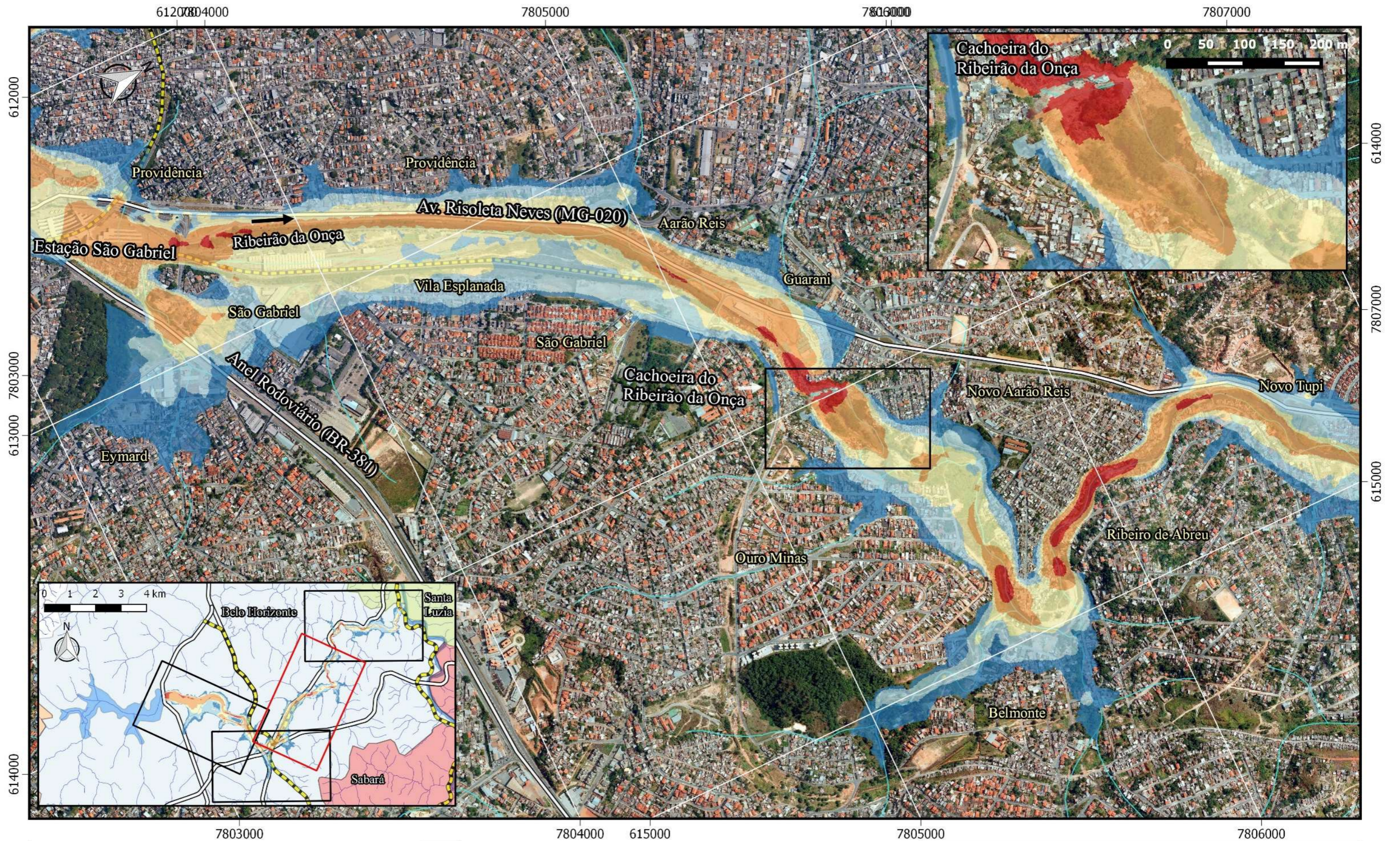
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Velocidades Máximas  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 3/5      Data: 12/08/2016      Lorêdo Vianini Neto





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE

**Formato construído para impressão em A3**

Velocidade máxima	Legenda
$V \leq 0,25$ m/s	Ferrovia
$0,25$ m/s < $V \leq 0,50$ m/s	Avenidas e rodovias mais importantes
$0,50$ m/s < $V \leq 0,75$ m/s	Hidrografia
$0,75$ m/s < $V \leq 1,50$ m/s	Lagoa da Pampulha
$V > 1,50$ m/s	

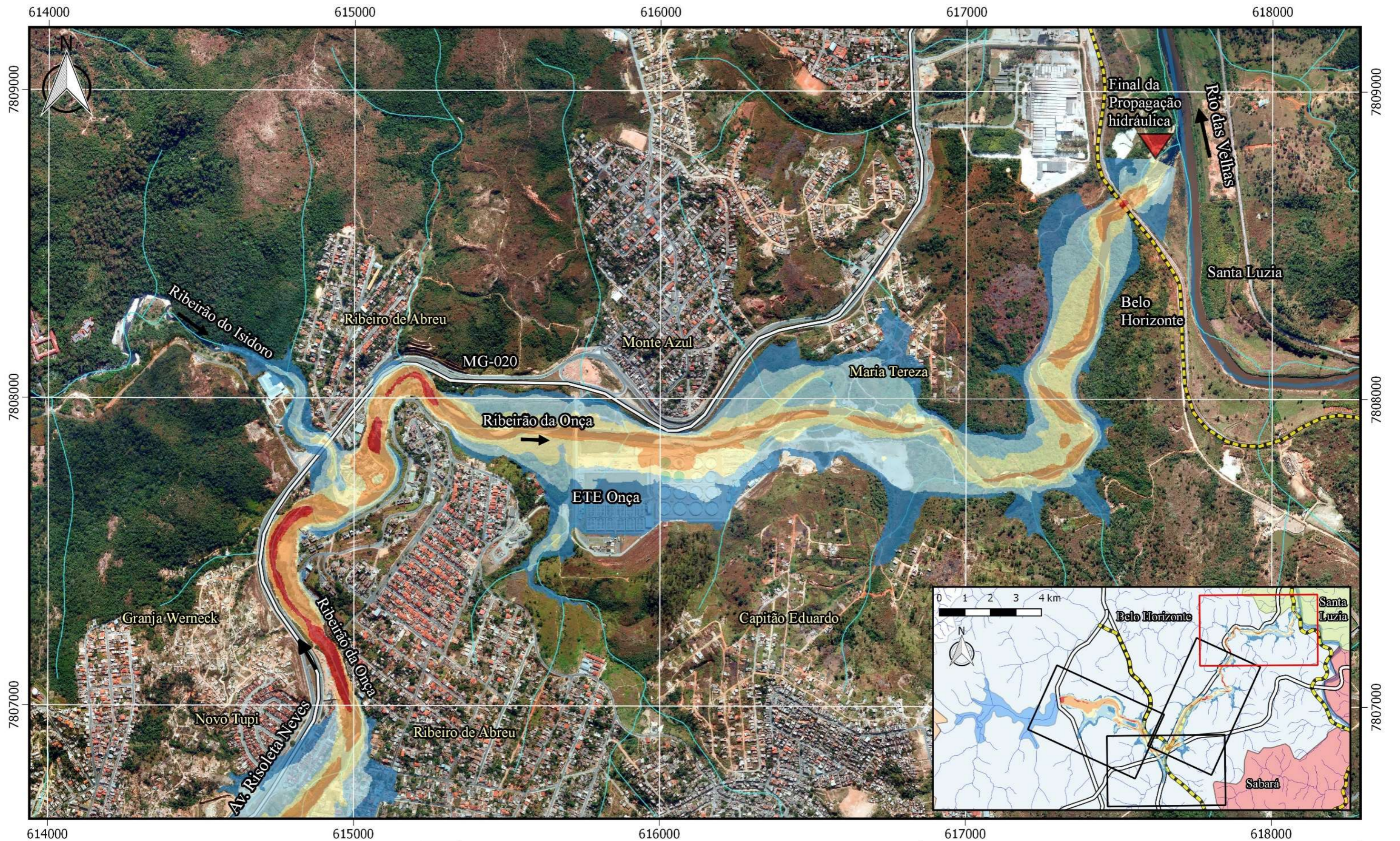
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Velocidades Máximas  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 3/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Velocidade máxima	Legenda
$V \leq 0,25 \text{ m/s}$	Ferrovia
$0,25 \text{ m/s} < V \leq 0,50 \text{ m/s}$	Avenidas e rodovias mais importantes
$0,50 \text{ m/s} < V \leq 0,75 \text{ m/s}$	Hidrografia
$0,75 \text{ m/s} < V \leq 1,50 \text{ m/s}$	Lagoa da Pampulha
$V > 1,50 \text{ m/s}$	Final da Modelagem Hidráulica

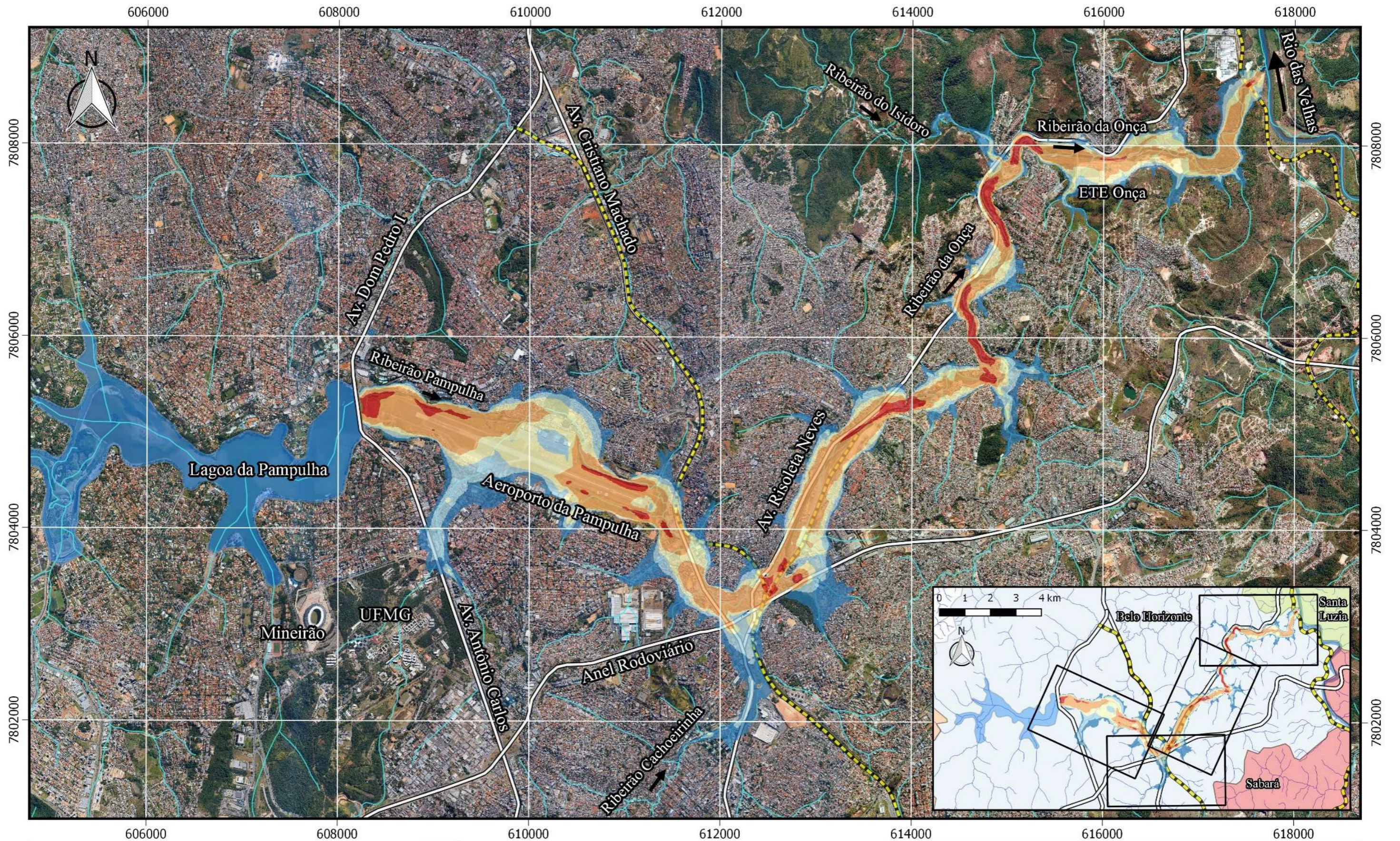
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Velocidades Máximas  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 5/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 1 2 3 4 km

**ESCALA ORIGINAL 1:40.000**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE

**Formato construído para impressão em A3**

**Velocidade máxima**

- $V \leq 0,25 \text{ m/s}$
- $0,25 \text{ m/s} < V \leq 0,50 \text{ m/s}$
- $0,50 \text{ m/s} < V \leq 0,75 \text{ m/s}$
- $0,75 \text{ m/s} < V \leq 1,50 \text{ m/s}$
- $V > 1,50 \text{ m/s}$

**Legenda**

- Ferrovia
- Avenidas e rodovias mais importantes
- Hidrografia
- Lagoa da Pampulha

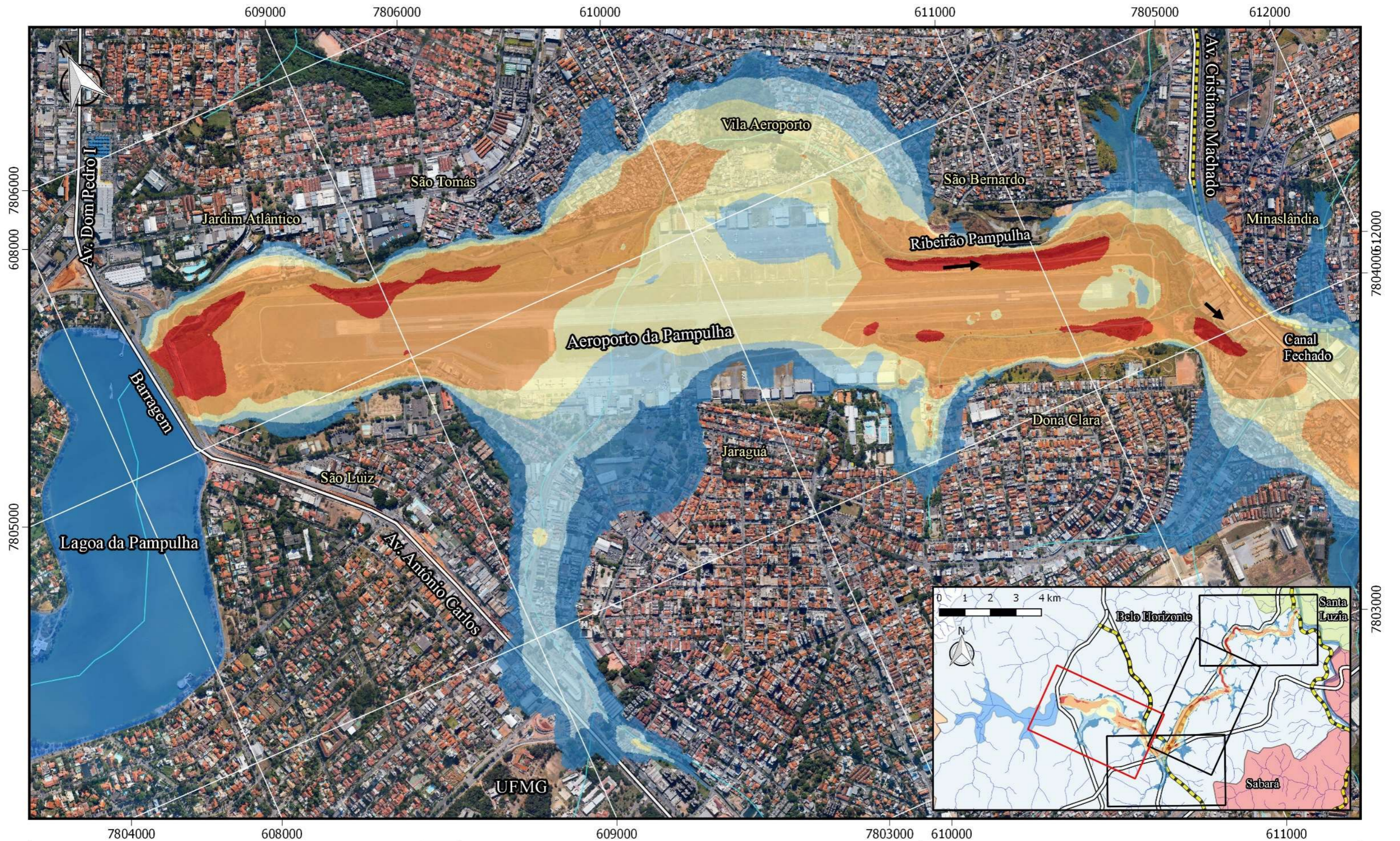
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Velocidades Máximas  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso

Folha 1/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Velocidade máxima	Legenda
$V \leq 0,25 \text{ m/s}$	Ferrovia
$0,25 \text{ m/s} < V \leq 0,50 \text{ m/s}$	Avenidas e rodovias mais importantes
$0,50 \text{ m/s} < V \leq 0,75 \text{ m/s}$	Hidrografia
$0,75 \text{ m/s} < V \leq 1,50 \text{ m/s}$	Lagoa da Pampulha
$V > 1,50 \text{ m/s}$	

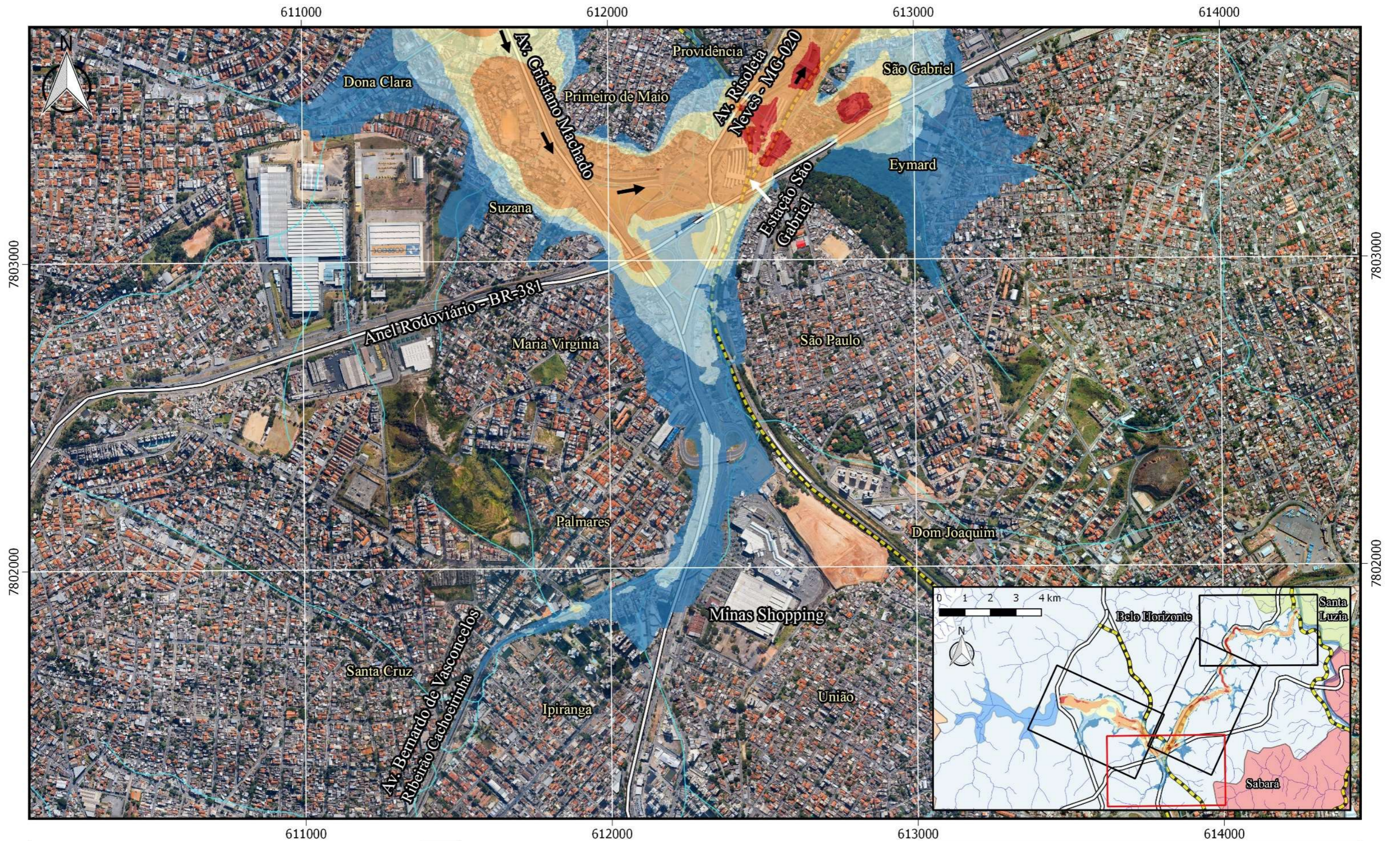
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Velocidades Máximas  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso

Folha 2/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Velocidade máxima	Legenda
$V \leq 0,25 \text{ m/s}$	Ferrovia
$0,25 \text{ m/s} < V \leq 0,50 \text{ m/s}$	Avenidas e rodovias mais importantes
$0,50 \text{ m/s} < V \leq 0,75 \text{ m/s}$	Hidrografia
$0,75 \text{ m/s} < V \leq 1,50 \text{ m/s}$	Lagoa da Pampulha
$V > 1,50 \text{ m/s}$	

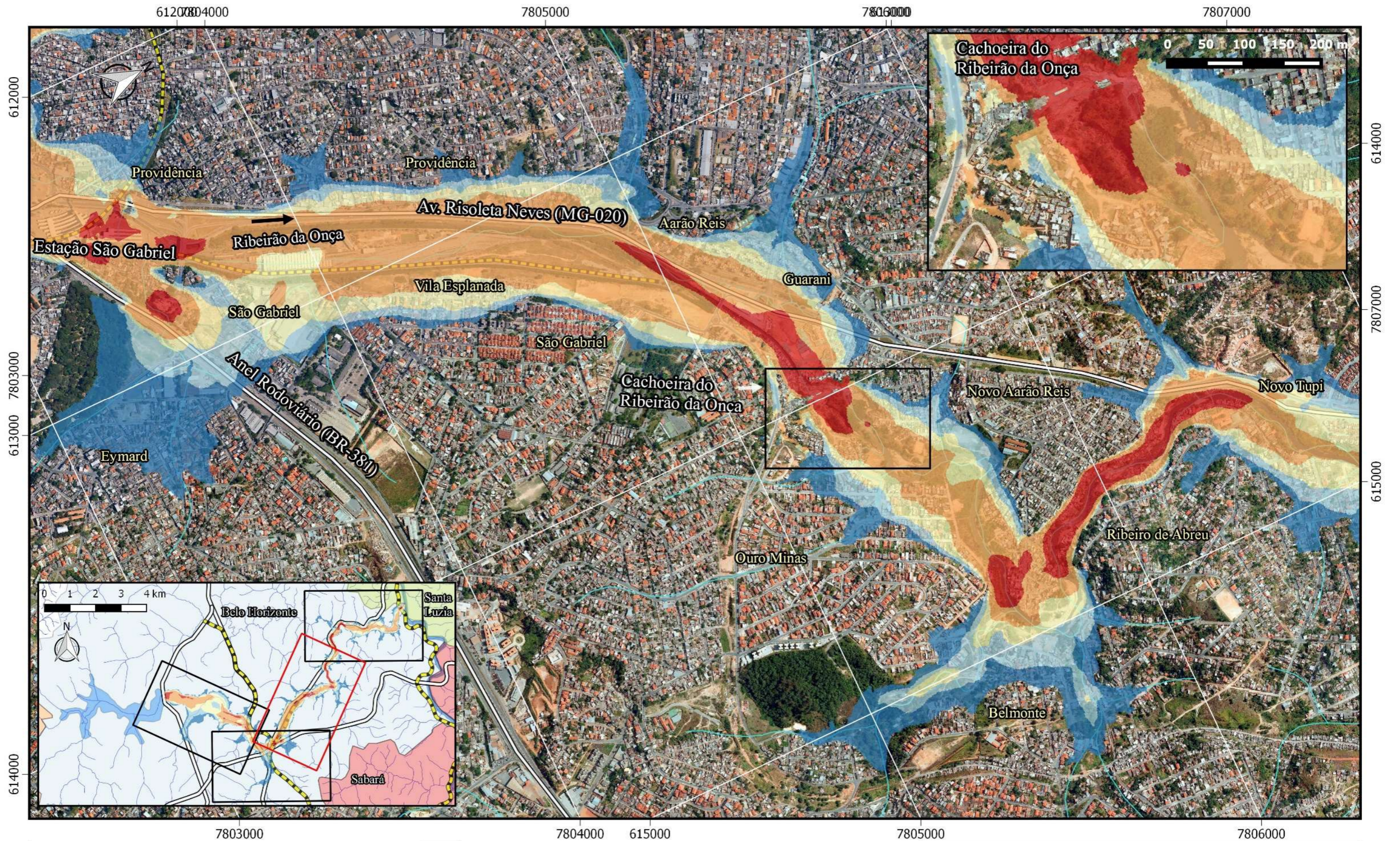
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Velocidades Máximas  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso

Folha 3/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE

**Formato construído para impressão em A3**

Velocidade máxima	Legenda
$V \leq 0,25$ m/s	Ferrovia
$0,25$ m/s < $V \leq 0,50$ m/s	Avenidas e rodovias mais importantes
$0,50$ m/s < $V \leq 0,75$ m/s	Hidrografia
$0,75$ m/s < $V \leq 1,50$ m/s	Lagoa da Pampulha
$V > 1,50$ m/s	

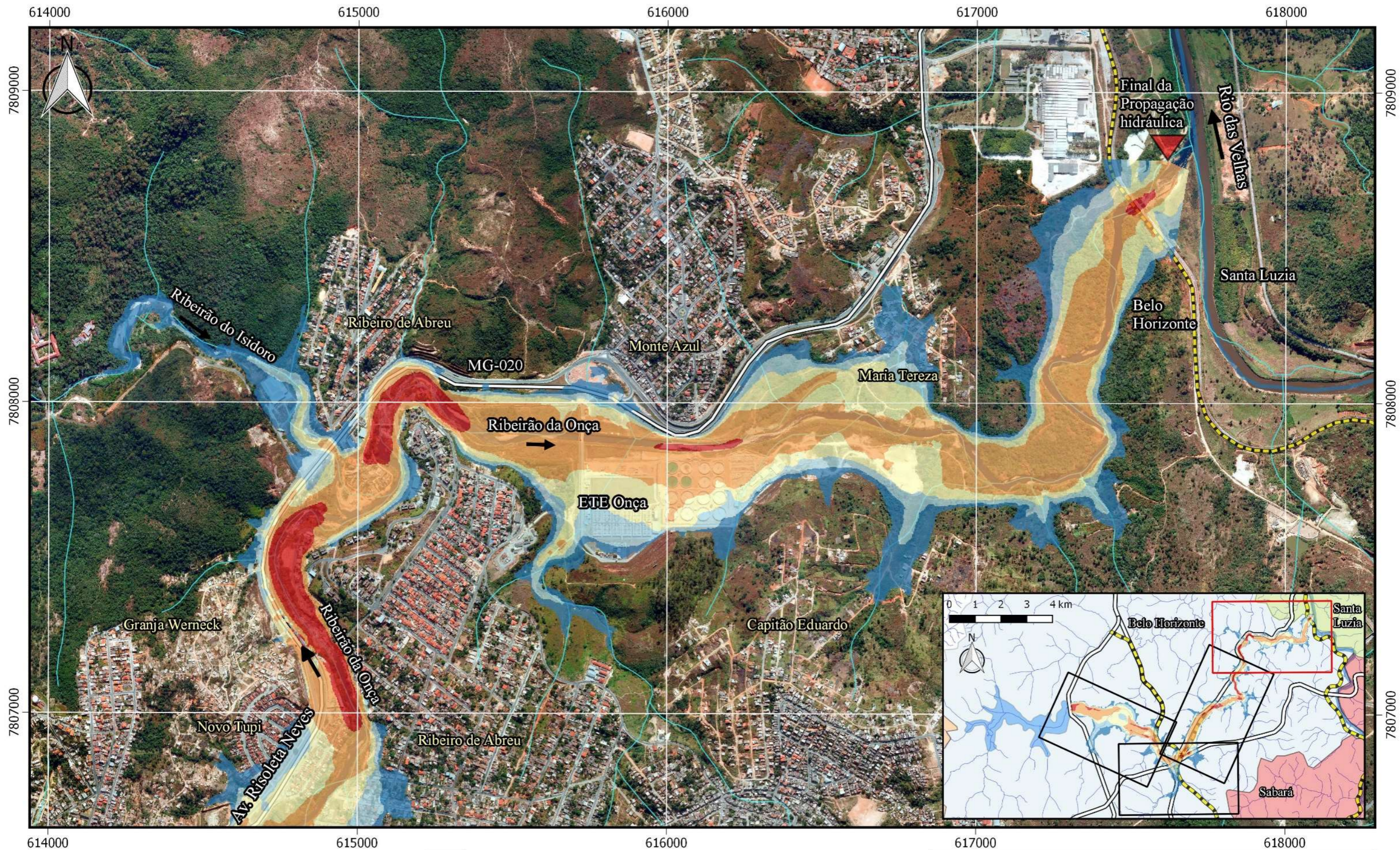
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Velocidades Máximas  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso

Folha 3/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Velocidade máxima	Legenda
$V \leq 0,25 \text{ m/s}$	Ferrovia
$0,25 \text{ m/s} < V \leq 0,50 \text{ m/s}$	Avenidas e rodovias mais importantes
$0,50 \text{ m/s} < V \leq 0,75 \text{ m/s}$	Hidrografia
$0,75 \text{ m/s} < V \leq 1,50 \text{ m/s}$	Lagoa da Pampulha
$V > 1,50 \text{ m/s}$	Final da Modelagem Hidráulica

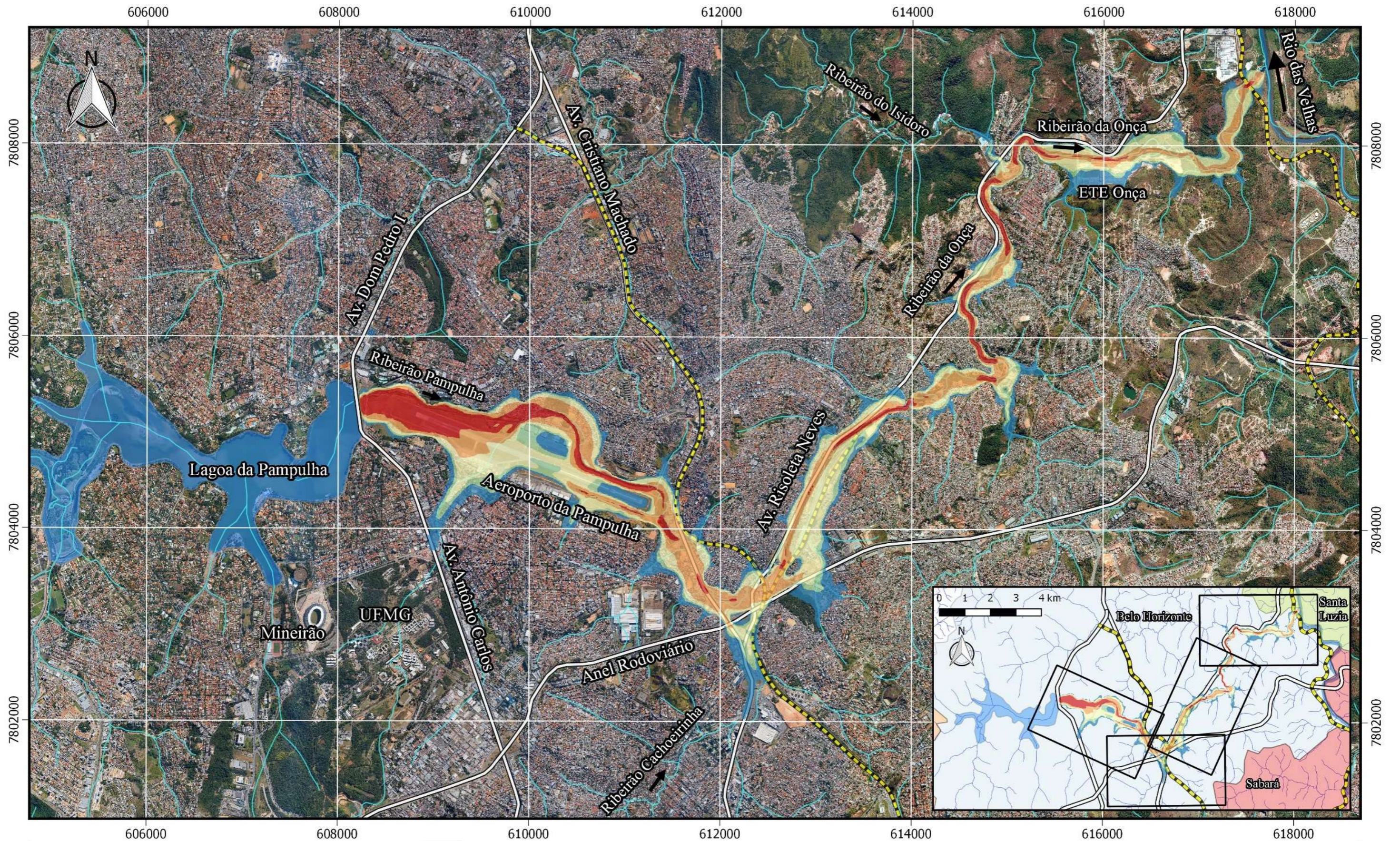
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Velocidades Máximas  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso

Folha 5/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 1 2 3 4 km

**ESCALA ORIGINAL 1:40.000**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Risco Hidrodinâmico (V x H)	Legenda
<span style="color: blue;">■</span> $RH \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ Crianças e deficientes são arrastados	<span style="color: cyan;">—</span> Hidrografia
<span style="color: lightgreen;">■</span> $0,5 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Adultos são arrastados	<span style="color: blue;">■</span> Lagoa da Pampulha
<span style="color: yellow;">■</span> $1,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 3,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas	<span style="color: black; border-bottom: 1px dashed black;">—</span> Ferrovia
<span style="color: orange;">■</span> $3,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos estruturais em edifícios e possível colapso	<span style="color: black; border-bottom: 2px solid black;">—</span> Avenidas e rodovias mais importantes
<span style="color: red;">■</span> $RH > 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Colapso de certos edifícios	

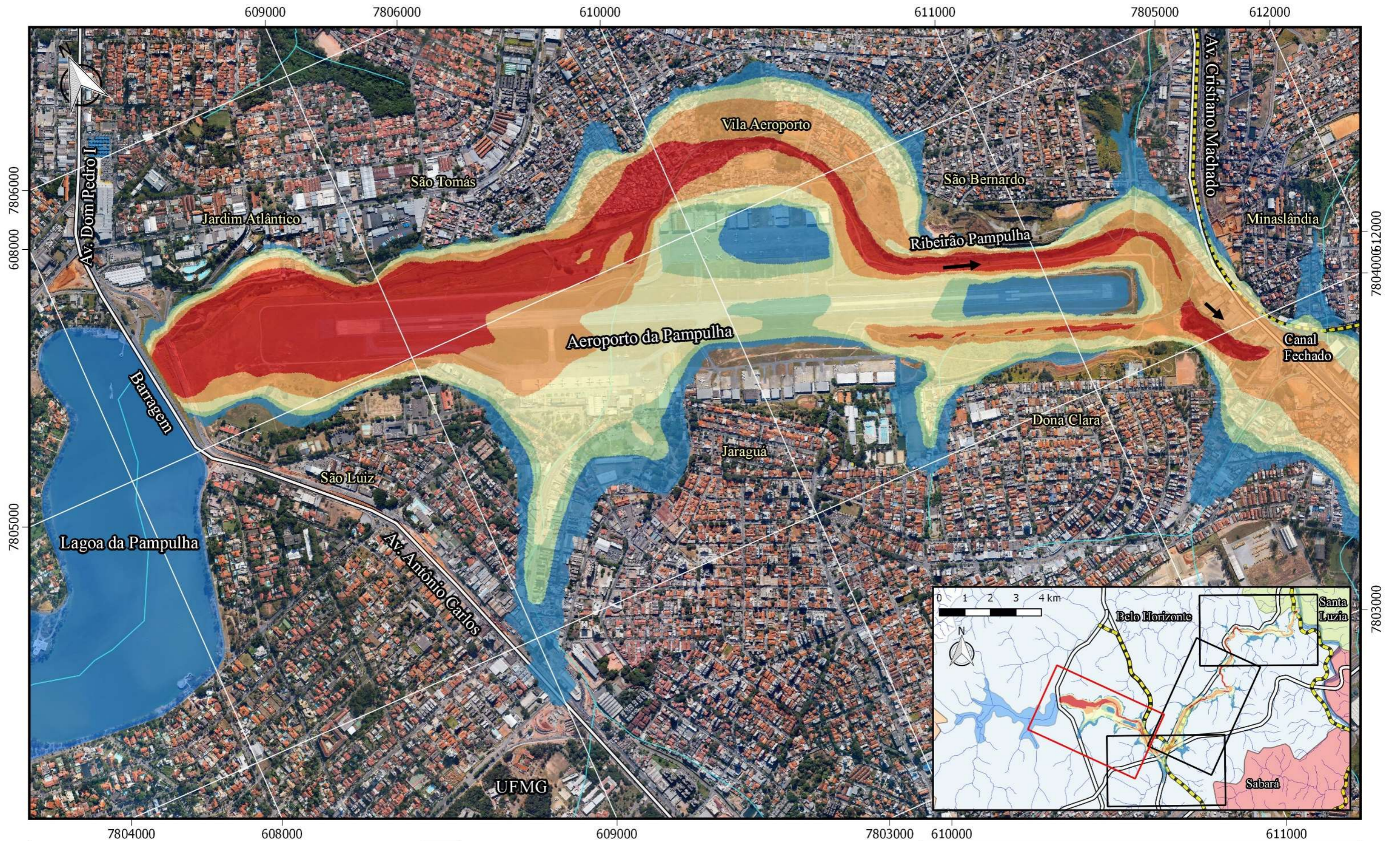
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Risco Hidrodinâmico (H x V)  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 1/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km  
**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Risco Hidrodinâmico (V x H)	Legenda
<span style="color: blue;">■</span> $RH \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ Crianças e deficientes são arrastados	<span style="color: lightblue;">—</span> Hidrografia
<span style="color: lightgreen;">■</span> $0,5 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Adultos são arrastados	<span style="color: blue;">■</span> Lagoa da Pampulha
<span style="color: yellow;">■</span> $1,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 3,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas	<span style="color: black;">—</span> Ferrovias
<span style="color: orange;">■</span> $3,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos estruturais em edifícios e possível colapso	<span style="color: black;">—</span> Avenidas e rodovias mais importantes
<span style="color: red;">■</span> $RH > 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Colapso de certos edifícios	

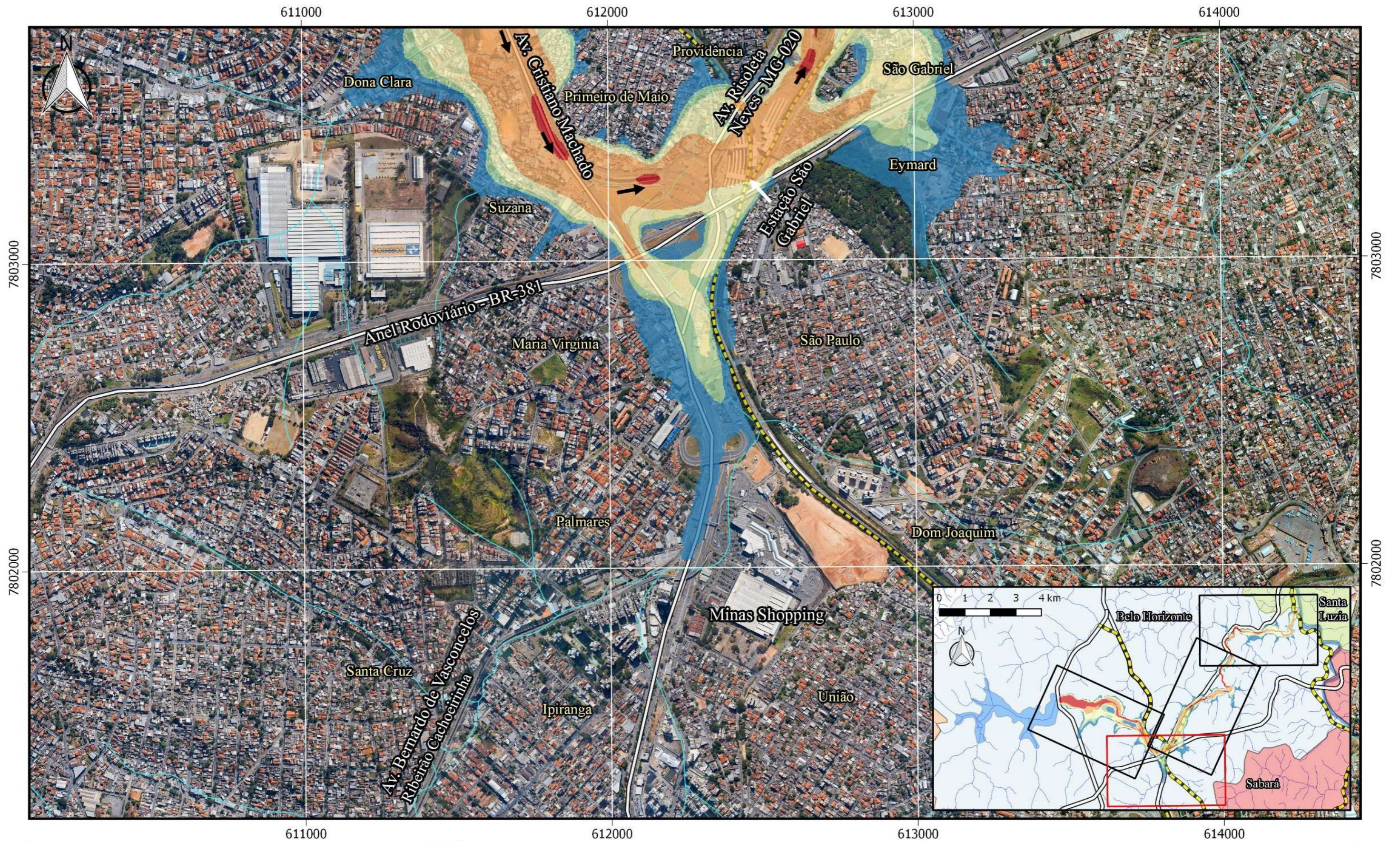
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Risco Hidrodinâmico (H x V)  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 2/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Risco Hidrodinâmico (V x H)	Legenda
<span style="color: blue;">■</span> $RH \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ Crianças e deficientes são arrastados	<span style="color: lightblue;">—</span> Hidrografia
<span style="color: lightgreen;">■</span> $0,5 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Adultos são arrastados	<span style="color: blue;">■</span> Lagoa da Pampulha
<span style="color: yellow;">■</span> $1,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 3,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas	<span style="color: black;">—</span> Ferrovias
<span style="color: orange;">■</span> $3,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos estruturais em edifícios e possível colapso	<span style="color: black;">—</span> Avenidas e rodovias mais importantes
<span style="color: red;">■</span> $RH > 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Colapso de certos edifícios	

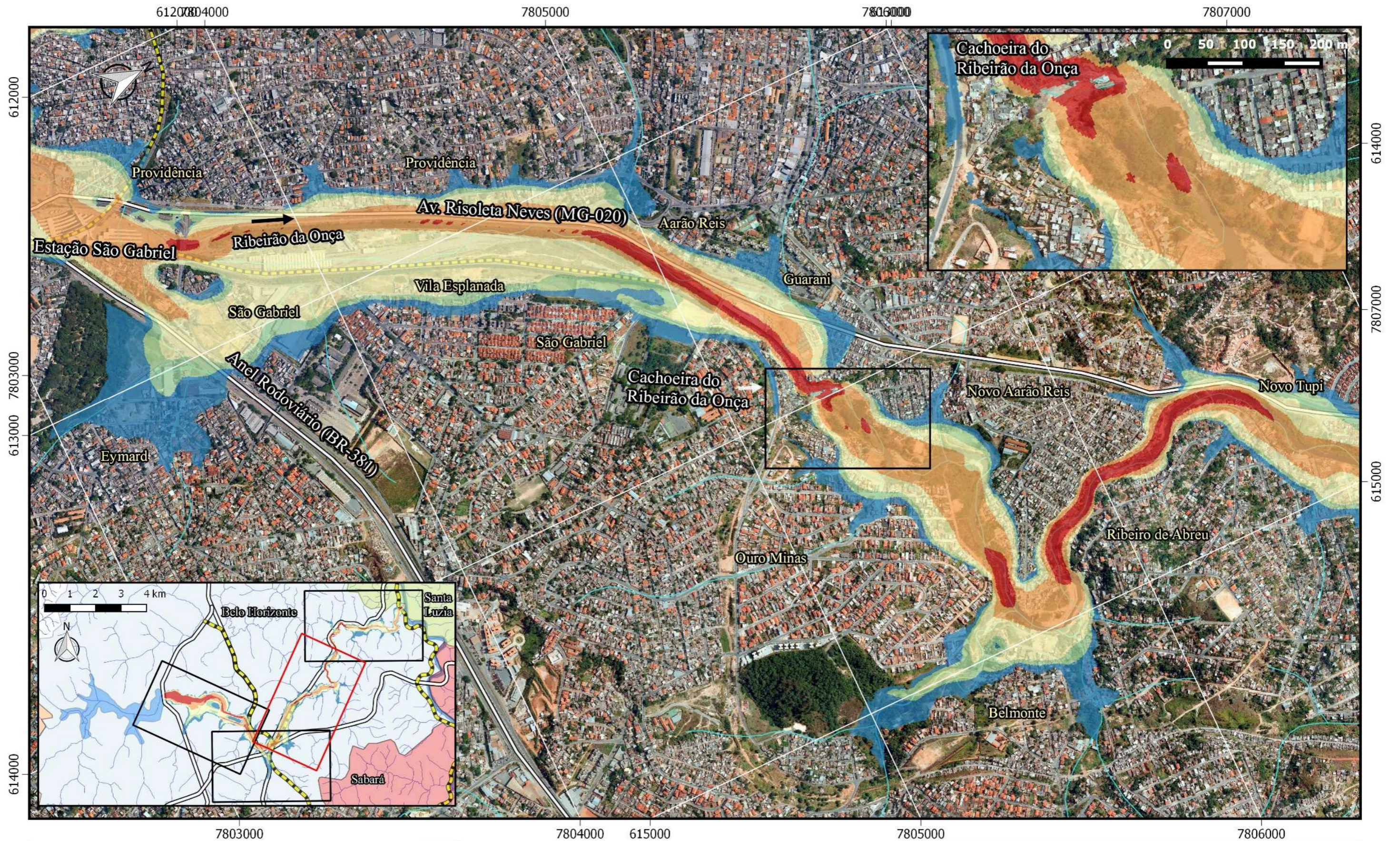
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Risco Hidrodinâmico (H x V)  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 3/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Risco Hidrodinâmico (V x H)	Legenda
<span style="color: blue;">■</span> $RH \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ Crianças e deficientes são arrastados	<span style="color: lightblue;">—</span> Hidrografia
<span style="color: lightgreen;">■</span> $0,5 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Adultos são arrastados	<span style="color: blue;">■</span> Lagoa da Pampulha
<span style="color: yellow;">■</span> $1,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 3,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas	<span style="color: yellow;">—</span> Ferrovia
<span style="color: orange;">■</span> $3,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos estruturais em edifícios e possível colapso	<span style="color: grey;">—</span> Avenidas e rodovias mais importantes
<span style="color: red;">■</span> $RH > 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Colapso de certos edifícios	

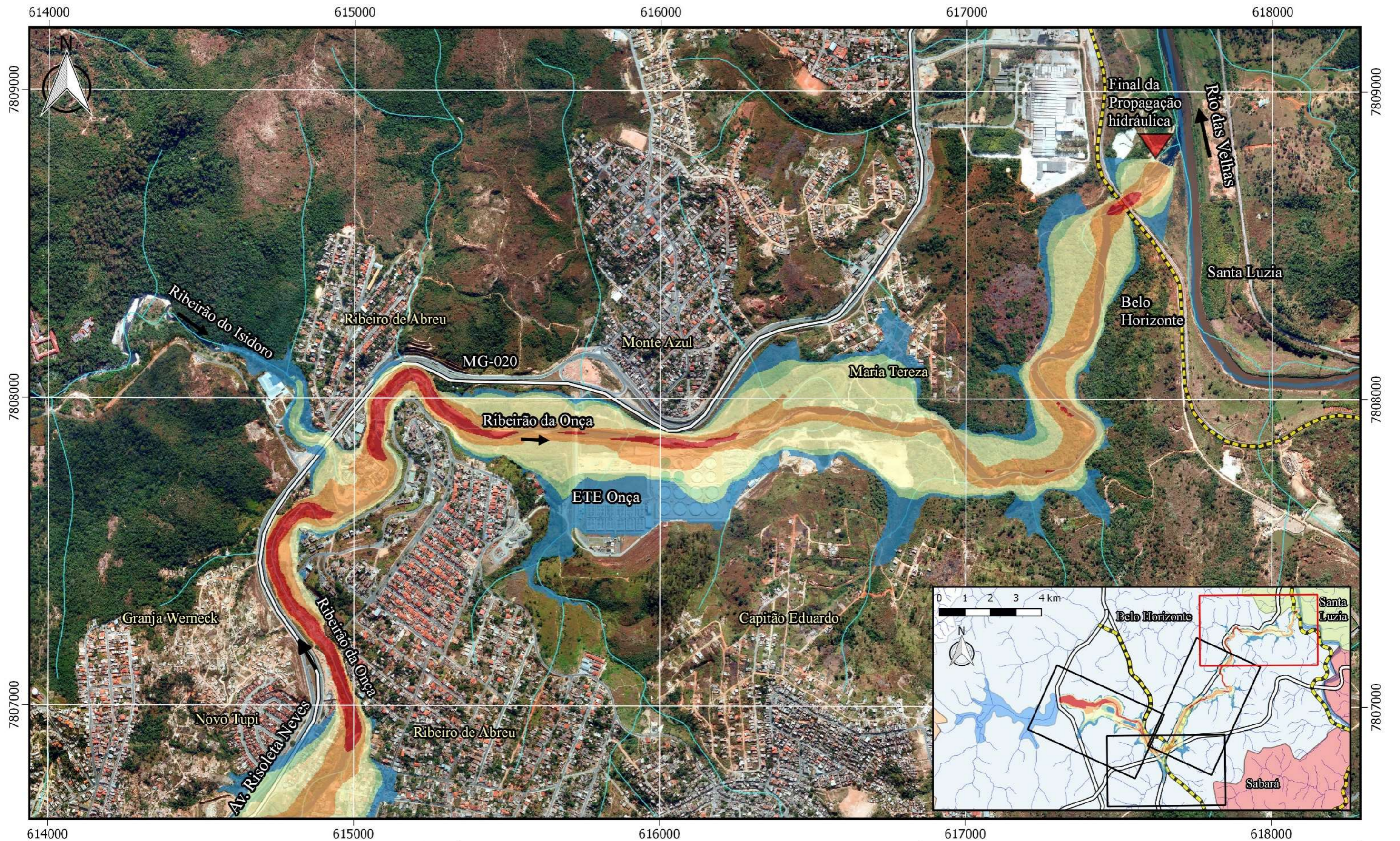
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Risco Hidrodinâmico (H x V)  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 3/5      Data: 12/08/2016      Lorêdo Vianini Neto





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Risco Hidrodinâmico (V x H)	Legenda
<span style="color: blue;">■</span> $RH \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ Crianças e deficientes são arrastados	<span style="color: lightblue;">—</span> Hidrografia
<span style="color: lightgreen;">■</span> $0,5 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Adultos são arrastados	<span style="color: lightblue;">—</span> Avenidas e rodovias mais importantes
<span style="color: yellow;">■</span> $1,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 3,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas	<span style="color: blue;">■</span> Lagoa da Pampulha
<span style="color: orange;">■</span> $3,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos estruturais em edifícios e possível colapso	<span style="color: yellow;">—</span> Ferrovia
<span style="color: red;">■</span> $RH > 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Colapso de certos edifícios	<span style="color: red;">▲</span> Final da Modelagem Hidráulica

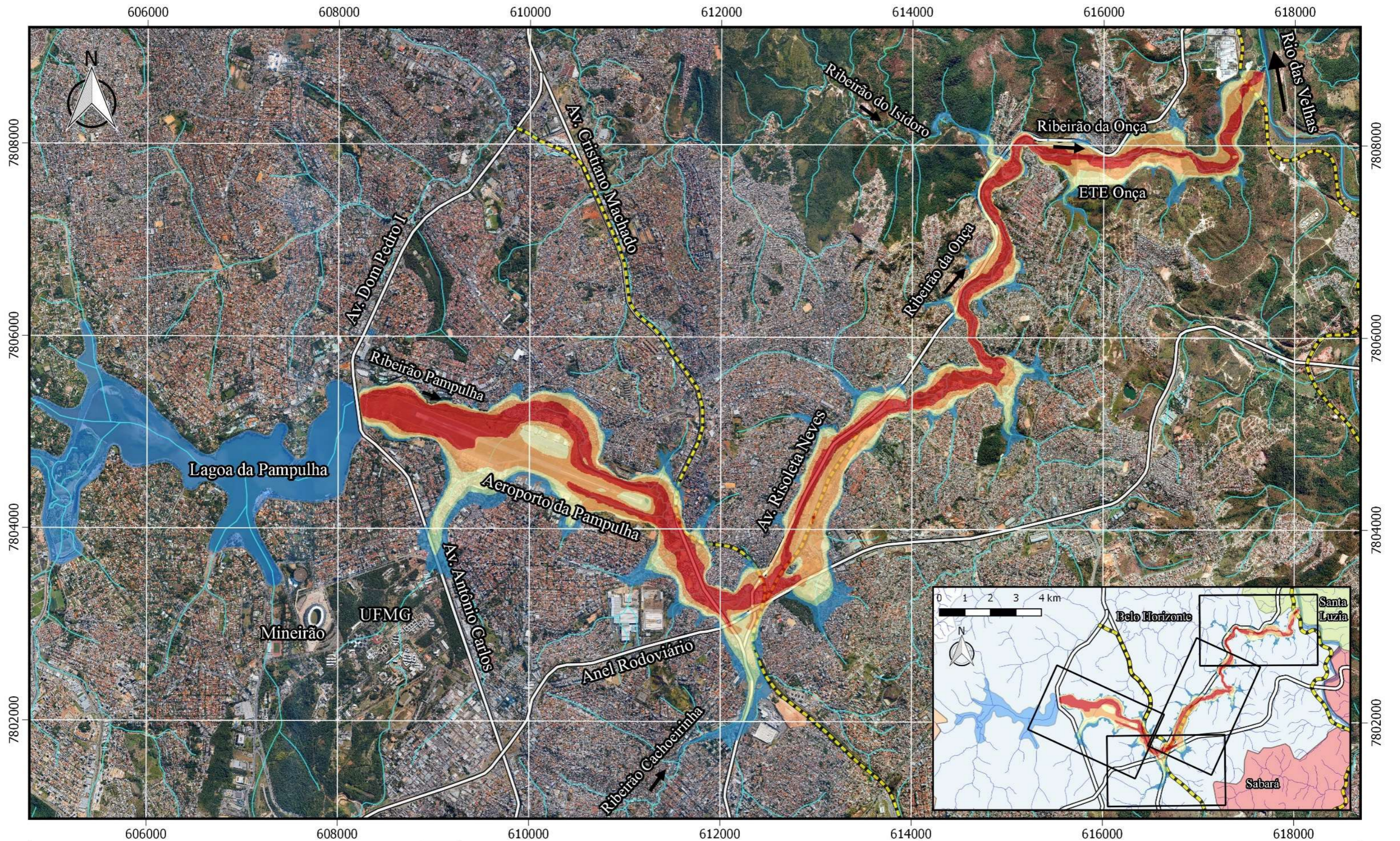
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Risco Hidrodinâmico (H x V)  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 5/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 1 2 3 4 km

**ESCALA ORIGINAL 1:40.000**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Risco Hidrodinâmico (V x H)	Legenda
<span style="color: blue;">■</span> $RH \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ Crianças e deficientes são arrastados	<span style="color: cyan;">—</span> Hidrografia
<span style="color: lightgreen;">■</span> $0,5 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Adultos são arrastados	<span style="color: blue;">■</span> Lagoa da Pampulha
<span style="color: yellow;">■</span> $1,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 3,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas	<span style="color: black; border-bottom: 1px dashed black;">—</span> Ferrovia
<span style="color: orange;">■</span> $3,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos estruturais em edifícios e possível colapso	<span style="color: black; border-bottom: 2px solid black;">—</span> Avenidas e rodovias mais importantes
<span style="color: red;">■</span> $RH > 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Colapso de certos edifícios	

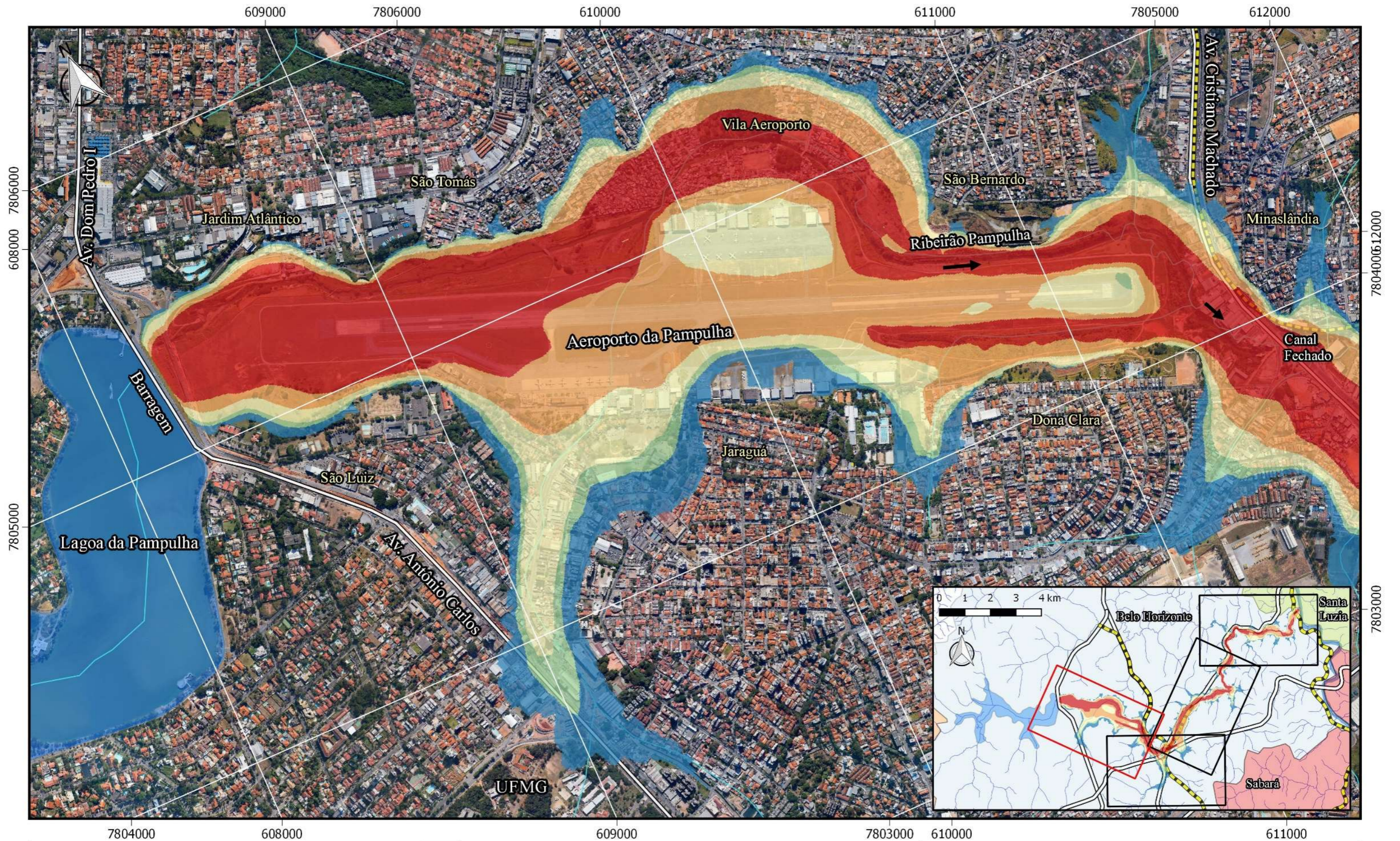
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Risco Hidrodinâmico (H x V)  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 1/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km  
**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Risco Hidrodinâmico (V x H)	Legenda
<span style="color: blue;">■</span> $RH \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ Crianças e deficientes são arrastados	<span style="color: lightblue;">—</span> Hidrografia
<span style="color: lightgreen;">■</span> $0,5 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Adultos são arrastados	<span style="color: blue;">■</span> Lagoa da Pampulha
<span style="color: yellow;">■</span> $1,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 3,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas	<span style="color: black;">—</span> Ferrovias
<span style="color: orange;">■</span> $3,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos estruturais em edifícios e possível colapso	<span style="color: black;">—</span> Avenidas e rodovias mais importantes
<span style="color: red;">■</span> $RH > 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Colapso de certos edifícios	

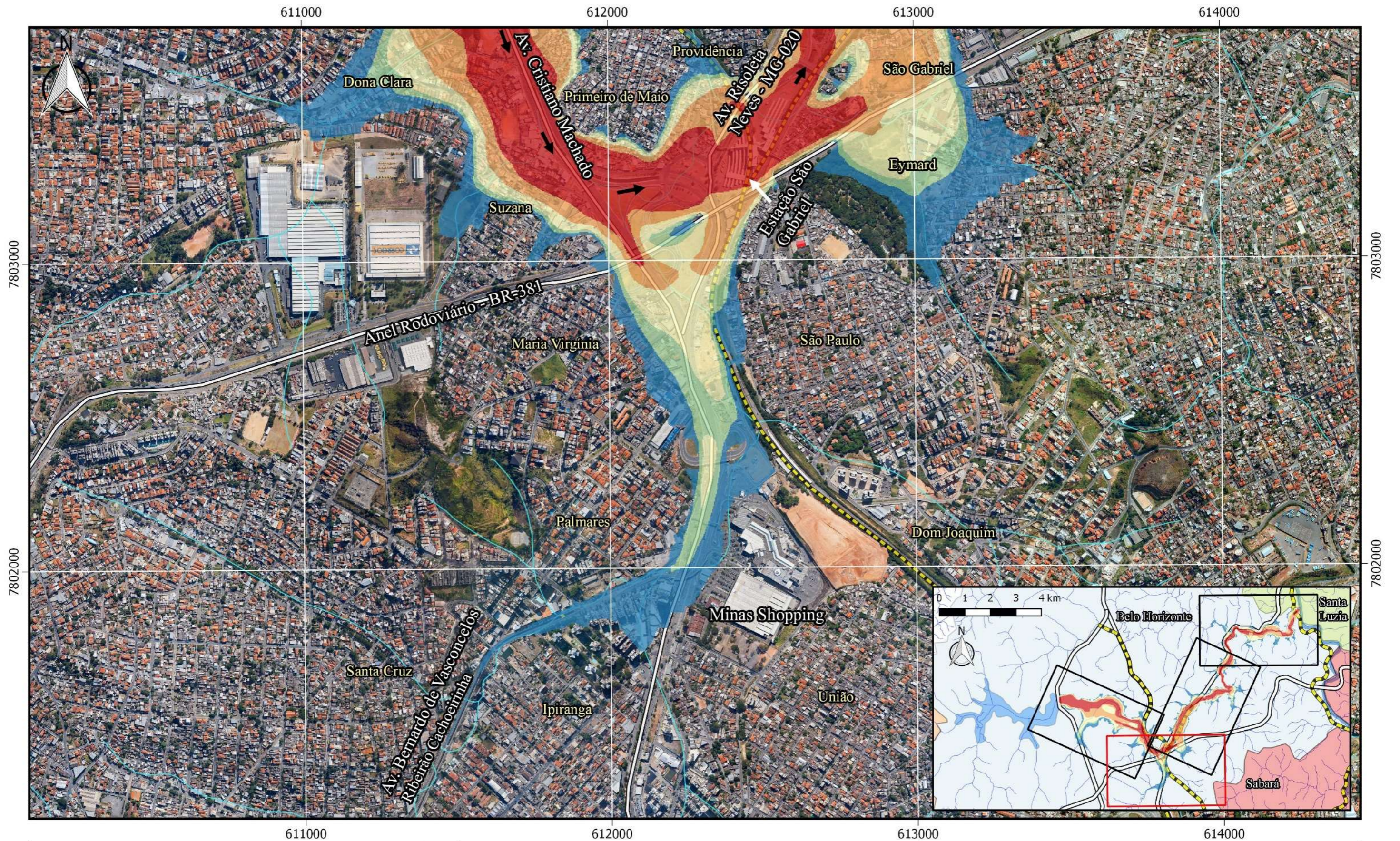
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Risco Hidrodinâmico (H x V)  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 2/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Risco Hidrodinâmico (V x H)	Legenda
<span style="color: blue;">■</span> $RH \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ Crianças e deficientes são arrastados	<span style="color: lightblue;">—</span> Hidrografia
<span style="color: green;">■</span> $0,5 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Adultos são arrastados	<span style="color: blue;">■</span> Lagoa da Pampulha
<span style="color: yellow;">■</span> $1,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 3,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas	<span style="color: black;">—</span> Ferrovias
<span style="color: orange;">■</span> $3,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos estruturais em edifícios e possível colapso	<span style="color: black;">—</span> Avenidas e rodovias mais importantes
<span style="color: red;">■</span> $RH > 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Colapso de certos edifícios	

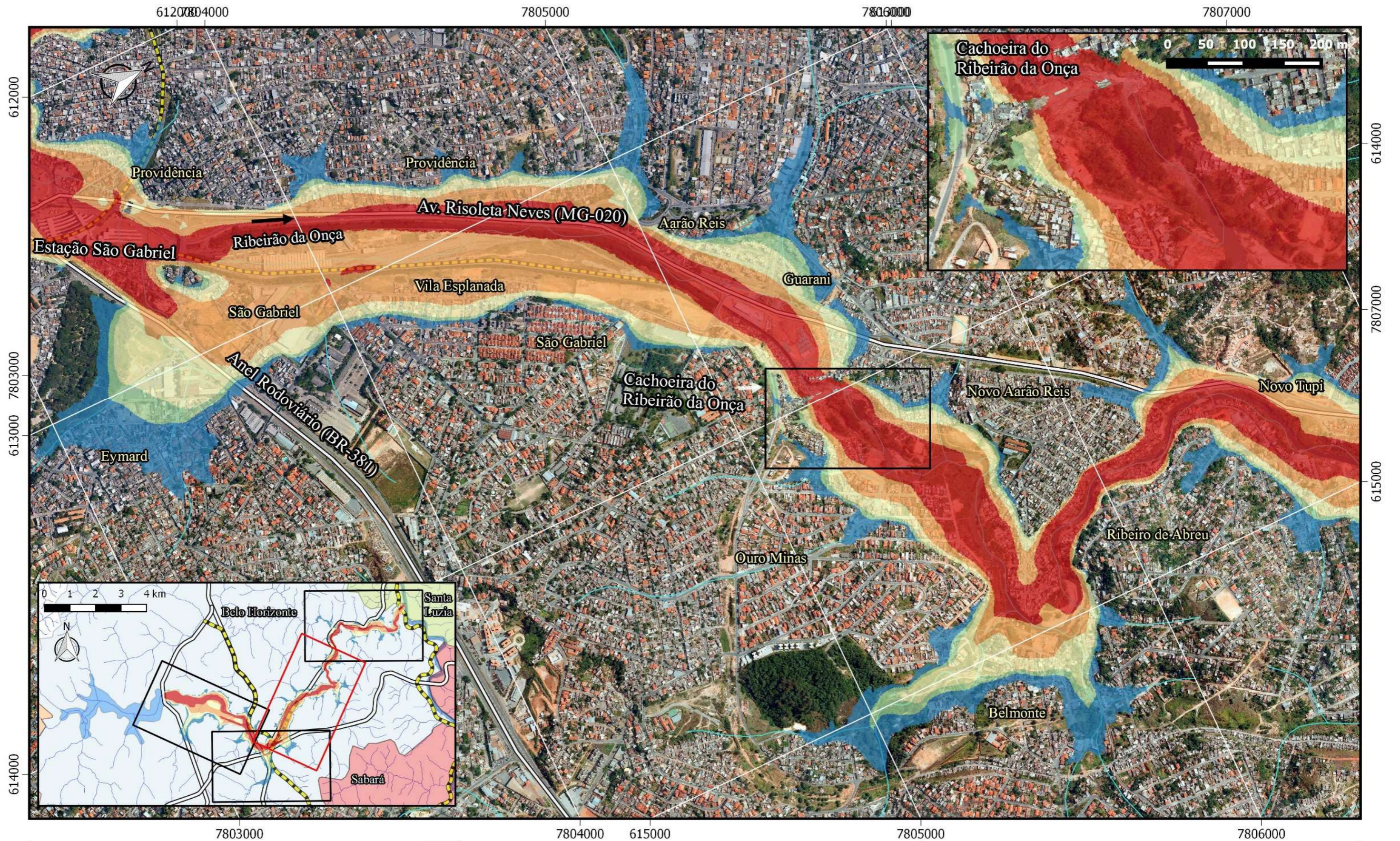
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Risco Hidrodinâmico (H x V)  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 3/5      Data: 12/08/2016      Lorêdo Vianini Neto





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Risco Hidrodinâmico (V x H)	Legenda
<span style="color: blue;">■</span> $RH \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ Crianças e deficientes são arrastados	<span style="color: lightblue;">—</span> Hidrografia
<span style="color: lightgreen;">■</span> $0,5 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Adultos são arrastados	<span style="color: blue;">■</span> Lagoa da Pampulha
<span style="color: yellow;">■</span> $1,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 3,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas	<span style="color: yellow;">—</span> Ferrovia
<span style="color: orange;">■</span> $3,0 \text{ m}^2/\text{s} < RH \leq 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Danos estruturais em edifícios e possível colapso	<span style="color: grey;">—</span> Avenidas e rodovias mais importantes
<span style="color: red;">■</span> $RH > 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ Colapso de certos edifícios	

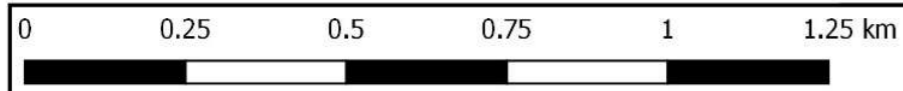
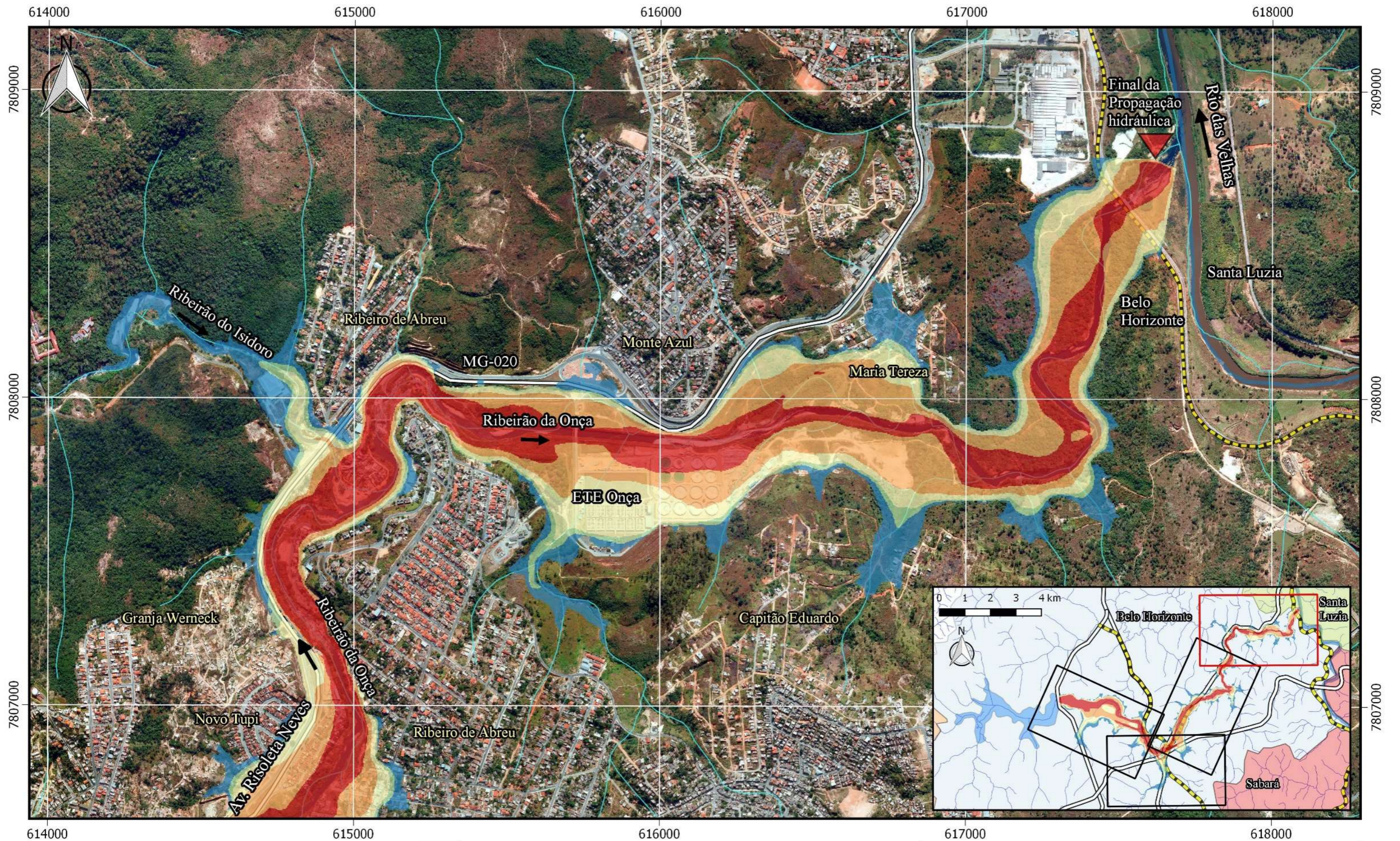
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Risco Hidrodinâmico (H x V)  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 3/5      Data: 12/08/2016      Lorêdo Vianini Neto





**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Risco Hidrodinâmico (V x H)		Legenda	
<span style="color: blue;">■</span>	RH ≤ 0,5 m <sup>2</sup> /s Crianças e deficientes são arrastados	<span style="color: lightblue;">—</span>	Hidrografia
<span style="color: lightgreen;">■</span>	0,5 m <sup>2</sup> /s < RH ≤ 1,0 m <sup>2</sup> /s Adultos são arrastados	<span style="color: grey;">—</span>	Avenidas e rodovias mais importantes
<span style="color: yellow;">■</span>	1,0 m <sup>2</sup> /s < RH ≤ 3,0 m <sup>2</sup> /s Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas	<span style="color: blue;">■</span>	Lagoa da Pampulha
<span style="color: orange;">■</span>	3,0 m <sup>2</sup> /s < RH ≤ 7,0 m <sup>2</sup> /s Danos estruturais em edifícios e possível colapso	<span style="color: yellow;">—</span>	Ferrovia
<span style="color: red;">■</span>	RH > 7,0 m <sup>2</sup> /s Colapso de certos edifícios	<span style="color: red;">▲</span>	Final da Modelagem Hidráulica

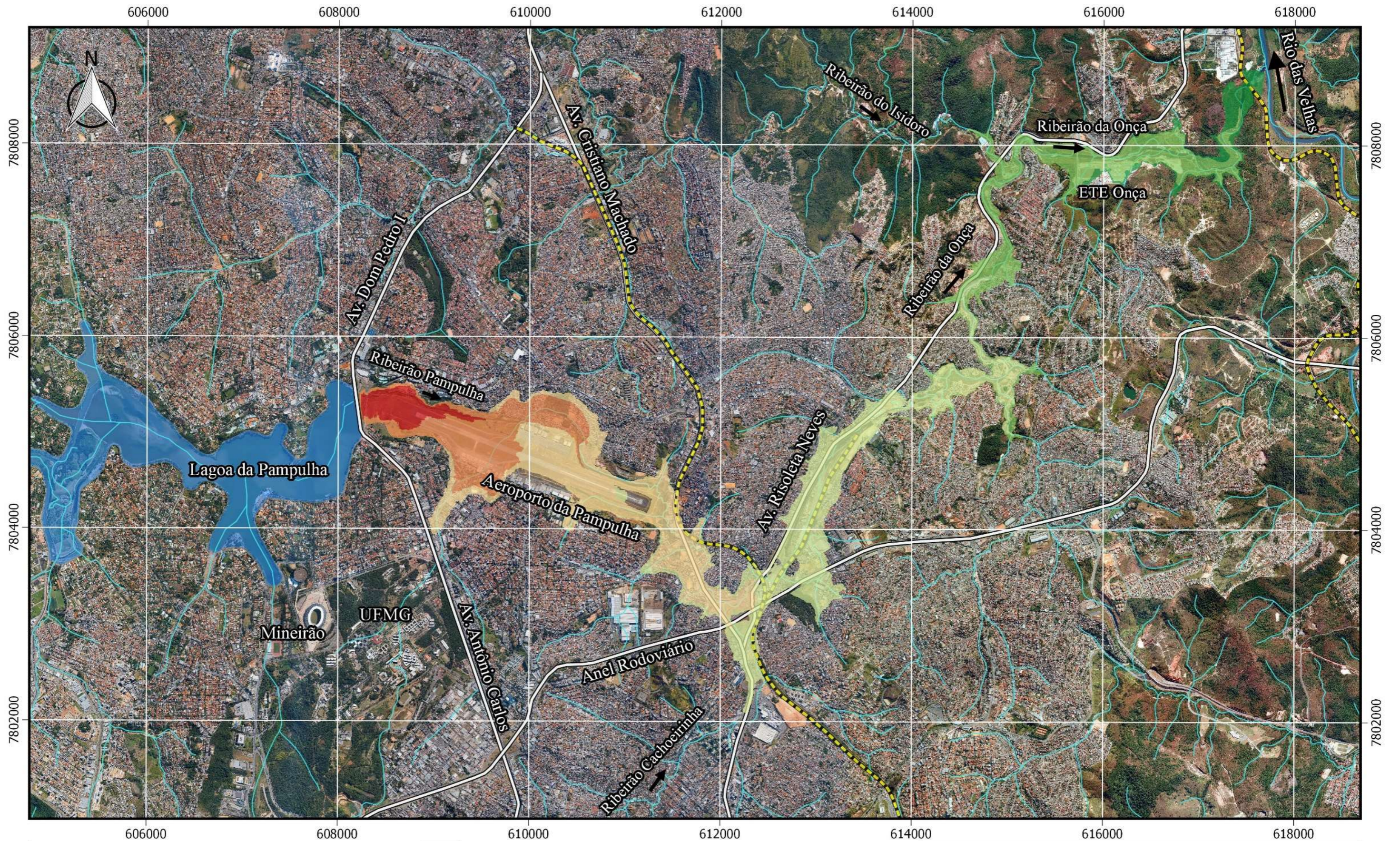
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Risco Hidrodinâmico (H x V)  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 5/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 1 2 3 4 km

**ESCALA ORIGINAL 1:40.000**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE

**Formato construído para impressão em A3**

**Tempo de Chegada de Onda<sup>(1)</sup>**

- T ≤ 30 minutos
- 30 minutos < T ≤ 1 hora
- 1 hora < T ≤ 2 horas
- 2 horas < T ≤ 4 horas
- 4 horas < T ≤ 6 horas
- T > 6 horas

**Legenda**

- Ferrovia
- Avenidas e rodovias mais importantes
- Hidrografia
- Lagoa da Pampulha

1 - Tempo até o NA atingir a profundidade de 2 pés (61 cm)

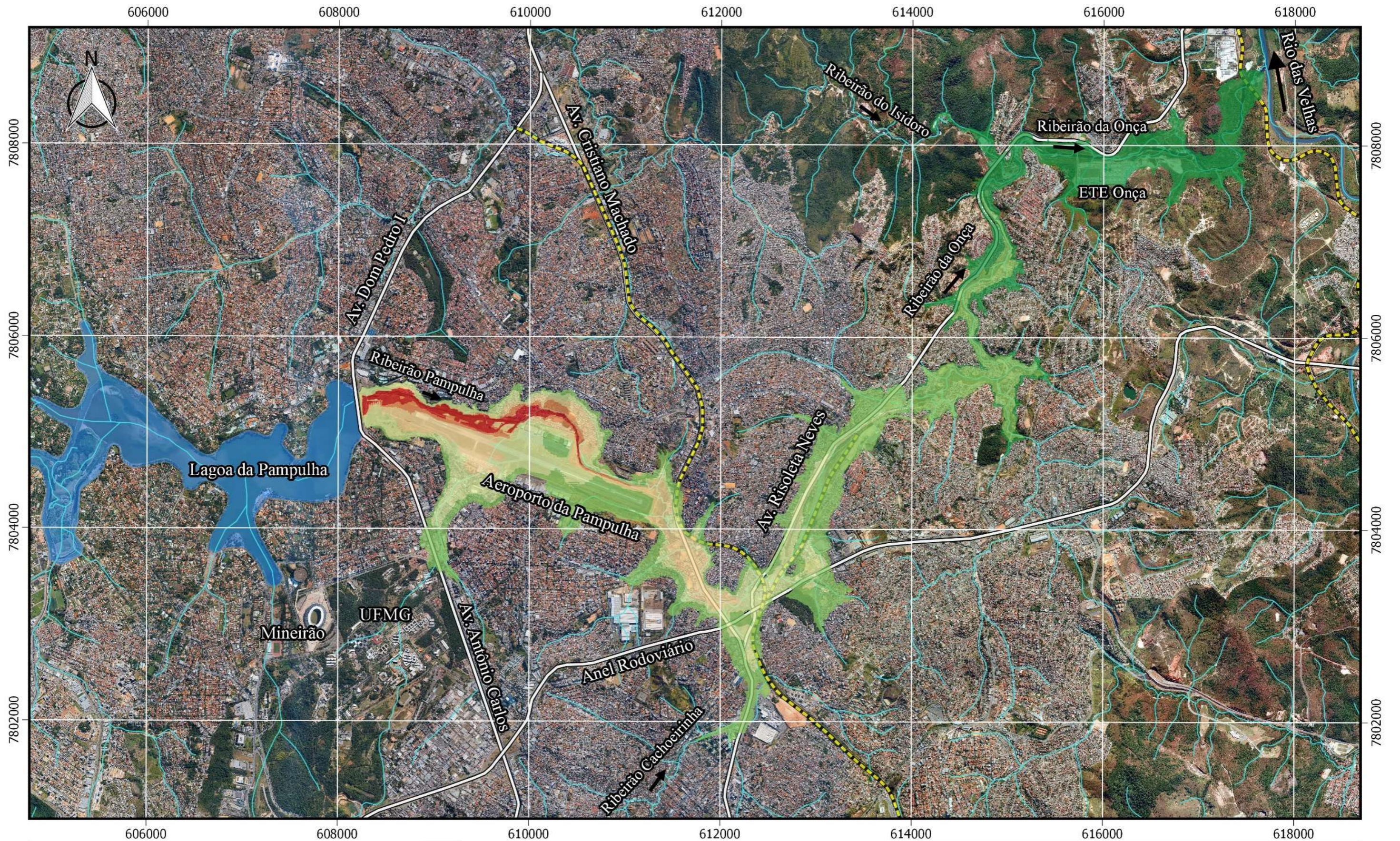
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Tempo de Chegada da Onda - Tempo até o NA atingir 2 pés (0,61 m)  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 1/1	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 1 2 3 4 km

**ESCALA ORIGINAL 1:40.000**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE

**Formato construído para impressão em A3**

**Tempo de Chegada de Onda<sup>(1)</sup>**

- T ≤ 30 minutos
- 30 minutos < T ≤ 1 hora
- 1 hora < T ≤ 2 horas
- 2 horas < T ≤ 4 horas
- 4 horas < T ≤ 6 horas
- T > 6 horas

**Legenda**

- Ferrovia
- Avenidas e rodovias mais importantes
- Hidrografia
- Lagoa da Pampulha

1 - Tempo até o NA atingir a profundidade de 2 pés (61 cm)

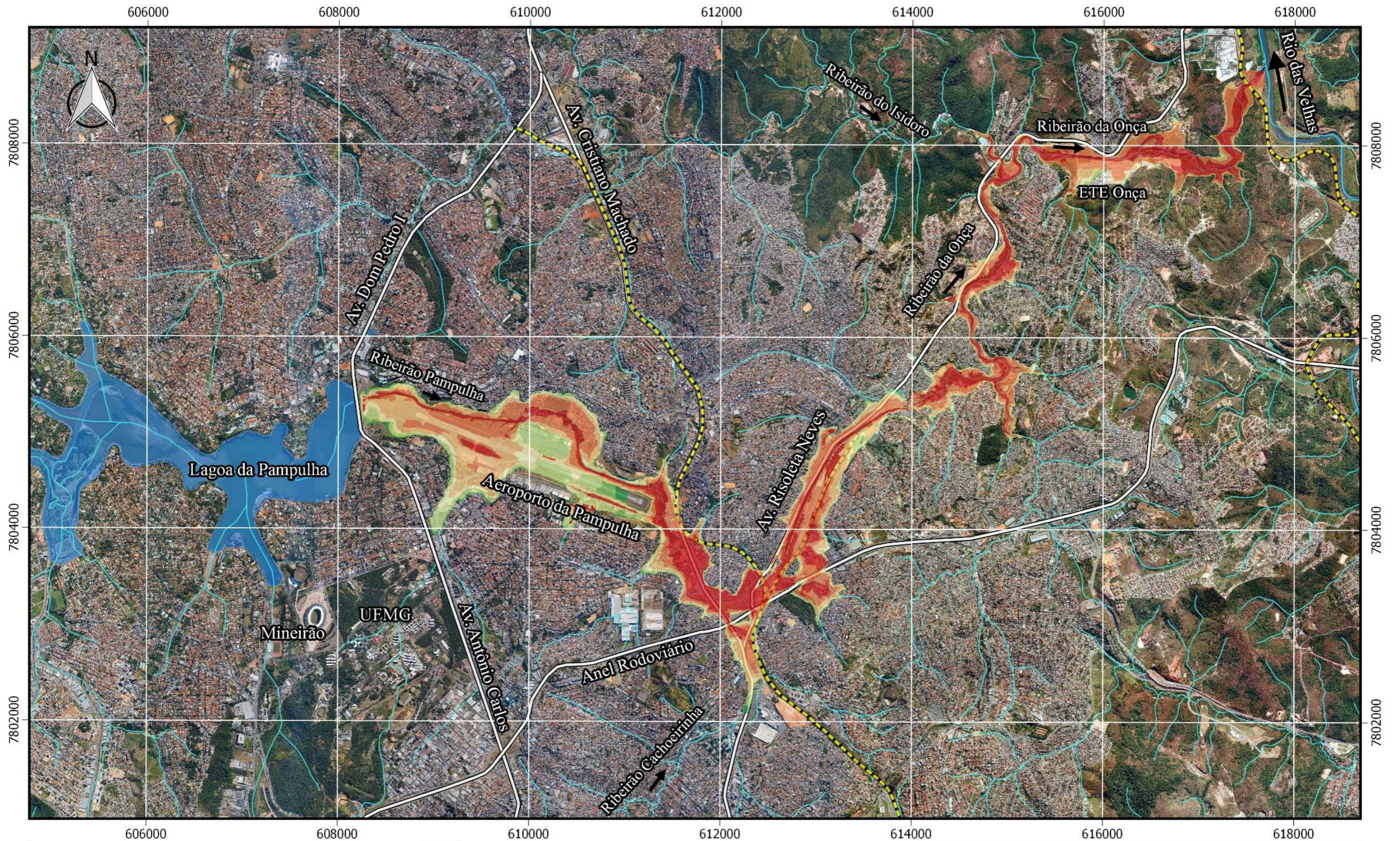
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Tempo de Chegada da Onda - Tempo até o NA atingir 2 pés (0,61 m)  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 1/1	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 1 2 3 4 km

**ESCALA ORIGINAL 1:40.000**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

**Duração da Cheia <sup>(1)</sup>**

- D ≤ 30 minutos
- 30 minutos < D ≤ 1 hora
- 1 hora < D ≤ 2 horas
- 2 horas < D ≤ 3 horas
- 3 horas < D ≤ 6 horas
- 6 horas < D ≤ 12 horas
- D > 12 horas

**Legenda**

- Ferrovia
- Avenidas e rodovias mais importantes
- Hidrografia
- Lagoa da Pampulha

1 - Tempo de permanência do NA acima de 2 pés (61 cm) de profundidade

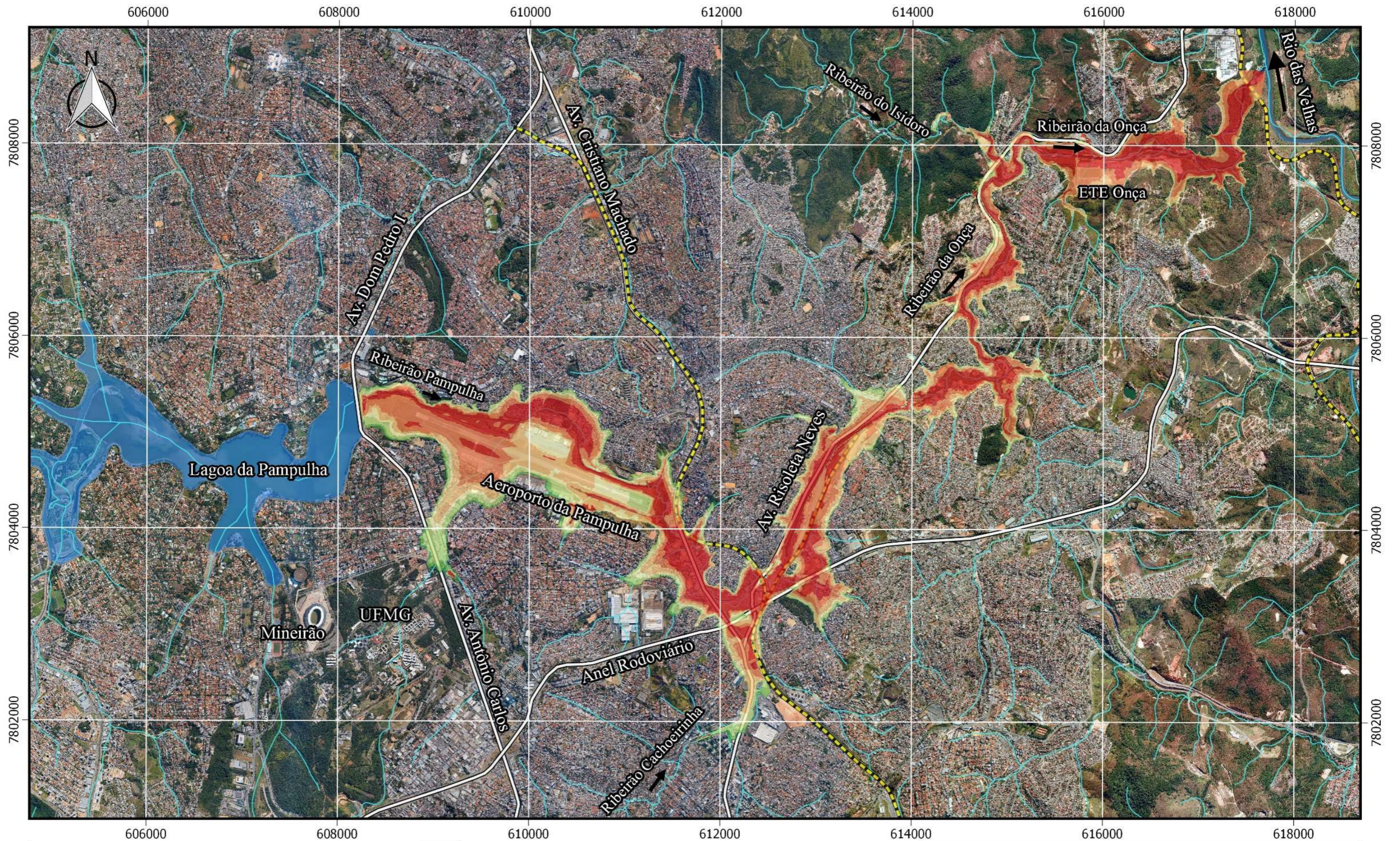
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Duração da Cheia  
 Cenário Base 1 - Dia Seco

Folha 1/1	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 1 2 3 4 km

**ESCALA ORIGINAL 1:40.000**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE

**Formato construído para impressão em A3**

**Duração da Cheia <sup>(1)</sup>**

- D ≤ 30 minutos
- 30 minutos < D ≤ 1 hora
- 1 hora < D ≤ 2 horas
- 2 horas < D ≤ 3 horas
- 3 horas < D ≤ 6 horas
- 6 horas < D ≤ 12 horas
- D > 12 horas

**Legenda**

- Ferrovia
- Avenidas e rodovias mais importantes
- Hidrografia
- Lagoa da Pampulha

1 - Tempo de permanência do NA acima de 2 pés (61 cm) de profundidade

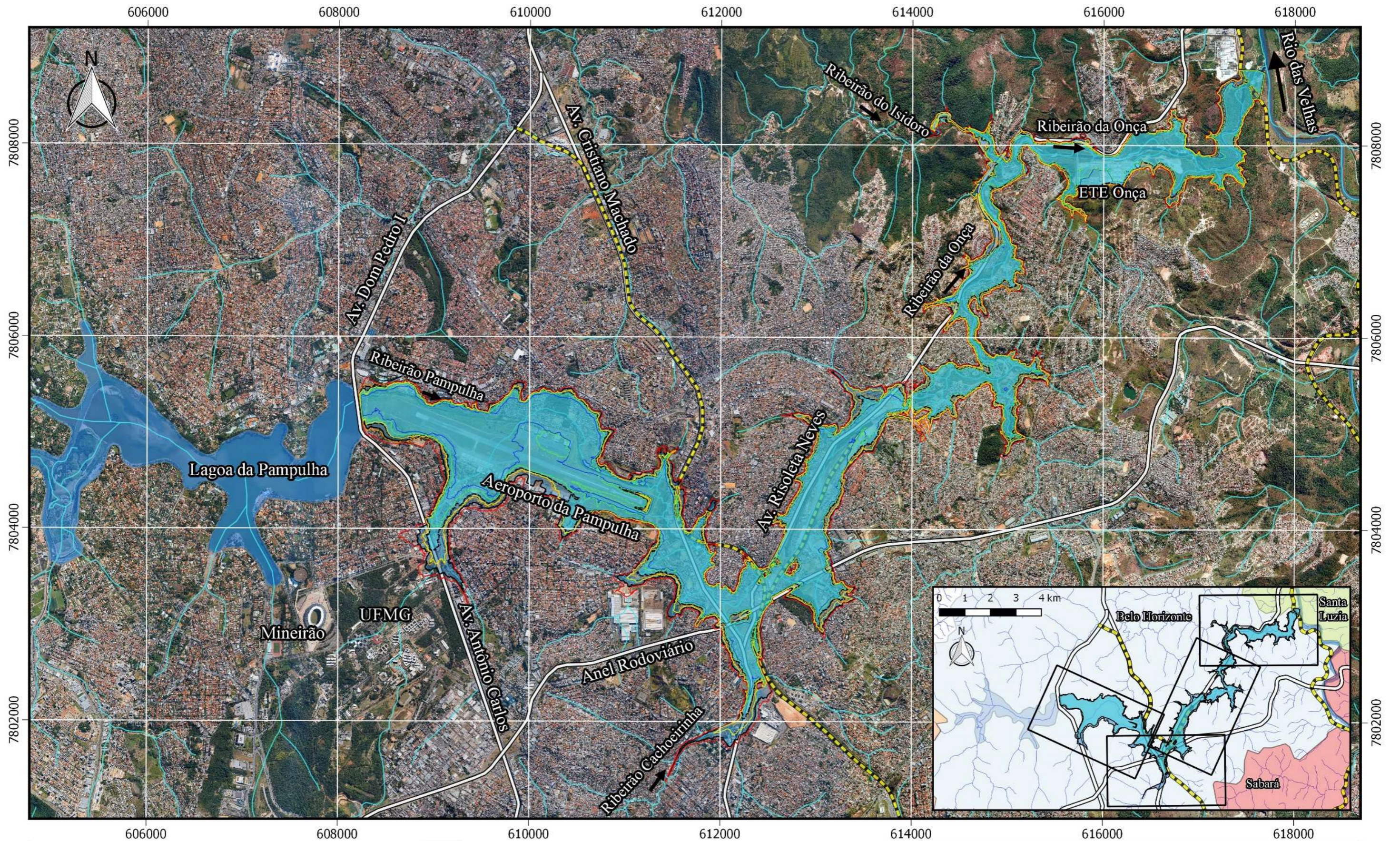
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Mapa de Duração da Cheia  
 Cenário Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos)

Folha 1/1	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 1 2 3 4 km

**ESCALA ORIGINAL 1:40.000**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Cenários de Ruptura Hipotética		Legenda	
	Dia Seco		Ferrovia
	Dia Chuvoso		Avenidas e rodovias mais importantes
	Cheia Decamilenar Natural		Hidrografia
	Mínimo - Dia Seco		Lagoa da Pampulha
	Mínimo - Dia Chuvoso		
	Máximo - Dia Seco		
	Máximo - Dia Chuvoso		

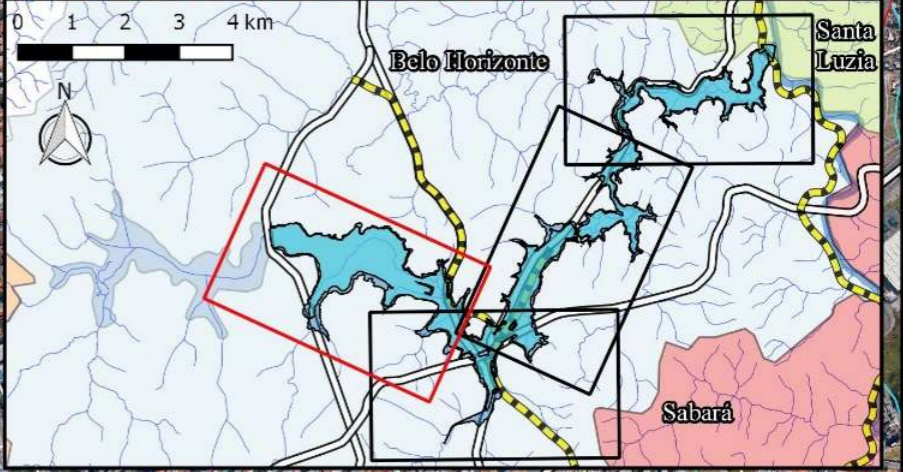
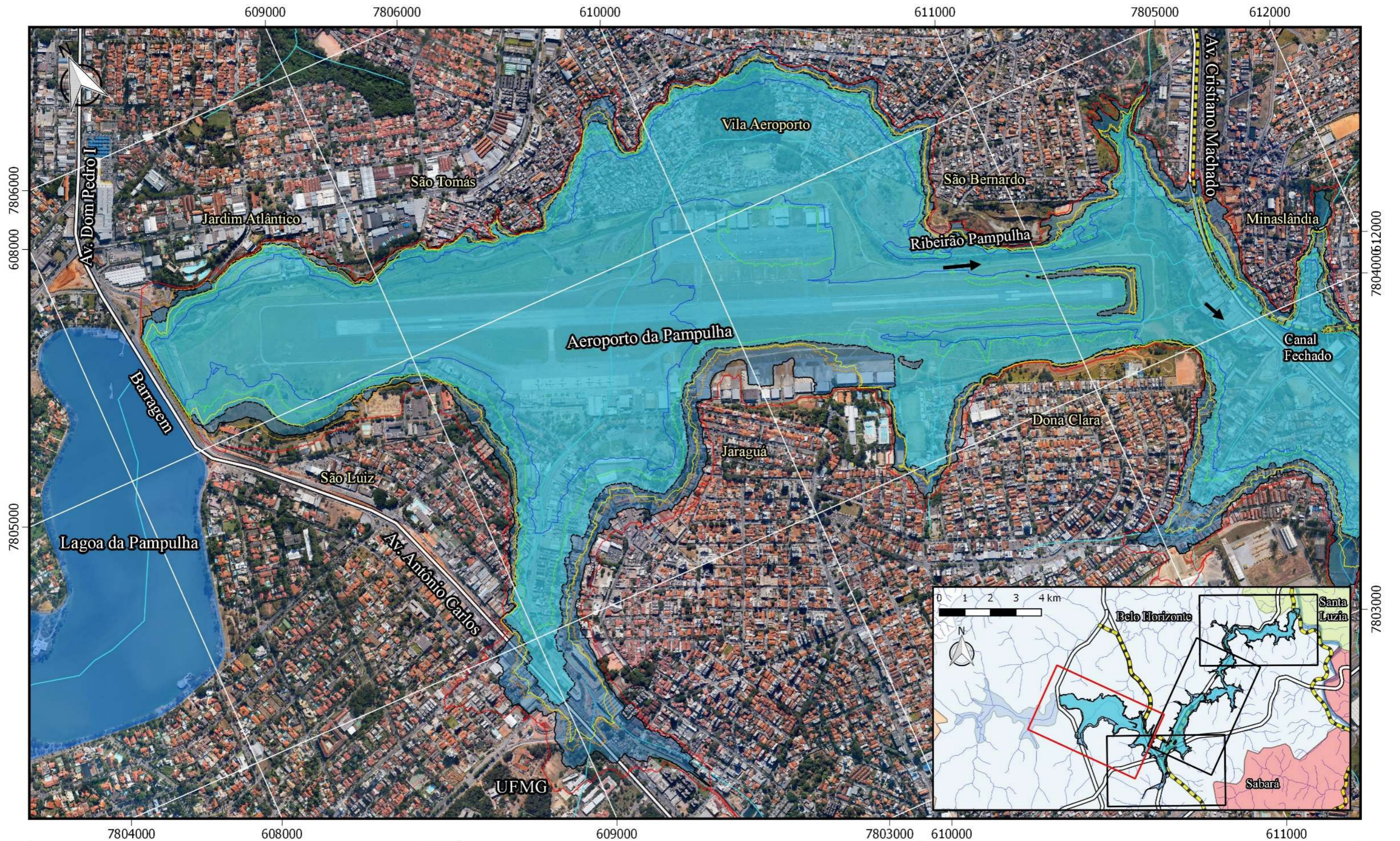
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Envoltórias das manchas de inundação dos cenários:  
 Base 1 - Dia Seco e Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos) e Cenários Extremos

Folha 1/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
**Formato construído para impressão em A3**

Cenários de Ruptura Hipotética		Legenda	
	Dia Seco		Ferrovias
	Dia Chuvoso		Avenidas e rodovias mais importantes
	Cheia Decamilenar Natural		Hidrografia
	Mínimo - Dia Seco		Lagoa da Pampulha
	Mínimo - Dia Chuvoso		
	Máximo - Dia Seco		
	Máximo - Dia Chuvoso		

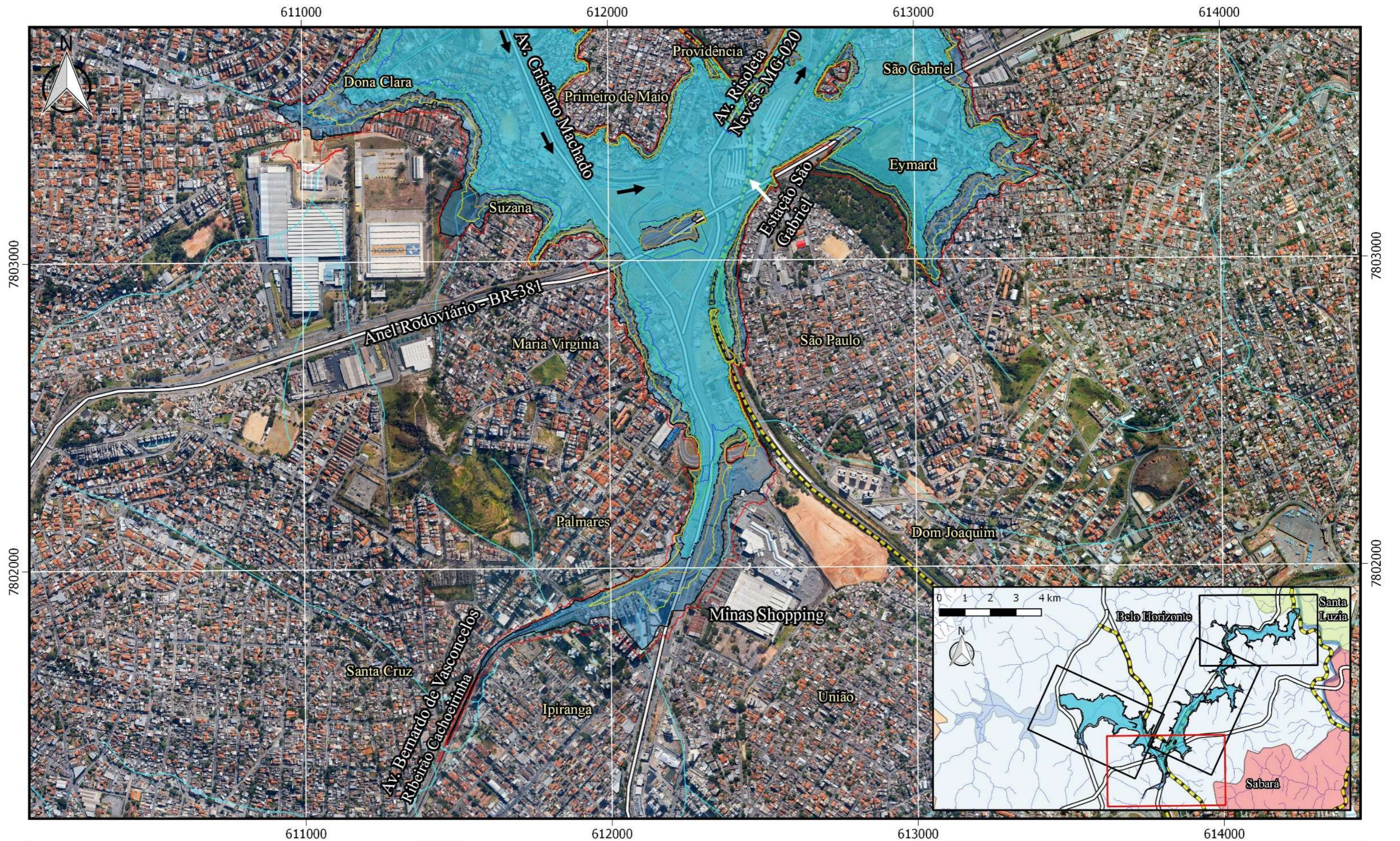
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Envoltórias das manchas de inundação dos cenários:  
 Base 1 - Dia Seco e Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos) e Cenários Extremos

Folha 2/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

**Cenários de Ruptura Hipotética**

- Dia Seco
- Dia Chuvoso
- Cheia Decamilenar Natural
- Mínimo - Dia Seco
- Mínimo - Dia Chuvoso
- Máximo - Dia Seco
- Máximo - Dia Chuvoso

**Legenda**

- Ferrovia
- Avenidas e rodovias mais importantes
- Hidrografia
- Lagoa da Pampulha

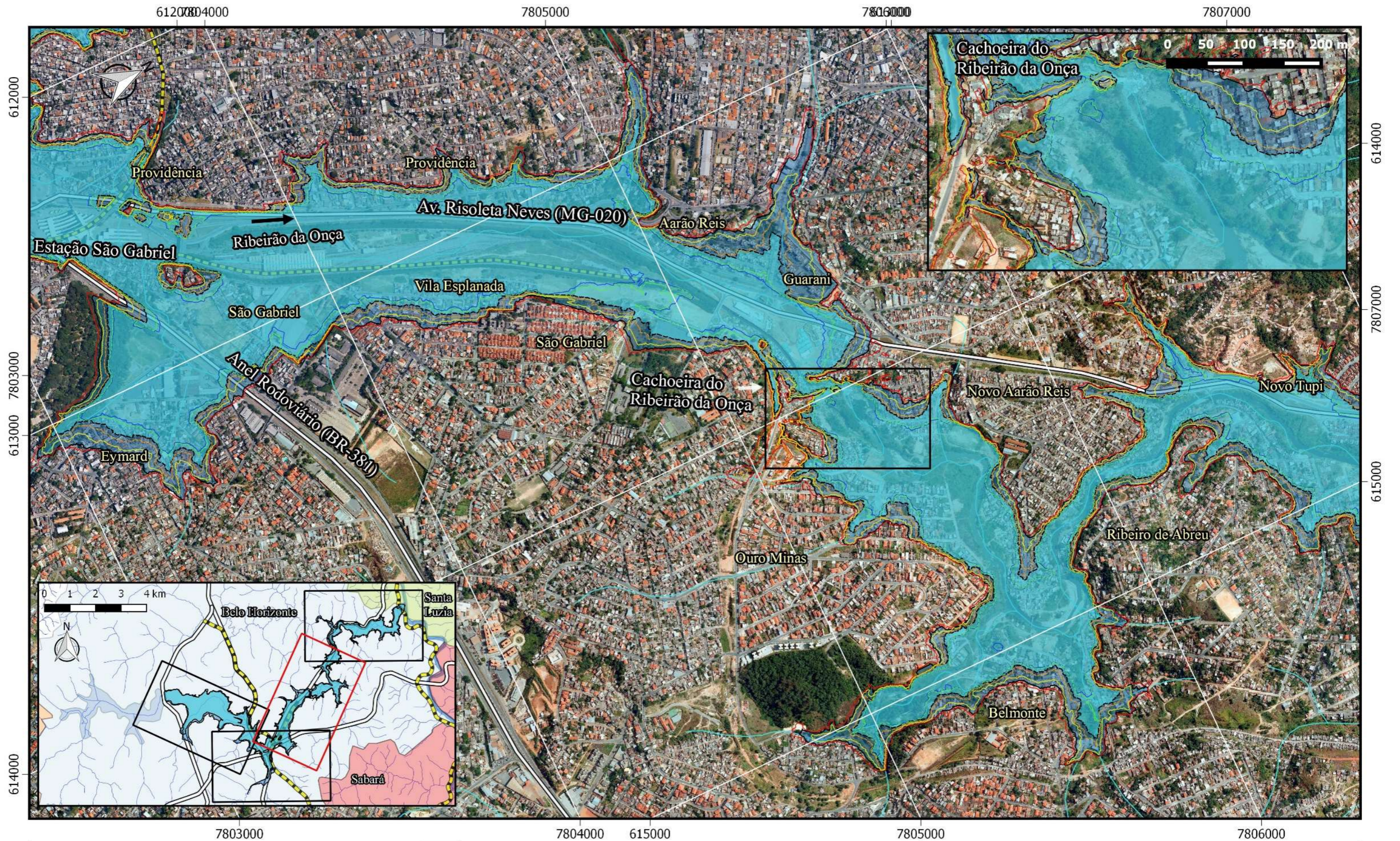
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Envoltórias das manchas de inundação dos cenários:  
 Base 1 - Dia Seco e Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos) e Cenários Extremos

Folha 3/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Cenários de Ruptura Hipotética		Legenda	
	Dia Seco		Ferrovias
	Dia Chuvoso		Avenidas e rodovias mais importantes
	Cheia Decamilenar Natural		Hidrografia
	Mínimo - Dia Seco		Lagoa da Pampulha
	Mínimo - Dia Chuvoso		
	Máximo - Dia Seco		
	Máximo - Dia Chuvoso		

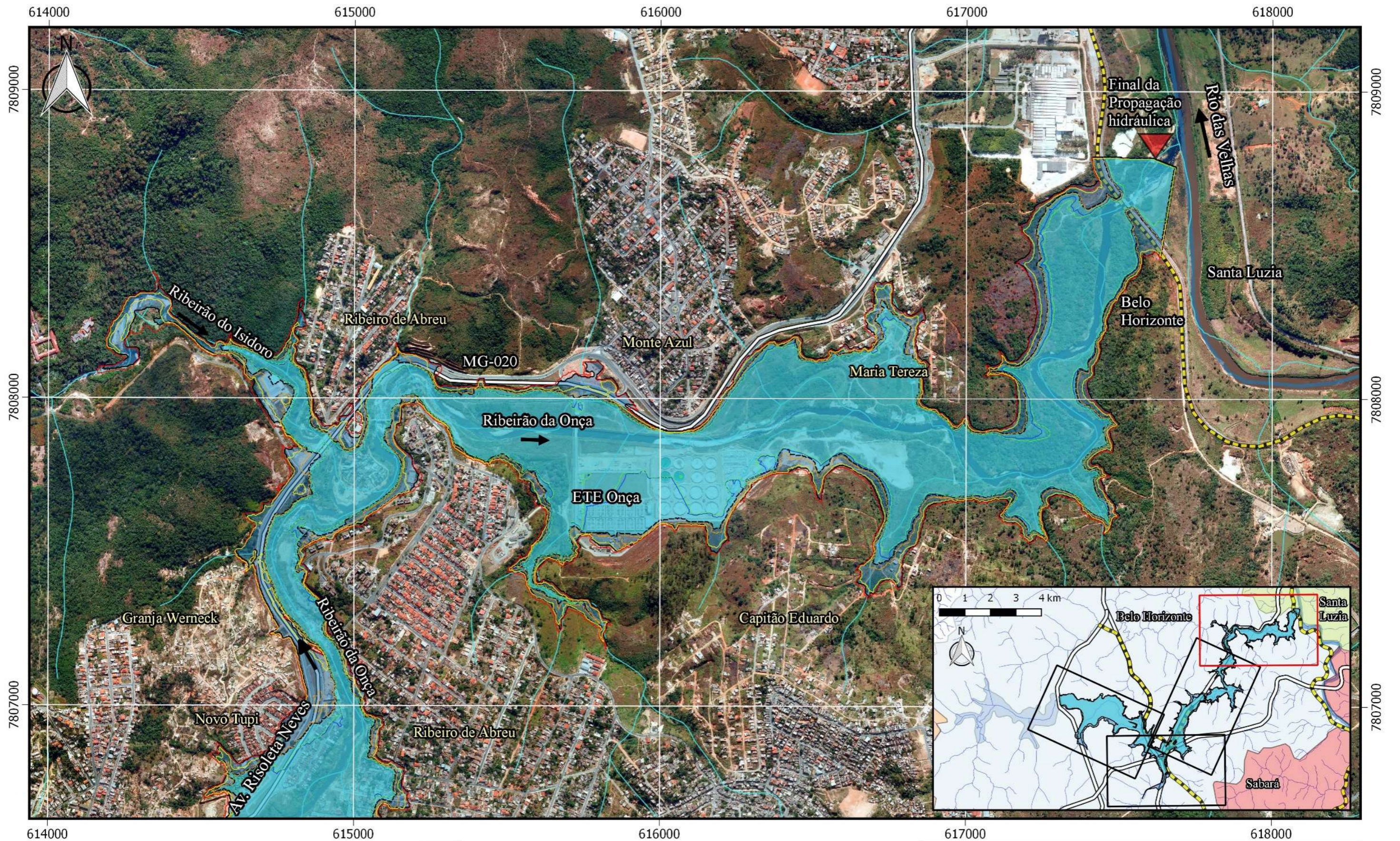
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
 MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE:  
 RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS  
 CONDIÇÕES ATUAIS**

Envoltórias das manchas de inundação dos cenários:  
 Base 1 - Dia Seco e Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos) e Cenários Extremos

Folha 3/5	Data: 12/08/2016	Lorêdo Vianini Neto
-----------	------------------	---------------------





0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 km

**ESCALA ORIGINAL 1:12.500**  
 Projeção: UTM FUSO 23S Datum WGS84  
 Imageamento Orbital: Google Earth  
 Topografia: Perfilamento a laser aerotransportado LiDAR (2008) PBH  
 Hidrografia: Igam e IBGE  
 Formato construído para impressão em A3

Cenários de Ruptura Hipotética		Legenda	
	Dia Seco		Ferrovia
	Dia Chuvoso		Avenidas e rodovias mais importantes
	Cheia Decamilenar Natural		Hidrografia
	Mínimo - Dia Seco		Lagoa da Pampulha
	Mínimo - Dia Chuvoso		Final da Modelagem Hidráulica
	Máximo - Dia Seco		
	Máximo - Dia Chuvoso		

**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)**

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DA PAMPULHA, EM BELO HORIZONTE: RETROANÁLISE DA BRECHA DO ACIDENTE DE 1954 E RUPTURA HIPOTÉTICA NAS CONDIÇÕES ATUAIS**

Envoltórias das manchas de inundação dos cenários:  
 Base 1 - Dia Seco e Base 2 - Dia Chuvoso (TR=10.000 anos) e Cenários Extremos

Folha 5/5      Data: 12/08/2016      Lorêdo Vianini Neto