

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

**ANÁLISE COMPARATIVA DE METODOLOGIAS
DE PREVISÃO DE INUNDAÇÃO DECORRENTE
DA RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS:
CASO HIPOTÉTICO DA BARRAGEM TICO-TICO**

Leonardo Pires Reis de Melo

Belo Horizonte

2013

**ANÁLISE COMPARATIVA DE METODOLOGIAS DE
PREVISÃO DE INUNDAÇÃO DECORRENTE DA
RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS:
CASO HIPOTÉTICO DA BARRAGEM TICO-TICO**

Leonardo Pires Reis de Melo

Leonardo Pires Reis de Melo

**ANÁLISE COMPARATIVA DE METODOLOGIAS DE
PREVISÃO DE INUNDAÇÃO DECORRENTE DA
RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS:
CASO HIPOTÉTICO DA BARRAGEM TICO-TICO**

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: Carlos Barreira Martinez

Belo Horizonte
Escola de Engenharia da UFMG

2013

M528a

Melo, Leonardo Pires Reis de.

Análise comparativa de metodologias de previsão de inundação decorrente da ruptura de barragens de rejeitos [manuscrito] : caso hipotético da Barragem Tico-Tico/ Leonardo Pires Reis de Melo. – 2013. xi, 183 f., enc.: il.

Orientador: Carlos Barreira Martinez.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Apêndices e anexos: f.123-183.

Bibliografia: f.116-122.

1. Engenharia Sanitária – Teses. 2. Recursos hídricos – Desenvolvimento - Teses. 3. Barragens e açudes – Segurança – Teses. 4. Barragens de Rejeitos – Teses. I. Martinez, Carlos Barreira. II. Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 628(043)



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

Análise Comparativa de Metodologias de Previsão de Inundação Decorrente da Ruptura de Barragens de Rejeitos: caso hipotético da Barragem Tico-Tico

LEONARDO PIRES REIS DE MELO

Dissertação defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:

Prof. CARLOS BARREIRA MARTINEZ - Orientador

Prof. MÁRIO CICARELI PINHEIRO

Prof. WALTER COLLISCHONN

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH

Profª. Juliana Calábria de Araújo
Coordenadora

Versão Final aprovada por

Prof. Carlos Barreira Martinez
Orientador

Belo Horizonte, 29 de agosto de 2013.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus e a seus prepostos por manterem a ordem no universo e por sustentarem leis naturais tão sábias que sequer conseguimos revelar uma ínfima parte.

Ao Professor e orientador de todas as horas Carlos Barreira Martinez, pela paciência ao tolerar e conduzir meu gênio estabonado até o último segundo.

Aos professores do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG pelos ensinamentos ministrados e pelos valorosos conhecimentos compartilhados.

Ao engenheiro Robson Santos que confiou aos meus cuidados o primeiro estudo de ruptura de barragem de rejeitos que realizei. E aos seus sucessores, Anderson Silva e Marcus Cruz pela continuidade no apoio e retaguarda.

Ao apoio direto dos amigos Aloysio Saliba, Eder Teixeira, Rodrigo França, José Mário, Henrique Alves, Lucas Faria e Felipe Rocha.

Pela compreensão, disponibilização de recursos e auxílios da equipe técnica e diretoria da VOGBR.

Ao apoio e recursos financeiros do CNPQ.

Ao engenheiro geotécnico César Alves por disponibilizar os dados para a realização do estudo de caso.

Às revisões e traduções do amigo Connor McGinn.

Ao acolhimento providencial do amigo Samuel e familiares, por abrirem as portas de sua casa, onde escrevi a melhor parte desse trabalho.

Aos meus pais, avós e irmãos pelo suporte emocional e motivação. Ao meu avô Alvimar que partiu esse ano deixando saudades, força e coragem.

Em especial, agradeço imensamente à minha esposa Viviane e ao meu filho Levi (a quem dedico esse trabalho) por suportarem minha ausência com bravura, compreensão e carinho.

RESUMO

A partir da publicação da Política Nacional de Segurança de Barragens e da regulamentação de seus instrumentos legais, a Gestão de Riscos das barragens brasileiras de alto dano potencial associado deverá dispor de Planos de Ações de Emergência (PAE). Consorciados ao PAE, os estudos de ruptura hipotética auxiliam nas análises de risco e na definição das ações de mitigação dos danos a jusante.

Em novembro de 2012, durante o Seminário “Gestão de Riscos e Segurança de Barragens de Rejeitos” a apresentação da experiência brasileira em estudos de ruptura de barragens de rejeitos frustrou os proprietários de barragens que manifestaram, na ocasião, demandas legítimas por estudos de ruptura que considerassem as características reológicas dos escoamentos de rejeitos.

Nesse contexto, a carência de critérios que delimitem os estudos de ruptura de barragens, inclusive as de rejeitos, motivou a elaboração desse trabalho que tem por objetivo a comparação e análise de diferentes metodologias de previsão de impactos.

Realizou-se, para tanto, uma breve revisão da literatura e um resgate dos principais modelos que simulam a propagação de inundações provocadas por barragens de rejeitos considerando suas características de resistência ao cisalhamento e viscosidade.

Os modelos simplificados de escoamento de rejeitos e equilíbrio de forças foram aplicados ao estudo de caso da ruptura hipotética da Barragem Tico-Tico e comparados com os modelos hidrodinâmico e hidrológico.

A análise dos resultados demonstrou a dificuldade de generalização dos modelos simplificados para vales com geometria variada e elevadas declividades. Além disso, a inconsistência dos parâmetros de inundação resultantes desses modelos impossibilitou a delimitação de envoltórias de inundação que pudessem auxiliar na definição dos impactos.

A insipiência dos modelos simplificados, colocou os modelos hidrodinâmicos à frente, no quesito compromisso com os resultados e auxílio às diretrizes do PAE, ainda que em alguns casos a inundação no vale possa ser superestimada.

ABSTRACT

Since the publication of the Dam Safety National Policy and the regulation of its legal instruments, the risk management of Brazilian dams associated with high potential damage must make Emergency Action Plans (EAP) available. Associated with the EAPs, the hypothetical failure studies assist in the definition of mitigation actions of downstream damage.

In November 2012, during the seminar "Tailings Dam Safety and Risk Management," a presentation of the Brazilian experience in studies of tailings dams failures frustrated owners of dams that have, on occasion, expressed legitimate demands for dam break studies that consider the rheological characteristics of tailings flow.

In this context, the lack of criteria that delimit the dam break studies, including the tailings dams, led to the preparation of this work, which aims to compare and analyze the different methodologies of predicting impacts.

Therefore, a brief review of the literature was undertaken, as well as a review of the main models that simulate tailings floods, considering their characteristics of shear strength and viscosity.

Simplified models of tailings flow and force equilibrium have been applied to the case study of a hypothetical failure of the Tico-Tico dam, and compared to the hydrological and hydrodynamic models.

The analysis of the results showed the difficulty of generalization of simplified models for valleys with varied geometry and steep slopes. In addition, the inconsistency of the flood parameters that resulted from these models made it impossible to delimit the flood boundaries that could assist in defining the extent of impacts.

The insipience of simplified models gave the edge to the hydrodynamic models in terms of commitment to results and support for the EAP guidelines, although in some cases the flood in the valley can be overestimated.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VI
LISTA DE TABELAS	VIII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	IX
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA.....	3
1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO	5
2 OBJETIVOS	6
2.1 OBJETIVO GERAL.....	6
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6
3 REVISÃO DA LITERATURA	7
3.1 RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS	7
3.1.1 <i>Mecanismo de ruptura</i>	7
3.1.2 <i>Modos de falha</i>	9
3.1.3 <i>Reologia dos escoamentos de rejeitos</i>	12
3.1.4 <i>Histórico de casos de ruptura de barragens de rejeitos</i>	18
3.1.4.1 Jupille – Bélgica (1961)	21
3.1.4.2 Aberfan, Depósito nº 7 – Reino Unido (1966).....	22
3.1.4.3 Barragem de Buffalo Creek – Estados Unidos (1972)	24
3.1.4.4 Bafokeng – África do Sul (1974)	25
3.1.4.5 Stava – Itália (1985)	27
3.1.4.6 Fernandinho – Brasil (1986).....	29
3.1.4.7 Merriespruit – África do Sul (1994)	30
3.1.4.8 Barragem São Francisco – Brasil (2007).....	32
3.2 ESTUDOS DE RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS	33
3.2.1 <i>Formação da brecha</i>	33
3.2.1.1 Modelos fisicamente embasados	35
3.2.1.2 Modelos paramétricos	37
3.2.1.3 Equações de previsão.....	38
3.2.2 <i>Propagação do potencial de inundação</i>	39
3.2.2.1 Modelo hidráulico distribuído – Saint Venant	40
3.2.2.2 Modelo hidrológico ou de armazenamento – Puls Modificado	46
3.2.2.3 Modelo simplificado de escoamento de rejeitos.....	48
3.2.2.4 Modelo simplificado de equilíbrio de forças.....	54
3.2.3 <i>Mapeamento da inundação</i>	60
4 MATERIAL E MÉTODOS.....	64
4.1 ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE REJEITOS TICO-TICO.....	64
4.1.1 <i>Descrição da barragem</i>	64
4.1.2 <i>Descrição da região a jusante</i>	68
4.2 ESTUDOS DE DESENVOLVIMENTO DA BRECHA.....	69
4.3 ESTUDOS DE PROPAGAÇÃO DO POTENCIAL DE INUNDAÇÃO.....	73
4.3.1 <i>Modelo hidráulico distribuído – Saint Venant</i>	73
4.3.1.1 Modelo Geométrico	75
4.3.1.2 Condições de contorno.....	76
4.3.1.3 Intervalo de tempo computacional.....	77
4.3.2 <i>Modelo de armazenamento – Puls Modificado</i>	77
4.3.3 <i>Modelo simplificado de escoamento de rejeitos</i>	78
4.3.4 <i>Modelo de equilíbrio de forças</i>	81
4.4 MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO	85
4.5 MAPEAMENTO DAS INUNDAÇÕES	87
4.6 CENÁRIOS DE RUPTURA	88
4.7 CRITÉRIO DE INTERRUÇÃO DA SIMULAÇÃO	89
4.8 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	94
5 RESULTADOS.....	95

5.1	FORMAÇÃO DA BRECHA E HIDROGRAMA DE RUPTURA	95
5.2	SEÇÕES NOTÁVEIS	97
5.3	ELEVAÇÃO MÁXIMA DA INUNDAÇÃO	98
5.4	PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	101
5.5	TEMPO DE CHEGADA DA FRENTE DE ONDA	104
5.6	VELOCIDADES MÁXIMAS DA INUNDAÇÃO	105
5.7	CURVA-CHAVE RESTITUÍDA	106
6	DISCUSSÃO	108
6.1	BRECHA DE RUPTURA	108
6.2	PROPAGAÇÃO DA INUNDAÇÃO	109
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	114
	REFERÊNCIAS	116
	APÊNDICES	123
	APÊNDICE A-1: ELEVAÇÃO MÁXIMA DA INUNDAÇÃO NAS SEÇÕES NOTÁVEIS	124
	APÊNDICE A-2: COMPARAÇÃO DAS ENVOLTÓRIAS DE INUNDAÇÃO MÁXIMA	129
	APÊNDICE A-3: MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO ESTÁTICA MÁXIMA DO CENÁRIO 1B	139
	APÊNDICE A-4: EVOLUÇÃO TEMPORAL DA MANCHA DE INUNDAÇÃO DO CENÁRIO 1B	149
	APÊNDICE A-5: MAPEAMENTO DO RISCO HIDRODINÂMICO DOS CENÁRIOS 1B E 2B	159
	APÊNDICE A-6: MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO	162
	ANEXO 1: RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS DOS REJEITOS DA BARRAGEM TICO- TICO (OU B1-AUXILIAR)	164

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Curva tensão-deformação típica de areias fofas em condições não drenadas.....	8
Figura 3.2 – Esquema do desenvolvimento da falha da barragem de Merriespruit relatado por testemunhas oculares.....	10
Figura 3.3 – Comportamento dos fluidos submetidos a tensões de cisalhamento	13
Figura 3.4 – Elevação da inundação devido à ruptura de Buffalo Creek	15
Figura 3.5 – Vista aérea da extensão da inundação após a ruptura da barragem de rejeitos de gesso, Texas – EUA.....	18
Figura 3.6 – Vista aérea do fluxo de rejeitos após o acidente em Jupille.....	22
Figura 3.7 – Vista aérea do fluxo de rejeitos após o acidente em Aberfan	23
Figura 3.8 – Configuração da barragem de rejeitos no vale do córrego Middle, afluente do rio Buffalo, antes do acidente	24
Figura 3.9 – Perspectiva da inundação do vale a jusante, um dia após o acidente de Buffalo Creek.....	25
Figura 3.10 – Detalhe da cunha de ruptura em Bafokeng	26
Figura 3.11 – Vista aérea da ruptura da barragem Bafokeng	27
Figura 3.12 – Vista aérea do arranjo geral das barragens de Stava	27
Figura 3.13 – Vista aérea (antes e depois) da ruptura da barragem de rejeitos de Stava	28
Figura 3.14 – Cicatriz deixada pela ruptura da Barragem de Fernandinho	29
Figura 3.15 – Vista aérea da barragem de Fernandinho e do talvegue a jusante após a ruptura	30
Figura 3.16 – Vista aérea da inundação provocada pela ruptura da barragem Merriespruit ...	31
Figura 3.17 – Vista aérea da cicatriz no reservatório da barragem de Merriespruit.....	31
Figura 3.18 – Perspectiva da brecha na barragem São Francisco.....	32
Figura 3.19 – Inundações provocadas em Mirai pela ruptura da barragem São Francisco	33
Figura 3.20 – Ensaios de ruptura – laboratoriais e de campo – para análise da formação da brecha por galgamento.....	36
Figura 3.21 – Ensaios de ruptura de campo para análise da formação da brecha por piping...36	36
Figura 3.22 – Domínio discreto de solução x-t para o esquema de Preissmann	43
Figura 3.23 – Perfis de escoamento permanente e armazenamento entre seções.....	48
Figura 3.24 – Perfil do escoamento Bingham-Plástico para rejeitos pós-liquefeitos.....	54
Figura 3.25 – Geometria idealizada para análise de equilíbrio de forças pós-ruptura	55
Figura 3.26 – Ábaco de parametrização da solução de estabilidade	57
Figura 3.27 – Esquema típico da solução geométrica pelo método do equilíbrio de forças	59
Figura 3.28 – Diagrama de classificação do risco da inundação.....	62
Figura 4.1 – Localização da barragem Tico-Tico e região analisada	65
Figura 4.2 – Seção típica do projeto de alteamento da Barragem Tico-Tico	66
Figura 4.3 – Fotografia do talude de jusante da Barragem Tico-Tico.....	67
Figura 4.4 – Curva cota-volume da Barragem Tico-Tico.....	67
Figura 4.5 – Perspectiva do vale do córrego dos Machados a jusante da Barragem Tico-Tico	68
Figura 4.6 – Principais parâmetros de uma brecha típica.....	69
Figura 4.7 – Evolução temporal de uma brecha típica	72
Figura 4.8 – Traçado das seções hidráulicas sobre o modelo digital de elevação adotado.....	75
Figura 4.9 – Variação do tempo de chegada da vazão de pico em função da variação do coeficiente de rugosidade de Manning: estudo de caso da ruptura de Buffalo Creek.....	76
Figura 4.10 – Resultados gráficos do ensaio de palheta realizado no furo 03 a 13 m de profundidade.....	79

Figura 4.11 – Regressão matemática para estimativa da resistência residual de solos liquefeitos	84
Figura 4.12 – Comparação entre modelos digitais de elevação de resoluções distintas em áreas urbanas.....	87
Figura 4.13 – Rio Paraopeba nas proximidades da confluência com o córrego dos Machados	89
Figura 4.14 – Bacia hidrográfica e localização da estação fluviométrica Ponte Nova do Paraopeba.....	91
Figura 4.15 – Curva-chave do rio Paraopeba em Ponte Nova do Paraopeba.....	92
Figura 4.16 – Distribuição de probabilidades teórica Gumbel para as vazões do rio Paraopeba em Ponte Nova do Paraopeba.....	92
Figura 4.17 – Hidrograma da cheia de janeiro de 2012 do rio Paraopeba registrado em Ponte Nova do Paraopeba.....	93
Figura 5.1 – Deplecionamento do reservatório e hidrograma de ruptura pelo modelo de Von Thun e Gillette (1990)	96
Figura 5.2 – Deplecionamento do reservatório e hidrograma de ruptura pelo modelo de Froehlich (2008)	96
Figura 5.3 – Deplecionamento do reservatório e hidrograma de ruptura pelo modelo de Xu e Zhang (2009)	96
Figura 5.4 – Comparação dos hidrogramas de ruptura resultantes da simulação dos modelos de brecha paramétricos	97
Figura 5.5 – Localização das seções notáveis selecionadas para a comparação dos resultados	97
Figura 5.6 – Elevação máxima atingida pela inundação para diversos cenários.....	98
Figura 5.7 – Perfil da inundação máxima para os cenários 3a e 3b.....	99
Figura 5.8 – Perfil da inundação máxima para os cenários 4a e 4b.....	99
Figura 5.9 – Inundação estática máxima atingida para diversos cenários.....	100
Figura 5.10 – Hidrogramas propagados nas seções notáveis - Cenário 1a.....	101
Figura 5.11 – Hidrogramas propagados nas seções notáveis - Cenário 1b	102
Figura 5.12 – Hidrogramas propagados nas seções notáveis - Cenário 2a.....	102
Figura 5.13 – Hidrogramas propagados nas seções notáveis - Cenário 2b	103
Figura 5.14 – Comparação das vazões de pico após a propagação dos hidrogramas.....	103
Figura 5.15 – Comparação entre o hidrograma da cheia de janeiro de 2012 e o hidrograma propagado até a Seção O no cenário 2b, no rio Paraopeba.....	104
Figura 5.16 – Comparação entre os tempos de chegada da frente de onda em cada seção....	105
Figura 5.17 – Comparação entre as velocidades máximas atingidas em cada seção	105
Figura 5.18 – Comparação entre as curvas-chave restituídas para a Seção “E”.....	106
Figura 5.19 – Comparação entre as curvas-chave restituídas para a Seção “H”.....	106
Figura 5.20 – Comparação entre as curvas-chave restituídas para a Seção “K”	107
Figura 6.1 – Relação entre volumes liberados e distâncias atingidas por ocasiões de rupturas diversas, classificada por tipo de rejeitos	112
Figura 6.2 – Relação entre volumes liberados e distâncias atingidas por ocasiões de rupturas diversas, classificada por modos de falha.....	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Caracterização de escoamentos em função da concentração de sólidos (continua)	15
Tabela 3.2 – Legenda para auxílio na interpretação da Tabela 3.3	19
Tabela 3.3 – Casos de ruptura de barragens de rejeitos com distância atingida registrada (continua)	19
Tabela 3.4 – Número esperado de vidas em função do tempo de aviso	63
Tabela 4.1 – Equações de previsão da largura média da brecha de ruptura	70
Tabela 4.2 – Equações de previsão do tempo de formação da brecha	71
Tabela 4.3 – Parâmetros de entrada para previsão da brecha	73
Tabela 4.4 – Resumo de parâmetros de escoamento típicos de rejeitos liquefeitos	78
Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de palheta executados em 2013 no reservatório da barragem Tico-Tico	80
Tabela 4.6 – Relação entre a retroanálise da resistência residual das areias e o número de golpes SPT para o mesmo material	82
Tabela 4.7 – Correção de finos para avaliação da resistência por meio de ensaios SPT	83
Tabela 4.8 – Resultados de $(N_1)_{60}$ extraídos dos ensaios de CPTu	83
Tabela 4.9 – Resultados dos ensaios de caracterização e granulometria	84
Tabela 4.10 – Definição dos cenários simulados no estudo de caso da Barragem Tico-Tico	88
Tabela 4.11 – Dados da estação fluviométrica Ponte Nova do Paraopeba (Código 40800001)	90
Tabela 5.1 – Resultados dos parâmetros da brecha de ruptura	95

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A	Área ativa da seção transversal ao escoamento
A_0	Área inativa da seção transversal, destinada apenas ao armazenamento
ANA	Agência Nacional de Águas
ASTER/GDEM	Modelo digital de elevação global ASTER
B	Largura molhada correspondente à área ativa A
B_b	Largura da base inferior da brecha
B_m	Largura média da brecha
b_3	Coefficiente de ajuste em função do material constituinte do maciço
b_4	Coefficiente de ajuste em função do modo de falha
b_5	Coefficiente de ajuste em função da erodibilidade do material
β	Coefficiente de Boussinesq para correção da distribuição de velocidades
C	Coefficiente de perda de carga de Chézy
c'	Parâmetro adimensional da celeridade
C_b	Coefficiente de ajuste em função do volume armazenado
C_r	Número de Courant
CNES	Centro Nacional de Estudos Espaciais (França)
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
CPRM	Serviço Geológico do Brasil
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
Δt	Intervalo de tempo computacional
Δx	Distância entre seções transversais
EUA	Estados Unidos da América
$ECS(N_1)_{60}$	Valor de $(N_1)_{60}$ em solos com finos correspondente ao mesmo $(N_1)_{60}$ para areias (“ <i>Equivalent Clean Sand</i> ”)
E_1	Força de resistência à tração
E_2	Força propulsora do escoamento
f	Coefficiente de atrito
ϕ	Qualquer variável entre: Q , S_c , S_m , A , A_0 , q , h .
φ	Ângulo formado com a horizontal
g	Aceleração da gravidade
γ	Peso específico

$\dot{\gamma}$	Taxa de deformação para fluido Bingham-Plástico
h	Espessura da lâmina líquida ou profundidade hidráulica do escoamento
h'	Parâmetro adimensional de elevação do escoamento
H_b	Altura final da brecha
H_c	Altura remanescente a jusante da cunha de ruptura
H_e	Altura de rejeitos remanescente à montante após a ruptura
H_t	Desnível geométrico da cunha de ruptura
h_T	Elevação correspondente à posição x_T
H_w	Altura do volume armazenado no reservatório no início da ruptura
H_0	Altura da barragem
I_B	Índice de fragilidade
I_t	Afluências no tempo t
ICOLD	Comitê Internacional de Grandes Barragens
K_c	Fator de condução da seção
k_0	Coefficiente de ajuste em função do modo de falha
L	Comprimento total cunha de ruptura
L_c	Contribuição da quantidade de movimento de tributários
L_e	Distância do pé do talude da barragem para o interior do reservatório
L_t	Distância atingida à jusante do pé do talude da barragem
m	Razão adimensional entre posição e tempo
MDE	Modelo Digital de Elevação
μ_a	Viscosidade dinâmica ou aparente
μ_p	Viscosidade plástica
n	Coefficiente de rugosidade de Manning
N_c	Fator de correção de $(N_1)_{60}$ para solos com presença de finos
N_0	Parâmetro adimensional de estabilidade da massa rompida
$(N_1)_{60}$	Valor padronizado para correção dos resultados de ensaios SPT realizados sob condições de energia diferentes
O_t	Defluências no tempo t
ω	Ângulo geral do talude de jusante da barragem
P	Perímetro molhado
PAE	Plano de Ações Emergenciais
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens

Q	Vazão
q	Contribuição de vazão específica lateral
R	Parâmetro adimensional de viscosidade
R_e	Número de Reynolds
R_h	Raio hidráulico
S	Parâmetro adimensional de resistência
S_0	Declividade média a jusante
S_c e S_m	Coefficientes de sinuosidade em função de h
S_{ec}	Perda de carga localizada, por efeitos de contração/expansão
S_f	Declividade da linha de energia
S_t	Armazenamento entre duas seções de referência
S_{ur}	Resistência residual ao cisalhamento não drenado
T	Resistência ao cisalhamento ao longo da base da cunha de ruptura
t	Variável independente relativa ao tempo
t'	Parâmetro adimensional do tempo
t_f	Tempo de formação total da brecha
τ_f	Resistência do cisalhamento de pico
τ_r	Resistência do cisalhamento de residual
τ_y	Tensão de escoamento
u	Velocidade média do escoamento
u'	Parâmetro adimensional de velocidade
U_w	Velocidade da onda
V_f	Volume de rejeitos liberados por unidade de brecha
V_w	Soma do volume de água e rejeitos no instante inicial da ruptura
W	Peso total da massa escoada por metro linear de brecha
W_f	Resistência do vento na superfície de escoamento
x	Variável independente relativa à posição longitudinal
x'	Parâmetro adimensional de posição do escoamento
x_T	Local de ocorrência da velocidade máxima
z	Coefficiente de declividade lateral
Z_t	Altura máxima de tensão no estado ativo

1 INTRODUÇÃO

Não obstante a polêmica discussão que versa em torno da ética das motivações políticas e econômicas para a implantação de barragens, é evidente que essas estruturas trazem consigo benefícios diretos e indiretos à população. A movimentação de recursos para a execução da obra e o usufruto advindo dos múltiplos usos possíveis durante a vida útil da barragem, atestam o progresso oriundo dessa tecnologia e, porque não dizer, dessa obra de arte.

Por via de regra, as características geométricas das barragens, ao permitirem o acúmulo de massa a montante de sua estrutura, resultam na formação de um reservatório com alto potencial energético. Por vezes, essa energia potencial gravitacional é convertida por usinas hidrelétricas e distribuída na forma de energia elétrica. Em outros casos, como na mineração, as barragens destinam-se também à contenção de rejeitos e sedimentos, não raro perigosos.

No entanto, as imensas cargas hidrostáticas acumuladas nos grandes volumes reservados constituem também fatores de risco que merecem atenção.

A despeito da remota probabilidade de falha, conferida pelos rigorosos critérios de projeto e implantação, a severidade dos danos consequentes de um acidente com barragens fomenta discussões voltadas ao estabelecimento de ações que visam à mitigação do risco a que se submete o vale a jusante.

ICOLD (2001) apresentou acervo com registros de 221 incidentes envolvendo barragens de rejeitos, cujos impactos atingiram até 120 quilômetros de extensão.

Segundo Davies (2002), nos últimos 30 anos, a frequência de ruptura de barragens de rejeitos foi aproximadamente 10 vezes maior do que a frequência de ruptura de barragens de contenção de água. Fato que evidencia a carência de uma boa gestão de risco dessas estruturas.

A complexidade da gestão de risco e segurança das barragens de rejeitos pode ser atribuída a diversos fatores (DAVIES, 2002; BLIGHT, 2010):

- As barragens de rejeitos estão em constante processo construtivo, por pelo menos 5 a 10 anos, podendo esse prazo ser estendido para além dos 50 anos;

- Os estados de tensões da estrutura estão em constante alteração;
- São operadas por uma sucessão de profissionais, nem sempre comprometidos com a gestão da segurança, nem sempre cientes dos riscos envolvidos na operação da barragem;
- Frequentemente, os funcionários alocados na operação da estrutura não estão habilitados a reconhecerem situações potencialmente perigosas, tampouco conhecem um fluxo de ações a serem tomadas em uma emergência;
- Por não apresentarem perspectiva de geração de receita, as barragens de rejeito têm sido frequentemente concebidas com alternativas tecnológicas estritamente necessárias ao atendimento de requisitos mínimos, como uma condicionante à exploração mineral, e não como um investimento de capital.

Não é sem razão que a lista de barragens de rejeito que sofreram ruptura é consideravelmente extensa e que os depósitos de rejeitos são considerados perigosos, principalmente se não forem respeitados e tratados como tal (BLIGHT, 2010).

A disseminação da cultura de gestão de risco e segurança de barragens no Brasil recebeu uma grande contribuição com a publicação do Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (MI, 2002). Nesse documento, encontram-se normas de construção, operação e manutenção, bem como indicação de procedimentos em casos de emergência.

Pouco mais tarde, segundo Lauriano (2009), as rupturas das barragens de rejeitos da Mineração Rio Verde, em 2001, e da Indústria de Papel Cataguases, em 2003, impulsionaram ações mais incisivas do Governo Federal no tocante à segurança de barragens que culminaram com um projeto de lei para o estabelecimento da Política Nacional de Segurança de Barragens, também em 2003.

No entanto, somente em setembro de 2010 é que a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) foi finalmente estabelecida com a publicação da Lei nº 12.334 (BRASIL, 2010).

Em atendimento às regulamentações que sucederam à PNSB, a equipe de geotecnia da empresa MMX Mineração e Metálicos S/A contratou a consultoria da VOGBR Recursos Hídricos e Geotecnia Ltda. para a elaboração de estudos de ruptura hipotética e do Plano de Ações Emergenciais da barragem de rejeitos da mina Tico-Tico, localizada no município de

Igarapé/MG. Cientes da carência de investigações sobre os fenômenos de ruptura de barragens de rejeitos, ambas as empresas autorizaram a utilização dos dados desses estudos como fomento à essa pesquisa.

1.1 Justificativa

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

- Altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15 m;
- Capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m³;
- Reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis;
- Categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas.

Frequentemente as barragens em ambientes de mineração apresentam maciços maiores do que 15 m ou volumes reservados acima de 3 Mm³. Em alguns casos, o lançamento de efluentes químicos associados aos rejeitos podem se incompatibilizar com o padrão de lançamento dos corpos de água da bacia hidrográfica, exigindo ensaios laboratoriais para a classificação do nível de periculosidade do material.

Quanto à categoria de dano potencial associado, a PNSB define que as barragens serão classificadas segundo critérios estabelecidos pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH).

Em julho de 2012, o CNRH publicou a Resolução nº 143 (BRASIL, 2012a) que estabelece critérios, não apenas para classificação quanto à categoria de dano potencial associado, mas também para a classificação por categoria de risco.

Os critérios estabelecidos para a classificação quanto ao dano potencial associado são (BRASIL, 2012a):

- Existência de população a jusante com potencial de perda de vidas humanas;

- Existência de unidades habitacionais ou equipamentos urbanos ou comunitários;
- Existência de infraestrutura ou serviços;
- Existência de equipamentos de serviços públicos essenciais;
- Existência de áreas protegidas definidas em legislação;
- Natureza dos rejeitos ou resíduos armazenados;
- Volume reservado.

Depreende-se dos critérios da Resolução nº143 que as categorias de dano potencial são definidas baseadas apenas na existência de ocupações importantes a jusante, sem levar em consideração se a inundação provocada por uma eventual ruptura irá atingir essas benfeitorias.

Como consequência da classificação quanto ao dano potencial associado, os proprietários de barragens de mineração podem ser obrigados a elaborarem um Plano de Ações Emergenciais.

Os Planos de Ações Emergenciais (PAE) estão inseridos no âmbito do Plano de Segurança da Barragem, instrumento da PNSB regulamentado para barragens de mineração pela Portaria nº416 (BRASIL, 2012b) publicada pelo Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM).

De acordo com a Portaria nº416 as barragens com alto dano potencial associado devem dispor de um Plano de Ações Emergenciais, documento que direciona as respostas em situação de emergência e define procedimentos para gerenciamento do risco tanto para a estrutura da barragem quanto para a planície de inundação.

É nesse cenário, caracterizado por um arcabouço legal cada vez mais coeso e rigoroso, que se observam os crescentes esforços para a regularização das condições construtivas e operacionais das barragens, focados também na elaboração do PAE. Ora, desde que o PAE se afirme como uma ferramenta de auxílio à mitigação de riscos e danos que possam acometer a sociedade civil, forçoso se faz que esses danos estejam, o quanto antes, bem definidos.

Nesse contexto, os estudos de ruptura de barragens e a consequente propagação da onda pelo vale a jusante auxiliam na definição de diretrizes operacionais mais assertivas. Todavia, em se tratando de barragens de rejeitos, a carência de critérios que subsidiem as condições de

execução desses estudos dificulta o julgamento de suas validades e, não raro, subtraem-lhes a credibilidade.

Para Rico *et al.* (2007), a diversidade das características das barragens de rejeitos torna meramente especulativa qualquer tentativa de generalização da previsão dos impactos de uma eventual ruptura.

Portanto, encontra-se nesse contexto motivação suficiente para a elaboração de pesquisa e estudos que auxiliem na compreensão e análise dos fenômenos de ruptura de barragens de rejeitos e do impacto da aplicação de diferentes metodologias na geração dos parâmetros de inundações.

1.2 Estrutura do trabalho

Esse trabalho está estruturado em oito capítulos, dentre os quais o primeiro (**Capítulo 1**) introduz a pesquisa no contexto acadêmico e tecnológico, abrindo precedentes para a declaração dos objetivos expostos no **Capítulo 2**.

No **Capítulo 3**, realiza-se uma breve revisão da literatura sobre os fenômenos de ruptura de barragens de rejeitos, incluindo a descrição sucinta de alguns casos históricos e a apresentação de alguns modelos matemáticos de propagação do potencial de inundação por ocasião de ruptura da barragem.

No **Capítulo 4**, descrevem-se os cenários de simulação e apresentam-se os materiais e a metodologia aplicada nos estudos da ruptura hipotética da Barragem Tico-Tico, apresentada no início do capítulo em conjunto com uma breve descrição do vale a jusante.

No **Capítulo 5** são apresentados os resultados das simulações posteriormente discutidos no **Capítulo 6**.

Finalmente, no **Capítulo 7** apresentam-se as conclusões do trabalho acrescentadas por recomendações e possibilidades de pesquisas deflagradas desse estudo.

Conta-se ainda com apresentação de desenhos e mapas temáticos apresentados nos apêndices e com os ensaios geotécnicos dos rejeitos da Barragem Tico-Tico apresentados em anexo.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Essa pesquisa tem como objetivo geral a comparação de diferentes metodologias de previsão de parâmetros de inundação decorrentes da ruptura de barragens de rejeitos.

2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos foram aqui definidos como subsídio da pesquisa em quatro itens:

- Analisar diferentes metodologias de previsão do hidrograma de cheia decorrente da ruptura hipotética da Barragem Tico-Tico;
- Analisar diferentes metodologias de propagação de ondas provenientes da ruptura hipotética da Barragem Tico-Tico;
- Avaliar a sensibilidade dos resultados obtidos frente à variação dos resultados dos modelos de brecha;
- Avaliar a aplicabilidade das metodologias no auxílio às diretrizes do Plano de Ações Emergenciais.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 *Ruptura de barragens de rejeitos*

Ao analisar as rupturas de barragens de rejeitos, três grandes questões são comumente elaboradas:

- Caso algum modo de falha se estabeleça e provoque a abertura de uma brecha, o rejeito confinado no reservatório irá escoar e em que proporção para as áreas a jusante?
- Se for instaurado o fenômeno de liquefação, qual o percentual da massa armazenada no reservatório irá de fato escoar pela brecha?
- Durante o escoamento dos rejeitos, qual será o sistema dinâmico que melhor representará o comportamento dos fluidos?

Fatores importantes como a escala da ruptura, a influência do método construtivo e dos materiais constituintes, a sistemática de disposição dos rejeitos no reservatório, os modos de falha e desenvolvimento da brecha, o percentual do volume do reservatório liberado, as velocidades iniciais do movimento, o regime de escoamento do fluido, a geomorfologia do terreno a jusante e as condições hidrológicas antecedentes, constituem variáveis determinantes do comportamento fenomenológico da ruptura de barragens de rejeitos, e ainda não se consagraram respostas para nenhuma delas.

3.1.1 Mecanismo de ruptura

Invariavelmente, o fenômeno de escoamento de rejeitos está intimamente vinculado à propensão do solo (rejeito) à liquefação (BISHOP, 1973).

Os variados mecanismos que envolvem o fenômeno de escoamentos de rejeitos por liquefação são ainda pouco compreendidos. Muitas das variáveis somente foram investigadas por métodos de inferência (indiretos), prescindindo de medições diretas durante o fenômeno (VICK, 1991).

Obviamente, a postura preventiva tem motivado o desenvolvimento de pesquisas para fomentar a compreensão dos fatores que conduzem à liquefação dos solos (LUCIA, 1981). No entanto, pouca atenção tem sido dispensada para a compreensão do comportamento dos solos após a instauração da liquefação e início do movimento.

Sob a orientação de Arthur Casagrande, Castro (1969) delimitou o comportamento de solos granulares pós-liquefeitos em laboratório. Em seus estudos, defende o desenvolvimento de uma “estrutura de escoamento” do solo, para a qual a relativa posição dos grãos em constante alteração provê uma resistência mínima ao movimento da massa total.

Segundo os ensaios conduzidos por Castro (1969), o comportamento típico das areias fofas não coesivas pode ser representado tal como na Figura 3.1, em que o solo atinge a resistência de pico (τ_f) para deformações muito pequenas (usualmente menores que 1%) experimentando uma redução marcante da resistência ao cisalhamento para inexpressivos acréscimos de deformação.

Nos limites da deformação verificados nos ensaios, as amostras atingem suas resistências residuais (τ_r), momento no qual se estabelece a “estrutura de escoamento”.

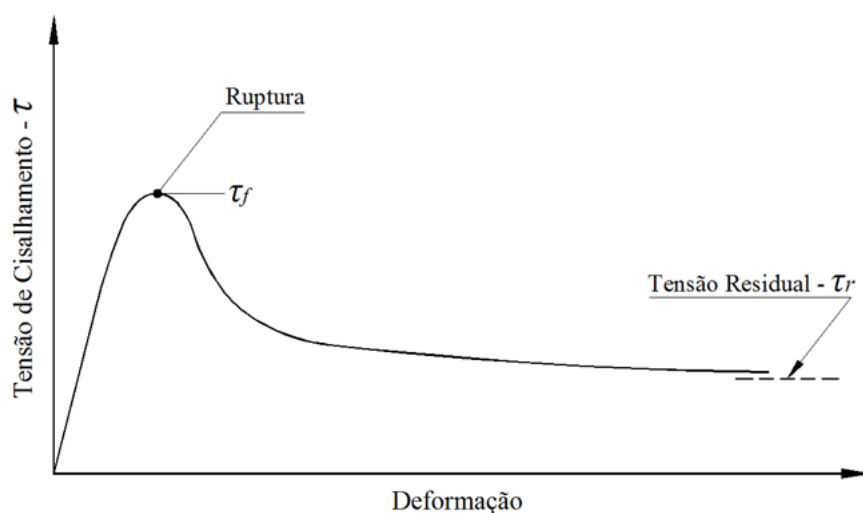


FIGURA 3.1 – Curva tensão-deformação típica de areias fofas em condições não drenadas
Fonte: Adaptado de CASTRO, 1969

Ao analisar o comportamento dos solos representado pela Figura 3.1, Bishop (1973) propõe que o potencial para o escoamento pós-ruptura pode ser relacionado à razão entre as resistências de pico e residual. A partir dessa relação, Bishop (1973) apresentou o conceito de “Índice de Fragilidade” (I_B), definindo-o pela equação:

$$I_B = \frac{\tau_f - \tau_r}{\tau_f} \quad (3.1)$$

Segundo Bishop (1973), materiais que apresentam altos índices de fragilidade (I_B) são mais susceptíveis ao escoamento por liquefação.

Highter e Tobin (1980) relacionaram o índice de fragilidade em condições não drenadas para rejeitos de minério de ferro, zinco e granada. Segundo esses autores, o índice de vazios inicial é o parâmetro que governa os valores do índice de fragilidade. Os resultados dos ensaios realizados por Highter e Tobin (1980) indicaram que, para as amostras dos três tipos de rejeitos, a possibilidade de escoamento devido à aplicação de carregamentos pode ser evitada se a compactação inicial do solo atingir valores acima de 80% da densidade seca máxima referente ao Proctor Modificado.

Apesar de indicar a propensão ao escoamento, os estudos acerca da influência do Índice de Fragilidade não fornecem subsídios para a definição do tipo de escoamento e da extensão dos impactos provenientes de um evento de ruptura.

3.1.2 Modos de falha

Os principais modos de falha associados à ruptura de barragens de rejeitos citados por ICOLD (2001) são:

- Galgamento;
- Terremoto;
- Percolação seguida por *piping*;
- Instabilidade de taludes;
- Falhas na fundação; e
- Falhas estruturais.

A classificação categórica dos modos de falha deve ser flexibilizada à medida que se percebe a influência de um sobre outro.

Por exemplo, no caso da ruptura da barragem de Merriespruit (item 37 da Tabela 3.3), Blight (2010) relata o desenvolvimento da ruptura como consequência de múltiplos fatores. Ao rever as análises de estabilidade do talude na região da brecha, compará-la com registros

piezométricos e com testemunhos locais, Bligh (2010) sugere que a provável sequência da ruptura de Merriespruit tenha sido:

- As falhas operacionais negligenciaram a formação de um lago, não previsto em projeto, nas adjacências do talude norte da barragem;
- A permanência do lago elevou os níveis de poropressão, resultando na eminência de uma ruptura circular da berma estabilizante sobreposta ao pé da barragem;
- A contínua progressão do nível de água resultou no galgamento do talude norte e na ruptura circular por cisalhamento em um trecho da berma estabilizante;
- Após a ruptura local, a abrasão conferida pela ação erosiva da veia líquida instaurada pelo galgamento provocou grave ravina que rapidamente evoluiu para a plenitude da brecha;
- O aumento repentino das tensões de cisalhamento estimulado pela supressão do dique de contenção do reservatório provocou a liquefação de parte dos rejeitos reservados que escaparam pela brecha.

Apresenta-se na Figura 3.2 um esquema do momento crucial do desenvolvimento da brecha em Merriespruit, quando o galgamento sobre o talude provocou uma ravina na região de ruptura da berma estabilizante.

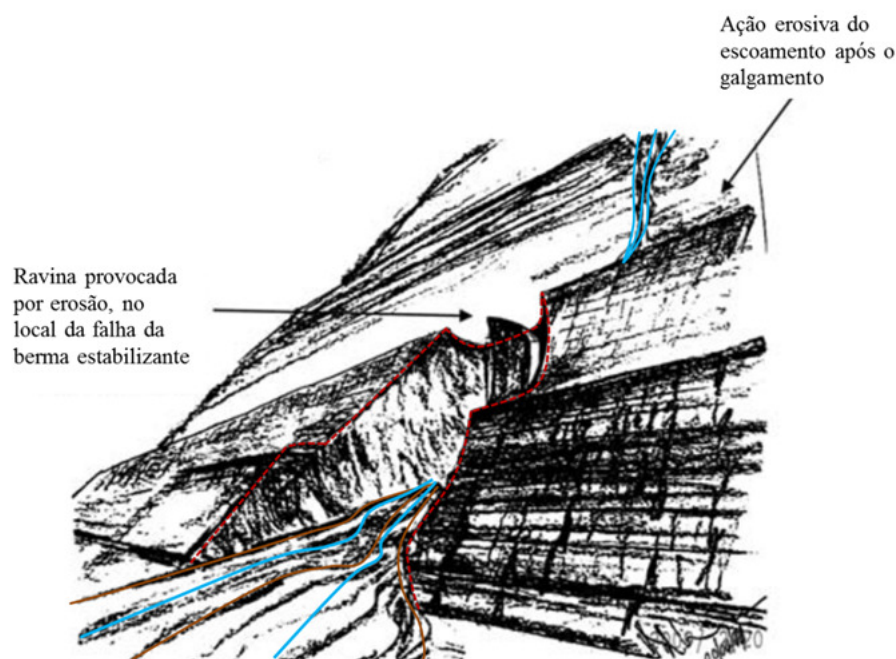


FIGURA 3.2 – Esquema do desenvolvimento da falha da barragem de Merriespruit relatado por testemunhas oculares

Fonte: Adaptado de BLIGHT, 2010

Verifica-se, portanto, que diversos modos de falha concorreram para a ruptura de Merriespruit; percolações subestimadas elevaram os níveis de poropressão no maciço promovendo problemas de instabilidade na face de jusante que se associaram às ações erosivas do galgamento (elegido como causa principal).

Blight e Fourie (2005) comentam sobre a possibilidade de fenômenos de *piping* atuarem no rebaixamento da crista e serem sucedidos por galgamento; ou ainda, sobre processos erosivos provocados por galgamento serem responsáveis pela redução do fator de segurança e consequente ruptura por cisalhamento.

Saliba (2009) identifica sequências de rupturas decorrentes de processos erosivos, acentuando a declividade do talude, e rupturas por instabilização ao mecanismo de formação da brecha em taludes de barragens de solo compactado submetidas a galgamento.

Não se encontraram na literatura evidências da influência do modo de falha na gravidade dos impactos da ruptura. E, de fato, a principal causa do fluxo intenso de rejeitos está aliada ao estado de tensões, que durante a ocorrência de um fenômeno inesperado (galgamento, *piping*, terremoto), pode ser alterado a ponto de iniciar um movimento de massa.

Dessa forma, a formação da brecha nos maciços das barragens opera como um gatilho para o início de um processo de escoamento ou liquefação dos rejeitos armazenados, uma vez iniciadas as súbitas deformações promovidas pela perda de suporte da massa de solo adjacente à brecha. Instaurado o escoamento pela brecha, o processo dinâmico somente se estabilizará quando da formação de um perfil de superfície no interior do reservatório compatível com a redução da resistência ao cisalhamento dos rejeitos supramencionados. De outro modo, todo o material armazenado irá afluir pela brecha (BLIGHT e FOURIE, 2005).

As considerações de Blight e Fourie (2005) vão ao encontro dos resultados obtidos por Castro (1987), que conclui que escorregamentos são desencadeados por terremotos quando as deformações acumuladas atingem níveis suficientemente altos para superarem a resistência de pico (τ_f) do solo, resultando em escoamentos consideráveis condicionados pela resistência residual não drenada (S_{ur}).

Outros autores tentam correlacionar o modo de falha a aspectos construtivos e inerentes às características locais.

Para Bishop (1973) o modo de falha de aterros de rejeitos é controlado pelo comportamento das camadas naturais da fundação e pelas propriedades dos materiais depositados.

Tem sido observado, no entanto, que a possibilidade de ocorrência de rupturas em barragens de rejeitos pode se vincular de alguma forma ao método construtivo utilizado durante a operação da estrutura. Reconhecendo-se, adicionalmente, que o método de alteamentos por montante aumenta sobremaneira o risco de acidentes nessas barragens (JEYAPALAN *et al.*, 1983a; ICOLD, 2001).

Por outro lado, ICOLD (2001) pondera que o método de alteamento por montante é o método mais tradicional e comumente utilizado na construção de barragens de rejeitos. E, ainda que os registros de acidentes de barragens alteadas por linha de centro seja pequeno, o número de barragens dessa categoria é também menor do que o número de barragens alteadas por montante.

3.1.3 Reologia dos escoamentos de rejeitos

A presença de altas concentrações de sedimentos induz a complexos processos de dissipação de energia durante o escoamento da mistura de água e rejeitos.

Além das tensões ordinárias, atribuídas à viscosidade e turbulência nos fluidos Newtonianos, a interação entre água e sedimentos, o atrito das partículas com os limites do canal e a colisão de materiais suspensos (tensão dispersiva) constituem fatores que se contrapõem ao movimento. Adicionalmente, a eventual presença de partículas de argila com potenciais coesivos elevados modifica os processos físicos que governam o escoamento (JULIEN e O'BRIEN, 1997).

Portanto, os escoamentos de sedimentos em estados hiperconcentrados dependem do estabelecimento de complexas funções para a caracterização das interações entre água e sedimentos e das condições de contorno reológicas do sistema.

Para a mecânica dos fluidos clássica, a tensão necessária para produzir determinada deformação em um fluido é proporcional à taxa de deformação (du/dy). Para um fluido real em movimento, as tensões cisalhantes – que existem apenas em condições dinâmicas – desenvolvem-se em função de uma taxa de deformação angular. Apresentam-se na Figura 3.3 diferentes relações entre tensões cisalhantes e deformações.

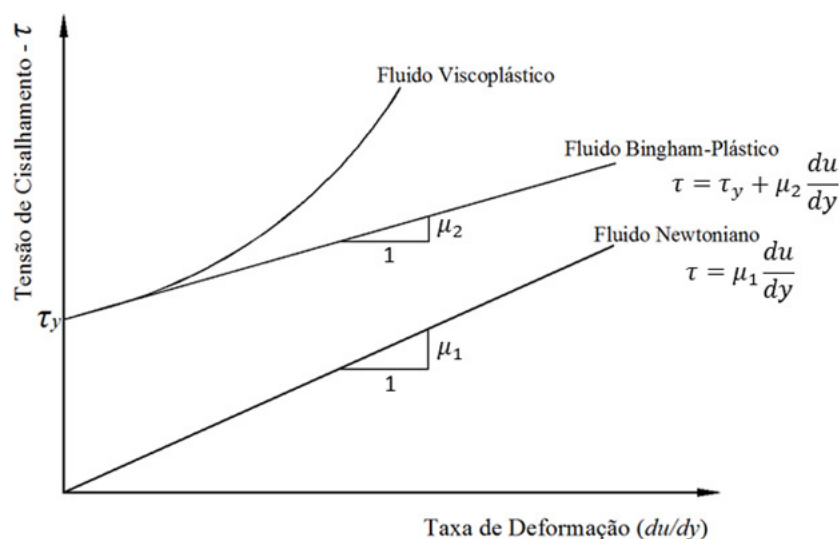


FIGURA 3.3 – Comportamento dos fluidos submetidos a tensões de cisalhamento
 Fonte: Adaptado de O'BRIEN e JULIEN, 1984

Tal como representado pela Figura 3.3, os escoamentos Newtonianos respeitam uma relação linear entre a tensão cisalhante e a taxa de deformação definida pelo gradiente de viscosidade μ_1 . Ainda na figura, verifica-se que os escoamentos do tipo Bingham-Plástico diferenciam-se dos escoamentos Newtonianos por associarem à relação tensão-deformação uma tensão de escoamento (τ_y) que precisa ser superada a fim de que ocorra algum movimento.

Os escoamentos de sedimentos em estados hiperconcentrados correspondem a escoamentos não-Newtonianos cujas tensões de cisalhamento não são linearmente proporcionais à taxa de deformação (O'BRIEN e JULIEN, 1984). As concepções teóricas para fluidos viscoplásticos e Bingham-Plásticos têm sido constantemente aplicadas para a descrição dos fenômenos de escoamentos hiperconcentrados.

Para O'Brien e Julien (1984) e Phillips (1988), modelos que assumem a hipótese de escoamento segundo o comportamento Bingham-Plástico podem apresentar bons resultados na representação de escoamentos de lama, desde que condicionados a canais prismáticos de declividades suaves para as quais o regime de escoamento seja parcialmente turbulento e os efeitos de perda de carga por rugosidade sejam desprezíveis.

Segundo Jeyapalan, *et al.* (1983a), os escoamentos de rejeitos liquefeitos são muito bem caracterizados pelo modelo Bingham-Plástico. Na concepção de seu modelo, Jeyapalan, *et al.*

(1983a) afirmaram que, quando liquefeitos, a maioria dos rejeitos – com exceção dos rejeitos de fosfato – escoam sob regimes laminares.

Lucia (1981) declara que rejeitos de fosfato, que apresentam partículas muito finas e teores de umidade elevados, escoam tal como se água fossem.

Essa hipótese foi bastante criticada por Vick (1984), que considera as propriedades dos rejeitos bastante complexas para serem premeditadamente utilizadas na simplória classificação dos escoamentos entre laminares (maioria dos rejeitos) e turbulentos (rejeitos de fosfato).

Segundo Vick (1984), as características dos rejeitos *in-situ*, proporcionadas pela variação dos sistemas de disposição nos reservatórios, pelas diferentes granulometrias dos materiais segregados e pelo adensamento natural conferido pelo peso próprio do volume reservado são determinantes do comportamento dinâmico após uma eventual ruptura.

Vick (1984) defende ainda que as diferentes intensidades de sismos que induzem a liquefação podem impactar sobremaneira na velocidade inicial do movimento e, conseqüentemente, na classificação do regime dos escoamentos em laminar ou turbulento.

Dessa forma, Vick (1984) conclui que regimes de escoamento turbulentos ou laminares podem ser atribuídos a quaisquer depósitos de rejeitos, desde que instauradas condições de contorno para tanto.

A exemplo dessa afirmação, Fread e Lewis (1998) apresentaram resultados da retroanálise da inundação provocada pela ruptura de Buffalo Creek (item 18 da Tabela 3.3). Nessa simulação foi utilizado o modelo matemático de Saint-Venant, para fluidos Newtonianos em regime de escoamento não-permanente e turbulento, com o intuito de representar o escoamento de rejeitos de carvão.

Os resultados de elevação da retroanálise representados pela Figura 3.4 atestam a possibilidade de adoção da hipótese de ocorrência de escoamento turbulento (e Newtoniano) para a definição de inundações provocadas por escoamento de rejeitos – que não apenas rejeitos de fosfato.

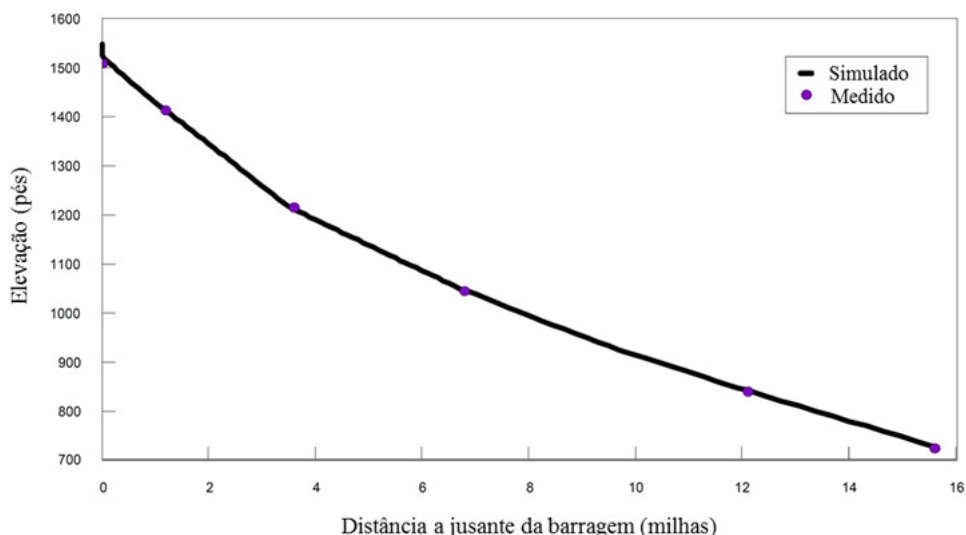


FIGURA 3.4 – Elevação da inundação devido à ruptura de Buffalo Creek
 Fonte: FREAD e LEWIS, 1998

Jeyapalan, *et al.* (1983b) observam que, como no caso de Buffalo Creek, as características dos escoamentos de rejeitos não dependem apenas da natureza do material, mas também da quantidade de água envolvida no movimento.

De fato a presença da água é definitiva na caracterização do escoamento. Hutchinson e Bhandari (1971) estudaram as causas das corridas de lama e movimentos de massa e concluíram que o acúmulo de poropressões elevadas constitui causa primária desses movimentos.

O'Brien e Julien (1984) apresentaram relações de concentração de sedimentos como diretriz qualitativa para avaliação da propensão ao escoamento (vide Tabela 3.1).

TABELA 3.1 – Caracterização de escoamentos em função da concentração de sólidos (continua)

Característica do Escoamento	Concentração Volumétrica (C_v)	Descrição
Escorregamento	0,53 a 0,90	Não há escoamento
	0,50 a 0,53	Deformações internas e movimento lento devido às tensões

Característica do Escoamento	Concentração Volumétrica (C_v)	Descrição
Lama plástica	0,48 a 0,50	Escoamento evidente, apesar de lento / Deformações plásticas sem espraçamento sobre as superfícies adjacentes
	0,45 a 0,48	Início de espraçamentos, apesar da atuação de forças coesivas
Corrida de Lama	0,40 a 0,45	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	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	Separação de água na superfície / ondas propagam-se com facilidade / decantação de partículas granulares
	0,20 a 0,30	Ação de ondas distinta / Superfície fluida / todas as partículas foram decantadas
Escoamento aquoso	< 0,20	Inundação provocada por propagação de onda no estado líquido com de carga de sedimentos suspensos

Fonte: Adaptado de O'BRIEN e JULIEN, 1984

Conforme constatado pela classificação da Tabela 3.1, para concentrações de sólidos na polpa de rejeitos (C_v) de até 20% em volume, o escoamento comporta-se como um líquido semelhante à água. Por exemplo, considerando rejeitos com massa específica dos grãos igual a 3,00, estas condições equivalem a rejeitos com até 43% de sólidos em massa, que correspondem à maioria de rejeitos bombeados no Brasil.

Para C_v variando entre 20% e 40 % em volume – o que corresponderia a uma polpa de rejeitos com 43% a 67% de sólidos em massa para rejeitos com massa específica dos grãos igual a 3,00 – os escoamentos apresentam alta fluidez com propagação de ondas por distâncias consideráveis. Estes valores encontram-se na faixa das polpas de rejeitos espessados.

Segundo Julien e O'Brien (1997), as corridas de lama ($C_v < 40\%$) caracterizam-se como turbulentas e com resistência ao escoamento dependente das condições de contorno externas.

Somente para valores de C_v acima de 45% em volume é que as forças coesivas e as tensões intrínsecas passam a prevalecer como indutoras da alta plasticidade e resistência ao escoamento. Para rejeitos com massa específica dos grãos igual a 3,00, essas condições equivalem a rejeitos com concentração de sólidos em massa de cerca de 71% (típicas de rejeitos em pasta). Nessas condições, raras no Brasil, os rejeitos depositados liberam pouca água e apresentam baixa propensão ao escoamento.

Reitera-se que as classificações propostas a partir da concentração volumétrica são apenas qualitativas e não podem ser utilizadas como condição *sine qua non*, tampouco definitivas.

Para Vick (1991), a inexistência de correlação entre parâmetros reológicos e indicadores de propriedades dos rejeitos antes da ruptura demonstra a insipiência da atribuição de parâmetros de escoamento a partir de ensaios laboratoriais e, ou, a partir de retroanálises feitas após o estado de equilíbrio.

Todos os esforços dispensados à promoção do conhecimento acerca da reologia que governa os escoamentos de rejeitos e sedimentos possibilitaram, até o momento, a conspiração de diversas teorias. Não obstante as ponderações legítimas registradas na literatura, não se encontrou ainda um modelo que apresentasse solução de continuidade para a definição da extensão dos impactos decorrentes da ruptura de barragens de rejeitos.

Conforme relatado na introdução, segundo Rico *et al.* (2007), a diversidade das características das barragens de rejeitos torna meramente especulativa qualquer tentativa de generalização da previsão dos impactos de uma eventual ruptura.

Aliás, pouca relação entre causa e efeito tem sido estabelecida quando se observam os casos históricos de rupturas de barragens.

De fato, os registros históricos de ruptura de barragens de rejeitos evidenciam a amplitude dos impactos de inundação que, ora limitam-se a poucos metros da brecha (como no caso da barragem de contenção de rejeitos de gesso apresentada na Figura 3.5), ora percorrem grandes distâncias (vide o acidente nº 17 na Tabela 3.3 onde 120 quilômetros de extensão foram atingidos pela ruptura da barragem de fosfato em 1971 no estado da Flórida, EUA).



FIGURA 3.5 – Vista aérea da extensão da inundação após a ruptura da barragem de rejeitos de gesso, Texas – EUA

Fonte: JEYAPALAN, 1983b

3.1.4 Histórico de casos de ruptura de barragens de rejeitos

Os registros de acidentes envolvendo barragens de rejeitos evidenciam os riscos elevados associados a esse tipo de obra. Segundo Davies (2002), nos últimos 30 anos, a frequência de ruptura de barragens de rejeitos foi aproximadamente 10 vezes maior do que a frequência de ruptura de barragens de contenção de água.

Blight (2010) apresentou uma lista com as 19 maiores falhas ocorridas entre os anos de 1928 e 2000 que, somadas, ceifaram 1080 vidas humanas. Dentre as quais, 1065 ocorreram entre os anos de 1965 e 1996 – uma média de 34 vidas por ano.

Davies (2002) apresentou breve descrição estatística dos casos de ruptura de barragens de rejeitos ocorridos entre os anos de 1970 e 2001, inclusive. Período no qual, segundo este autor, ocorreram em média pelo menos 2 a 5 acidentes por ano. Essa frequência de acidentes foi associada por Davies (2002) a um inventário de 3.500 barragens, resultando em uma probabilidade de falha anual de 1/700 a 1/1750 por barragem. Valores elevados que implicam em riscos raramente admitidos na gestão de segurança dessas estruturas.

Não obstante a merecida atenção que deve ser dispensada a todos os casos de rupturas registrados pela história, elegeram-se nesse trabalho apenas aquelas cujas distâncias atingidas foram relatadas.

Com o intuito de ilustrar a grande variabilidade dos parâmetros envolvidos e das extensões das inundações provocadas por rupturas de barragens de rejeitos, apresenta-se na Tabela 3.3 uma breve compilação de casos coletados no cenário mundial.

Na Tabela 3.2 apresenta-se uma legenda para auxiliar a interpretação da Tabela 3.3

TABELA 3.2 – Legenda para auxílio na interpretação da Tabela 3.3

Método Construtivo	Material	Modo de falha
M - Alçamento por Montante	R – Rejeitos	T – Terremoto
J - Alçamento por Jusante	S – Solo	G – Galgamento
B - Barragem Convencional	C - Rejeito Ciclonado	I - Instabilidade do Talude
P - Ponta de Aterro	E – Enrocamento	F - Falha na Fundação
G – Barragem de Gravidade	EM - Estéril de Mina	ES - Falha Estrutural
	A – Alvenaria	PE – Percolação / <i>Piping</i>

TABELA 3.3 – Casos de ruptura de barragens de rejeitos com distância atingida registrada (continua)

nº	Ano	Identificação / Local	Tipo de minério	Dados técnicos da barragem				Modo de falha	Rejeitos liberados (m³)	Distância atingida (m)
				Método Construtivo	Material	Altura máxima (m)	Volume armazenado (m³)			
1	1944	Aberfân Tip nº 4 / Wales / Reino Unido	carvão	P	-	46	17 (Mt)	-	-	700
2	1961	Jupille / Belgica	pozolana	P	-	46	0,6 (Mt)	I	0, 15 (Mt)	600
3	1961	Tymawr / Reino Unido	carvão	-	-	-	-	-	-	800
4	1965	Bellavista / Chile	cobre	M	R	20	450.000	T	70.000	2.500
5	1965	Cerro Negro nº 3 / Chile	cobre	M	R	20	500.000	T	85.000	5.000
6	1965	El Cobre New Dam / Chile	cobre	J	C	19	350.000	T	350.000	12.000

n°	Ano	Identificação / Local	Tipo de minério	Dados técnicos da barragem				Modo de falha	Rejeitos liberados (m³)	Distância atingida (m)
				Método Construtivo	Material	Altura máxima (m)	Volume armazenado (m³)			
7	1965	El Cobre Old Dam / Chile	cobre	M	R	35	4.250.000	T	1.900.000	12.000
8	1965	Hierro Viejo / Chile	cobre	M	R	5	-	T	800	1.000
9	1965	La Patagua New Dam / Chile	cobre	M	R	15	-	T	35.000	5.000
10	1965	Los Maquis nº 3 / Chile	cobre	M	-	15	43.000	T	21.000	5.000
11	1965	Tymawr / Reino Unido	carvão	-	-	12	-	G	-	700
12	1966	Derbyshire / Reino Unido	carvão	J	-	8	-	F	30.000	100
13	1966	Não Identificado / Texas / EUA	gesso	M	R	16	-	PE	130.000	300
14	1966	Aberfân Tip nº 7 / Wales / Reino Unido	carvão	P	-	39	0,43 (Mt)	PE	0,109 (Mt)	600
15	1968	Hokkaido / Japão	-	M	R	12	300.000	T	90.000	150
16	1970	Maggie Pye / Reino Unido	caolin	M	R	18	-	I	15.000	35
17	1971	Não Identificado / Florida / EUA	fosfato	B	S	15	12.340.000	-	9.000.000	120.000
18	1972	Buffalo Creek / EUA	carvão	M	-	14 a 18	500.000	G-PE	600.000	27.000
19	1973	Não Identificado / Sul dos EUA	cobre	M	S	43	500.000	I	170.000	25.000
20	1974	Bafokeng / África do Sul	platina	M	R	20	17.000.000	PE	3.000.000	45.000
21	1974	Deneen Mica Yancey / EUA	mica	M	EM	18	300.000	I	38.000	30
22	1974	Galena Mine / Idaho / EUA	prata	M	EM	9	-	G	3.800	610
23	1978	Mochikoshi nº 1 / Japão	ouro	M	R	28	480.000	T	80.000	32.000
24	1978	Mochikoshi nº 2 / Japão	ouro	M	R	19	480.000	T	3.000	150
25	1978	Arcturus / República do Zimbábue	ouro	M	R	25	1,7 a 2,0 (Mt)	G	0,039 (Mt)	300
26	1979	Church Rock / Novo México / EUA	urânio	B	S	11	370.000	F	370.000	110.000
27	1980	Phelps-Dodge / Novo México / EUA	cobre	M	C	66	-	I	2.000.000	8.000
28	1981	Balka Chuficheva / Rússia	ferro	M	C	25	27.000.000	I	3.500.000	1.300
29	1985	Bonsal / Carolina do Norte / EUA	agregados	B	S	6	38.000	G	11.000	800
30	1985	Cerro Negro nº 4 / Chile	cobre	M	C	40	2.000.000	T	500.000	8.000
31	1985	Ollinghouse / Nevada / EUA	ouro	B	S	5	120.000	PE	25.000	1.500

nº	Ano	Identificação / Local	Tipo de minério	Dados técnicos da barragem				Modo de falha	Rejeitos liberados (m³)	Distância atingida (m)
				Método Construtivo	Material	Altura máxima (m)	Volume armazenado (m³)			
32	1985	Stava / Itália	fluorita	M	C	29	300.000	I	190.000	8.000
33	1985	Veta de Agua nº 1 / Chile	cobre	M	R	24	700.000	T	280.000	5.000
34	1985	Quintette / Marmot / Canada	carvão	-	-	-	-	-	2.500.000	2.500
35	1986	Fernandinho / Minas Gerais / Brasil	ferro	G	A	30	-	ES	100.000	12.000
36	1989	Stancil / Maryland / EUA	agregados	M	S	9	74.000	I	38.000	100
37	1994	Merriespruit / África do Sul	ouro	M	R	31	10 (Mt)	G	2,5 (Mt)	4.000
38	1996	Marcopper / Filipinas	cobre	-	-	-	-	ES	2,4 (Mt)	25.000
39	1996	Sgurigrad / Bulgária	chumbo / zinco / cobre / prata	M	R	45	1.520.000	I	220.000	6.000
40	1998	Los Frailes / Espanha	zinco / chumbo / cobre	B	E	27	15.000.000	F	6.800.000	40.000
41	2007	São Francisco / Miraf / Brasil	bauxita	B	S	32	-	G	2.000.000	92.000
42	-	Castle Dome / Arizona / EUA	cobre	M	R	-	-	PE	150.000	100

Fonte: Adaptado de ICOLD, 2001; BLIGHT, 2010; BISHOP, 1973; LUCIA, 1981, RICO *et al*, 2007; e CBDB, 2012

Alguns casos apresentados na Tabela 3.3 foram relatados com um pouco mais de detalhe nos itens subsequentes.

3.1.4.1 Jupille – Bélgica (1961)

A estrutura localizava-se em Jupille, município de Liège na Bélgica e rompeu na tarde do dia 3 de fevereiro de 1961 provocando um fluxo de material que resultou na perda de 11 vidas.

O depósito de pozolana de aproximadamente 600.000 toneladas de material foi construído sem controle de compactação a partir do lançamento de finos por caminhões, tal qual uma ponta de aterro. O aterro apresentava uma altura máxima aproximada de 46 m e uma umidade estimada em 25% (BISHOP, 1973).

Antes da ruptura as camadas inferiores do aterro apresentaram elevada umidade (58%). A análise do evento aponta que o movimento iniciou sobre um gradiente de declividade de 18° e transportou um volume entre 100.000 m³ a 150.000 m³ por uma extensão de 600 m. Estima-se

que o fenômeno de transporte atingiu elevadas velocidades, possivelmente acima de 30 m/s (BISHOP, 1973).

Apresenta-se na Figura 3.6 uma vista aérea do local após o acidente, a partir da qual se identificam a cicatriz da ruptura no depósito e o poder destrutivo do material transportado em alta velocidade.



FIGURA 3.6 – Vista aérea do fluxo de rejeitos após o acidente em Jupille
Fonte: BISHOP, 1973

3.1.4.2 Aberfan, Depósito nº 7 – Reino Unido (1966)

No dia 21 de outubro de 1966, em Aberfan (Wales, Reino Unido), ocorreu uma ruptura repentina no aterro do depósito de rejeitos de carvão nº 7, resultando na destruição de uma escola infantil e residências, somando-se 144 vidas perdidas.

O aterro foi construído a partir da descarga de rejeitos de carvão. O depósito final assumiu uma geometria semelhante a um tronco de cone com declividades de taludes correspondentes ao ângulo de repouso característico do material (BISHOP, 1973).

Na ocasião da ruptura o aterro apresentava uma elevação máxima de 39 m. Antes do acidente, o material do aterro indicava relativos sinais de baixa compactação e uma densidade aparente seca de cerca de 1600 kg/m³ (LUCIA, 1981).

Uma percolação não controlada adveio da fundação saturando as camadas inferiores do depósito. O deslocamento do material foi atribuído à uma falha na fundação do aterro. Estima-se que 107.000 m³ de rejeitos foram deslocados a velocidades entre 4,5 m/s a 9 m/s. Do volume total de rejeitos transportados, cerca de apenas 40.000 m³ atravessaram um aterro de ferrovia existente a montante da vila. O fluxo de material atingiu uma distância de aproximadamente 600 m (BISHOP, 1973).

Apresenta-se na Figura 3.7 uma vista aérea da devastação provocada pelo fluxo de rejeitos decorrente da ruptura do Depósito nº 7 em Aberfan.



FIGURA 3.7 – Vista aérea do fluxo de rejeitos após o acidente em Aberfan
Fonte: BISHOP, 1973

3.1.4.3 Barragem de Buffalo Creek – Estados Unidos (1972)

A barragem de Buffalo Creek localizava-se na Virgínia do Oeste, no vale encaixado de Middle Fork, configurando uma sequência de estruturas tal como representado na Figura 3.8.

O único dispositivo de descarga consistia de uma tubulação de 600 mm de diâmetro posicionada acerca de 2,5 m abaixo da crista (BISHOP, 1973).

Apesar da ocorrência de galgamento em função da capacidade de descarga reduzida da tubulação, outros modos de falha como *piping* e sobrelevação da freática devido à percolação também se aliam às possíveis causas atribuídas ao acidente (BISHOP, 1973).



FIGURA 3.8 – Configuração da barragem de rejeitos no vale do córrego Middle, afluente do rio Buffalo, antes do acidente

Fonte: DAVIES *et al.*, 1972 *apud* BISHOP, 1973

Sob a responsabilidade da empresa Buffalo Mining Company, a barragem rompeu em 26 de fevereiro de 1972 após a incidência de um evento de precipitação entre 50 mm e 180 mm nas 72 horas antecedentes (BISHOP, 1973).

A ruptura teve seu início na barragem nº 3 que apresentava cerca de 15 m de altura, desencadeando a ruptura e o transporte dos rejeitos armazenados também nos reservatórios imediatamente a jusante. Estima-se que foram liberados cerca de 170.000 m³ de rejeitos transportados por 27 km (LUCIA, 1981).

O acidente ocasionou a perda de 118 vidas e deixou cerca de 4.000 desabrigados. Apresenta-se na Figura 3.9 uma fotografia de montante para jusante da aérea – antes ocupada pela comunidade de Saunders – um dia após o acidente. Estima-se que a inundação tenha atingido 6 m de altura nessa região (USDA, 1972).



FIGURA 3.9 – Perspectiva da inundação do vale a jusante, um dia após o acidente de Buffalo Creek

Fonte: USDA, 1972

3.1.4.4 Bafokeng – África do Sul (1974)

Na manhã do dia 11 de novembro de 1974 a barragem de rejeitos n  1 da mina de platina de Bafokeng, localizada nas proximidades do município de Rustenburg (África do Sul), rompe desencadeando consequências desastrosas (BLIGHT, 2010).

Durante a madrugada verificou-se a ocorrência de uma precipitação de 50 anos de tempo de retorno, suficiente para preencher o reservatório. Suspeita-se que a eleva o do nível de água induziu fenômenos de percolação que teriam levado a estrutura   falha (LUCIA, 1981).

Apresenta-se na Figura 3.10 uma perspectiva da cunha de ruptura formada no interior do reservatório como consequência do fluxo de material a jusante.



FIGURA 3.10 – Detalhe da cunha de ruptura em Bafokeng

Fonte: BLIGHT, 2010

O reservatório de Bafokeng continha 17 Mm³ de rejeitos acondicionados em uma barragem de 20 m de altura, cuja área ocupada aproximava-se a 85 ha. Desse volume, cerca 3 Mm³ escoaram através da brecha que desenvolveu-se rapidamente para larguras finais de 120 m a 140 m (BLIGHT, 2010).

Nos primeiros 4 km a lama efluente espalhou-se atingindo elevações de 10 m e larguras de 0,8 km. Não obstante a presença de pronunciadas planícies a jusante da barragem, a dissipação da onda de cheia não interrompeu o avanço da lama que percorreu cerca de 45 km após misturar-se ao fluxo natural do rio Kwa-Leragana, acomodando-se no reservatório da barragem de água de Vaalkop (BLIGHT, 2010).

Apresenta-se na Figura 3.11 uma vista aérea do acidente de Bafokeng que provocou a perda de 12 vidas.

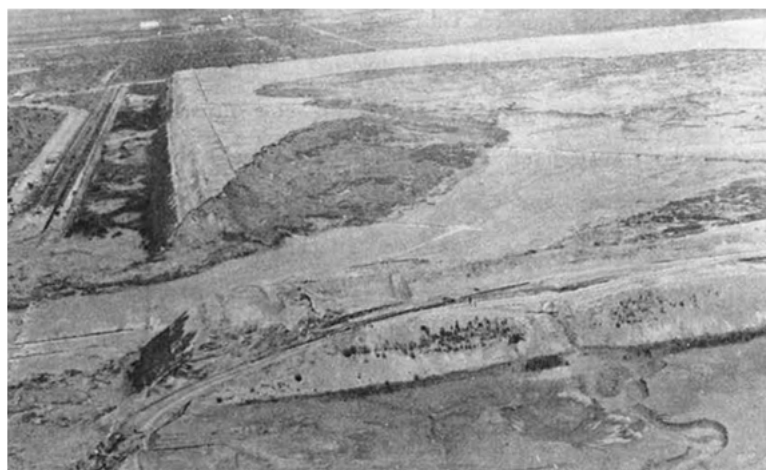


FIGURA 3.11 – Vista aérea da ruptura da barragem Bafokeng

Fonte: LUCIA, 1981

3.1.4.5 Stava – Itália (1985)

No início da tarde do dia 19 de julho de 1985, ocorreu a ruptura de duas barragens de rejeitos, construídas para a operação de uma mina de fluorita. O número de 268 vidas perdidas entre as vilas de Stava e Tesero, no norte da Itália, marcou esse evento como um dos mais catastróficos da história.

As duas barragens justapostas no vale (Figura 3.12), apresentavam rejeitos suficientemente granulares para serem alteadas por montante. O sistema de descarga da barragem de montante atravessava o interior de seu maciço e desembocava no reservatório da barragem a jusante (ICOLD, 2001).

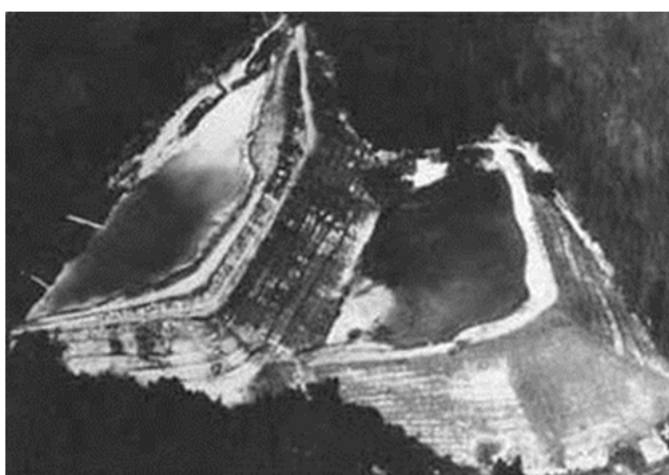


FIGURA 3.12 – Vista aérea do arranjo geral das barragens de Stava

Fonte: WISE-URANIUM, 2013

Quando a segunda barragem (montante) atingiu a elevação de 29 m, uma condição de instabilidade, provavelmente provocada por uma elevada percolação, resultou em um escorregamento rotacional que provocou a abertura da brecha dessa estrutura. O deslocamento repentino de energia provocou a ruptura da barragem a jusante. O somatório dos volumes efluentes em decorrência da falha das estruturas provocou uma onda de rejeitos que atingiu velocidades de 17 m/s, percorrendo cerca de 8 km (ICOLD, 2001).

Apresenta-se na Figura 3.13 uma vista antes e depois da ruptura no vale de Stava e Tesero.

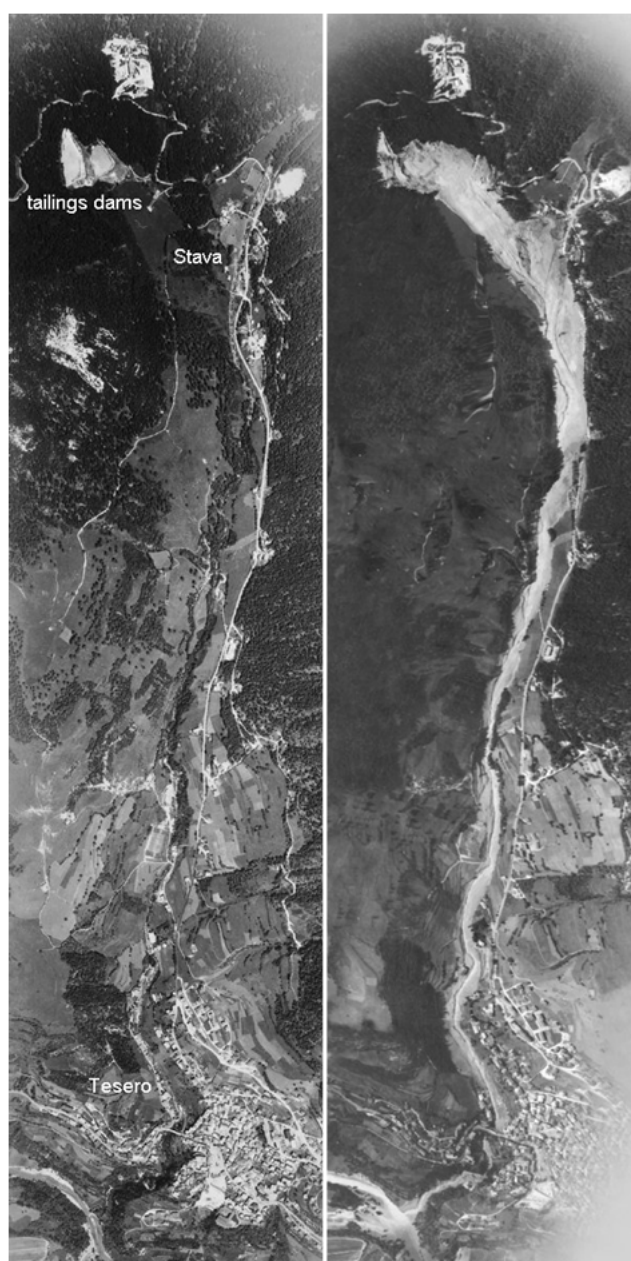


FIGURA 3.13 – Vista aérea (antes e depois) da ruptura da barragem de rejeitos de Stava
Fonte: WISE-URANIUM, 2013

3.1.4.6 Fernandinho – Brasil (1986)

A barragem de rejeitos da Mina de Fernandinho, de propriedade da Itaminas Comércio de Minérios S/A, localizava-se no município de Itabirito. A ruptura dessa estrutura ocorreu no ano de 1986 e é narrada por Parra e Lasmar (1987).

Segundo esses autores, baseados em relatos de testemunhas, a ruptura teria ocorrido em duas etapas. Na primeira, houve uma movimentação lenta próximo à ombreira direita, envolvendo o lago do reservatório e levando máquinas e operadores que trabalhavam no local. Posteriormente, ocorre o colapso total do maciço (vide Figura 3.14) associado à formação de uma onda de lama.



FIGURA 3.14 – Cicatriz deixada pela ruptura da Barragem de Fernandinho

Fonte: PARRA e LASMAR, 1987

Os sinais deixados pelo acidente impressionaram pela rapidez com que se desenvolveu, pela velocidade alcançada e pelo alto grau de fluidez da massa envolvida. Em gargantas situadas a jusante, irregularidades do terreno que poderiam ter aprisionado parte da massa em movimento ficaram vazias, evidenciando o caráter de reduzidas viscosidades do fluido. (PARRA e LASMAR, 1987).

Nas margens havia sinais de grandes desníveis nas alturas alcançadas pela onda de lama. Toda a vegetação e o solo superficial foram removidos pela força da massa em movimento, deixando uma superfície com aspecto desértico. Apresenta-se na Figura 3.15 uma vista aérea da barragem de Fernandinho e do talvegue a jusante após a ruptura.



FIGURA 3.15 – Vista aérea da barragem de Fernandinho e do talvegue a jusante após a ruptura

Fonte: PARRA e LASMAR, 1987

3.1.4.7 Merriespruit – África do Sul (1994)

Durante a noite do dia 22 de fevereiro de 1994 um dos diques da barragem de rejeitos de ouro, localizada a 300 m do vilarejo de Merriespruit, entra em colapso resultando na perda de 17 vidas.

Manobras operacionais mal direcionadas resultaram na descarga não prevista de água e rejeitos, que somada ao volume de chuva antecedente ao evento reduziram gravemente a borda livre da barragem para 0.3 m, deslocando a posição original do lago (mais centralizada) para as extremidades do reservatório próximo ao talude setentrional (BLIGHT, 2010).

Segundo testemunhas oculares, às 17h00min do dia do acidente, identificou-se o fluxo de água por sobre a crista do dique norte, momentos antes da ruptura, quando nenhuma ação corretiva poderia ser tomada. Associado ao galgamento testemunhou-se a formação de uma fossa no talude na região onde, posteriormente, formou-se a brecha (BLIGHT, 2010).

Imediatamente antes de atingir as primeiras edificações de Merriespruit, a onda de rejeitos apresentava 2,5 m de altura. Algumas dessas casas foram arrancadas de suas fundações,

enquanto paredes tombavam e coberturas ruíam. A corrida de lama invadiu as ruas do vilarejo (Figura 3.16), percorrendo cerca de 4 km (BLIGHT, 2010).

Apresenta-se na Figura 3.17 uma vista aérea da cicatriz formada no reservatório após a ruptura da barragem de Merriespruit.



FIGURA 3.16 – Vista aérea da inundação provocada pela ruptura da barragem Merriespruit
Fonte: BLIGHT, 2010



FIGURA 3.17 – Vista aérea da cicatriz no reservatório da barragem de Merriespruit
Fonte: BLIGHT, 2010

3.1.4.8 Barragem São Francisco – Brasil (2007)

Sob a responsabilidade da empresa Mineração Rio Pomba Cataguases Ltda., a Barragem São Francisco destinava-se à contenção de rejeitos provenientes do beneficiamento da bauxita.

Em março de 2006 o sistema extravasor apresentou falhas estruturais que provocaram o vertimento de grande quantidade de lama. Esse acidente, motivou a construção de outro sistema extravasor posicionado na crista da barragem (CBDB, 2012).

Na madrugada do dia 10 de janeiro de 2007, sob efeitos de chuvas intensas na região, testemunhou-se o galgamento pela ombreira direita da barragem São Francisco, provocando a abertura da brecha no maciço (Figura 3.18) devido à instalação de processos erosivos intensos. Segundo as investigações realizadas, havia um desnível próximo a um acesso na ombreira direita da barragem que induziu o galgamento da crista concomitantemente à adução das afluições ao reservatório pelo sistema extravasor (CBDB, 2012).

Não obstante a preservação de todas as vidas humanas, em função de ações diligentes para a evacuação da população ribeirinha, estima-se que a inundação tenha atingido 92 km de extensão, passando pelos municípios de Miraf, Muriaé e Lage do Muriaé (CBDB, 2012).

Apresentam-se na Figura 3.19 imagens das inundações na região de Miraf a apenas 7 km a jusante da barragem.



FIGURA 3.18 – Perspectiva da brecha na barragem São Francisco

Fonte: BRASIL e ROCHA, 2012



FIGURA 3.19 – Inundações provocadas em Mirai pela ruptura da barragem São Francisco
Fonte: MINISTÉRIO PÚBLICO, 2007 *apud* CBDB, 2012

3.2 Estudos de ruptura de barragens de rejeitos

3.2.1 Formação da brecha

No contexto da previsão de impactos, o objetivo dos estudos dos mecanismos de ruptura atrelados ao desenvolvimento da brecha não é outro senão o de determinar o hidrograma efluente a ser propagado a jusante.

Analisando casos de ruptura de barragens de rejeitos, Rico *et al.* (2007) encontraram apenas três registros de vazão máxima. Ainda assim, Rico *et al.* (2007) propuseram uma formulação empírica para a previsão da vazão de pico efluente a partir da reconstituição das vazões proposta por outros autores. Com exceção desse trabalho, não se identificou na literatura qualquer menção a modelos de brecha específicos para barragens de rejeitos.

A carência de pesquisas sobre os fenômenos de desenvolvimento de brechas em barragens de rejeitos conduz à simplificada aplicação dos modelos desenvolvidos para barragens de água.

Essa premissa, por vezes conservadora, resulta na efluência completa de todo material armazenado, ignorando qualquer possibilidade de interrupção do movimento no interior do reservatório.

Nos estudos apresentados por Lucia (1981), o volume de rejeitos usualmente liberado foi consideravelmente menor do que o volume total armazenado. Todavia, para alguns casos, especialmente quando os rejeitos apresentaram-se extremamente fluidos, todo o reservatório foi esgotado. Na ausência de evidências contrárias, Lucia (1981) defende a hipótese de que 100% do volume de rejeitos irá escoar pela brecha.

Ao aplicarem regressões matemáticas correlacionando volumes de rejeitos armazenados com volumes escoados, Rico *et al.* (2007) apresentaram uma equação que aproxima o volume de rejeitos escoados a um terço do volume total. Nesse mesmo estudo, a envoltória superior do volume de rejeitos liberados equivale, mais uma vez, a 100% do volume total armazenado.

Ao que tudo indica, parece haver um consenso de que, para efeitos de definição de impactos, a hipótese de aplicação de modelos de brecha desenvolvidos para barragens de água é, ainda, a mais razoável.

Saliba (2009) identifica duas fases distintas que marcam o desenvolvimento dos estudos dos mecanismos de ruptura de barragens. A primeira, até a década de 70, quando predomina o conceito de ruptura abrupta dos maciços e a segunda fase, a partir da década de 80, quando os registros de casos reais de ruptura apontam a necessidade de avaliação da resistência dos maciços.

A hipótese comum para as barragens de concreto é de que a ruptura ocorrerá de forma abrupta, quase instantânea. E ainda, para as barragens em arco assume-se a ruptura total, enquanto que para as barragens em gravidade ou contraforte a hipótese de ruptura parcial é mais razoável (ICOLD, 1998).

Na perspectiva dos maciços em solo, Ponce e Tsivoglou (1981) *apud* Saliba (2009) apontam o desenvolvimento gradual de uma brecha pela ação erosiva do escoamento como mecanismo principal a ser avaliado. Afirmativa consoante com os resultados de brecha analisados por Singh e Scarlatos (1988), os quais apresentam alta sensibilidade diante da variação da classe de erodibilidade do material.

Ao atuar como o principal mecanismo de formação da maioria das brechas, a erosão provocada pelo cisalhamento da água em contato com o solo evolui na medida em que se aumentam a carga hidráulica e a velocidade do escoamento sobre a brecha. Após iniciado, esse movimento deflagra-se continuamente até que as tensões cisalhantes se equiparem com a resistência do solo, momento no qual se instaura o equilíbrio morfodinâmico do processo.

A difusão de distintas metodologias para previsão da brecha de ruptura nos maciços das barragens permite que elas sejam classificadas em quatro grupos: (i) modelos fisicamente embasados, (ii) modelos paramétricos, (iii) equações de previsão e (iv) análise comparativa.

As análises comparativas constituem simples procedimentos de atribuição de parâmetros de brecha e, ou, de hidrogramas de ruptura por meio de comparação das características da barragem analisada com outra barragem cuja ruptura tenha de fato ocorrido e sido registrada.

3.2.1.1 Modelos fisicamente embasados

Os modelos fisicamente embasados preveem o desenvolvimento da brecha a partir de modelos de erosão, transporte de sedimentos e mecânica dos solos.

Na vanguarda efetiva desses modelos destaca-se o NWS BREACH (FREAD, 1991) pela sua adesão e difusão como modelo fisicamente embasado. Apesar de sua vasta utilização a simplicidade do modelo NWS BREACH não permite a representação da variabilidade dos materiais constituintes do maciço, trabalha com a premissa de progressão uniforme e contínua da brecha e apresenta por vezes resultados pouco satisfatórios (MORRIS *et al.*, 2009a).

Na tentativa de adentrarem na dinâmica do processo de gênese da brecha, os modelos fisicamente embasados, não podem prescindir de ensaios de campo. ASCE/EWRI (2011), atualizando o banco de dados de Wahl *et al.* (2008), contabilizou 44 citações de ensaios realizados sob patrocínios da iniciativa pública e privada. A maioria deles (98%) realizados a partir da década de 80.

Apresentam-se na Figura 3.20 e na Figura 3.21 fotografias de momentos específicos de ensaios laboratoriais e de campo.

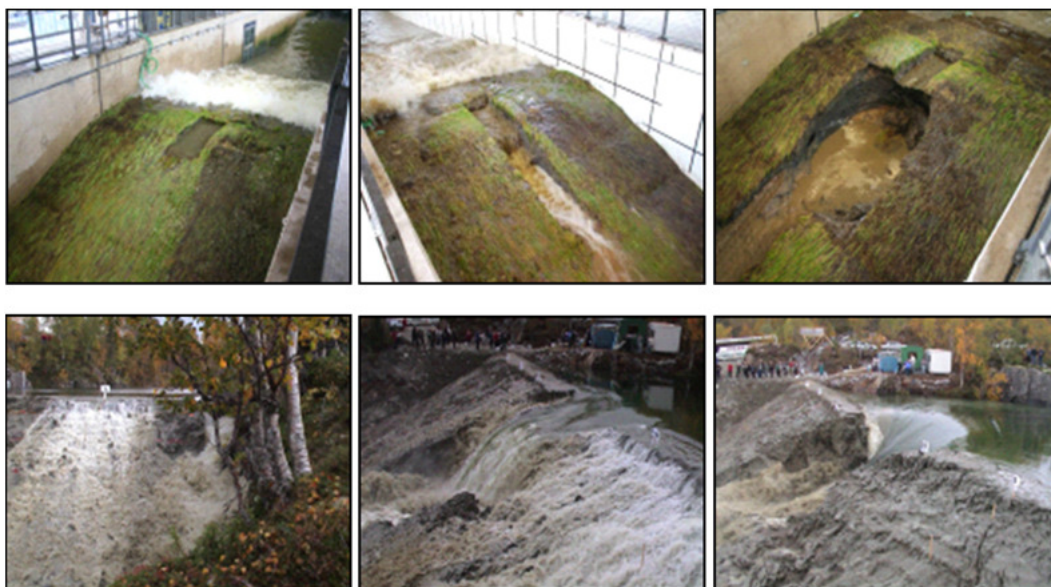


FIGURA 3.20 – Ensaio de ruptura – laboratoriais e de campo – para análise da formação da brecha por galgamento

Fonte: Adaptado de MORRIS, 2009a; 2009b



FIGURA 3.21 – Ensaio de ruptura de campo para análise da formação da brecha por piping

Fonte: ASCE/EWRI, 2011

Se por um lado os modelos fisicamente embasados buscam a fidelidade da representação fenomenológica, por outro, eles tendem a se tornarem extremamente complexos e a demandarem uma intensidade de dados que podem inviabilizar sua utilização.

Macchione (2008) propôs um modelo simplificado, com necessidade de calibração de apenas um parâmetro e, portanto, de fácil aplicação.

Segundo Wahl *et al.* (2008), em razão das simplificações a que são constrangidos, a maioria desses modelos têm se revelado inconsistentes quando seus resultados são contrastados com os mecanismos de brecha observados em estudos de caso e ensaios laboratoriais.

Apesar do grande investimento efetuado para o desenvolvimento dos modelos fisicamente embasados e do relativo avanço alcançado nesses estudos, os modelos paramétricos ainda são os mais utilizados (WAHL *et al.*, 2008).

3.2.1.2 Modelos paramétricos

A dificuldade de consagração dos modelos fisicamente embasados tem outorgado, até o momento, a supremacia da previsão de brechas para os modelos paramétricos.

Pautados em casos reais de ruptura de barragens, os modelos paramétricos constituem-se de regressões matemáticas, usualmente multivariadas, ajustadas a parâmetros geométricos e hidráulicos medidos durante e após a abertura da brecha.

A função primária dos modelos paramétricos é a definição dos parâmetros da brecha em seu estado inicial e final. Aos parâmetros estimados, atribui-se uma função de progressão que irá guiar o desenvolvimento geométrico da brecha durante o tempo t_f .

Dentre os autores que propuseram modelos paramétricos, os mais citados e comparados pela literatura são MacDonald e Langridge-Monopolis (1984), Von Thun e Gillette (1990) e Froehlich (1995a; 2008).

Esses e outros modelos foram submetidos a estudos de casos e comparados por Wahl (1998; 2004), Gee (2009) e Rocha *et al.* (2010). Em todas as análises a dispersão dos resultados chamou atenção.

Ao tentar reconstituir o hidrograma de ruptura registrado na Barragem de Orós (Ceará, Brasil), Gee (2009) demonstrou que todos os modelos testados (inclusive o modelo NWS BREACH) superestimaram os valores observados.

Também há indícios de que os modelos paramétricos apresentem tendências de superestimar as vazões de pico dos hidrogramas no trabalho apresentado por Chauhan *et al.* (2004). Esses autores compararam os valores de vazão de pico obtidos pelas equações de previsão de Froehlich (1995b) com os valores obtidos pelo modelo paramétrico proposto pelo mesmo autor (FROEHLICH, 1995a). Chauhan *et al.* (2004) demonstraram uma tendência crescente para a diferença dos resultados quando simulados para volumes acima de 12 Mm³.

Segundo Chauhan *et al.* (2004), os modelos paramétricos tendem a superestimar as vazões de pico ao considerarem que elas coincidirão com o tempo de formação da brecha final, conquanto modelos físicos demonstram que os processos erosivos ocorrem também quando da passagem do ramo descendente do hidrograma.

Os estudos desenvolvidos por Rocha *et al.* (2010) para o caso hipotético da Barragem do Aproveitamento Múltiplo Manso (Mato Grosso, Brasil) evidenciaram a discrepância dos resultados e apontaram a dificuldade de convergência dos modelos paramétricos quando aplicados para barragens cujas dimensões extrapolam os dados utilizados nas regressões matemáticas.

Rocha *et al.* (2010) também aplicou o modelo de Xu e Zhang (2009), que ascende entre os modelos paramétricos por utilizar um bom banco de dados e por permitir variações nos parâmetros de brecha para susceptibilidades à erosão diferenciadas.

A despeito da elevada amplitude de resultados, a simplicidade dos modelos associada à base de casos de ruptura e à facilidade de aplicação do método para a sintetização do hidrograma efluente tornam os modelos paramétricos bastante atrativos.

3.2.1.3 Equações de previsão

As equações de previsão constituem formulações empíricas, estatisticamente embasadas por estudos de casos reais registrados. Elas definem o pico de vazão efluente sem considerações acerca do princípio teórico que rege a formação da brecha.

Comumente os mesmos autores que desenvolvem modelos paramétricos, também propõem equações de previsão direta da vazão de pico. A grande desvantagem desse método é que a forma do hidrograma é definida arbitrária e empiricamente, sem qualquer relação com a taxa de progressão da brecha e com os volumes armazenados no reservatório.

Ressalta-se a equação de previsão de Rico *et al.* (2007), anteriormente citada, pelo fato de ter sido ajustada a casos de ruptura de barragens de rejeitos e escorregamentos de terra. Reiterando, contudo, a fragilidade do banco de dados utilizado e o erro atribuído à restituição das vazões de pico a partir de curvas-chave usualmente aplicadas para escoamento de água.

Mais uma vez, Rocha *et al.* (2010) compararam o desempenho das equações de previsão para o estudo de caso do APM Manso encontrando um valor médio de vazão de pico de ~122.000 m³/s com um desvio padrão de ~114.000 m³/s.

3.2.2 Propagação do potencial de inundação

Vick (1991) estabelece duas categorias de modelos utilizados para a simulação de impactos decorrentes de ruptura de barragens de rejeitos. Na primeira, encontram-se os modelos de escoamento, que se submetem ao desafio de representarem o processo dinâmico de escoamentos não-Newtonianos hiperconcentrados. Na segunda classe, identificam-se os modelos simplificados de equilíbrio de forças, que definem os impactos de uma eventual ruptura por meio do balanço das forças atuantes no volume de controle simulado. Vick (1991) ressalta que ambas as categorias somente são aplicáveis para reservatórios de rejeitos privados de quantidades significantes de água no momento que antecede à ruptura. Caso contrário, acrescenta Vick (1991), a propagação dos impactos a jusante deve ser simulada por modelos convencionais usualmente aplicados para barragens de água.

Wu *et al.* (2011) sintetizaram o estado da arte em propagação de ondas de ruptura de barragens de água, para o qual, as metodologias unidimensionais (1D) ainda são mais adequadas, frente às restrições de convergência numérica e processamento de dados dos modelos 2D e 3D. Na coletânea de modelos matemático-computacionais apresentada pelo ICOLD (1998), 74% incorporam a solução das equações completas de Saint-Venant para fluxo unidimensional.

Em novembro de 2012 o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) promoveu o Seminário “Gestão de Riscos e Segurança de Barragens de Rejeitos”. Na oportunidade, Brasil e Rocha (2012) defenderam que o estado da arte em previsão de inundações provocadas por ruptura de barragens de rejeitos também circunscreve-se à aplicação do modelo matemático de Saint-Venant, alimentado pelo hidrograma de ruptura resultante de modelos paramétricos de formação da brecha.

Apresentam-se na sequência quatro modelos utilizados para a propagação dos impactos provocados pela ruptura de barragens de rejeitos, sendo que os dois primeiros foram concebidos para o trânsito de cheias de fluidos Newtonianos.

3.2.2.1 Modelo hidráulico distribuído – Saint Venant

Fread (1981) resgatou breve histórico da teoria dos modelos de propagação de ondas. Segundo ele, as investigações receberam significativos impulsos nos séculos XVII e XVIII de Newton, Laplace e Lagrange, que aprofundados por diversos autores do século XIX, culminaram com a formulação teórica unidimensional para escoamentos não-permanentes proposta por Barré de Saint-Venant em 1871.

As equações de Saint-Venant apresentadas na sequência apoiam-se nos princípios de conservação da massa e da quantidade de movimento, aplicando todos os seus termos (gravidade, atrito, pressão e inércia):

$$\frac{\partial(Au)}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0; \text{ [conservação da massa]} \quad (3.2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_0 - S_f); \text{ [conservação da quantidade de movimento]} \quad (3.3)$$

Nas quais:

A é a área ativa da seção transversal ao escoamento (m²);

u é a velocidade média do escoamento (m/s);

x é a posição longitudinal (m);

t é o tempo (s);

g é a aceleração da gravidade (m/s²);

h é a espessura da lâmina líquida (m);

S_0 é a declividade média a jusante (m/m).

S_f é a declividade da linha de energia (m/m);

Nas equações 3.2 e 3.3, x e t são as variáveis independentes e A é uma função de u e h . A declividade da linha de energia (S_f) equivale ao termo de perda de carga e pode ser estimado pelas formulações de Chézy e Manning para escoamentos permanentes.

Cunge *et al.* (1980) destacam que para a dedução das equações de Saint-Venant, assumiram-se as seguintes hipóteses:

- O escoamento é unidimensional. A velocidade é uniforme e a elevação do nível de água é constante ao longo de uma mesma seção;
- A distribuição de pressões é hidrostática. As curvas durante o fluxo são suaves e as acelerações verticais desprezíveis;
- Os efeitos de turbulência e atrito são análogos àqueles considerados nas leis de resistência ao escoamento em regime permanente;
- A declividade média do fundo do canal é pequena a ponto de o cosseno do ângulo formado pelo canal e a horizontal ser próximo da unidade.

Aparentemente, as hipóteses que sustentam as equações de Saint-Venant não se verificam para todas as situações de propagação de ondas de ruptura. As transições bruscamente variadas e as elevadas acelerações verticais nas proximidades da barragem refutam a hipótese de pressões hidrostáticas. Em trechos de seção encaixada, geralmente localizados nas cabeceiras das bacias, as declividades excedem ao limite preconizado. Já nos trechos de baixa declividade, as planícies pronunciam-se mais vastas e as velocidades e elevações em uma mesma seção variam veementemente.

No entanto, os resultados das retroanálises realizadas por Fread e Lewis (1998) – apresentada na Figura 3.4 – e por Yochum *et al.* (2008) demonstram a acurácia desse modelo para avaliação de inundações provocadas por ondas de ruptura de barragens.

Fread (1992) apresentou as equações de Saint-Venant em uma versão estendida, sob sua forma conservativa, explicitando termos para considerações dos efeitos de expansão/contração e sinuosidade do canal. As equações 3.4 e 3.5 são, dessa forma, rerepresentadas para a lei de conservação da massa:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S_c(A+A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (3.4)$$

E conservação da quantidade de movimento:

$$\frac{\partial(S_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2/A)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial t} + S_f + S_{ec} \right) + L_c + W_f B = 0 \quad (3.5)$$

Nas quais:

Q é a vazão (m³/s);

S_c e S_m são coeficientes de sinuosidade em função de h (adimensionais);

A_0 é a área inativa da seção transversal, destinada apenas ao armazenamento (m²);

q é a contribuição específica lateral (m³/s.m);

β é o coeficiente de Boussinesq para correção da distribuição de velocidades (adimensional);

S_{ec} é a perda de carga localizada, por efeitos de contração/expansão (adimensional);

L_c é a contribuição da quantidade de movimento de tributários (m³/s²);

W_f é a resistência do vento na superfície de escoamento (m²/s²);

B é a largura molhada correspondente à área ativa A (m).

Por não permitirem solução analítica aplicável na maioria dos casos práticos, as equações de Saint-Venant somente foram empregadas com o advento dos computadores, que impulsionaram o processamento de dados, possibilitando a execução de métodos numéricos para grandes distâncias (FREAD, 1981).

Dentre as diversas técnicas de diferenças finitas utilizadas para solucionar as equações 3.4 e 3.5, a mais difundida e recomendada é o esquema implícito de quatro pontos ponderados de Preissmann (FREAD, 1992).

Segundo Fread (1992), o esquema implícito de quatro pontos permite a manipulação de propriedades para controle da convergência e estabilidade da solução, possibilita a entrada de intervalos desiguais no espaço e tempo, além de facilitar a aplicação de condições de contorno.

O domínio “espaço-tempo” sobre o qual desenvolve-se o procedimento de cálculo do esquema implícito de quatro pontos está representado pela Figura 3.22.

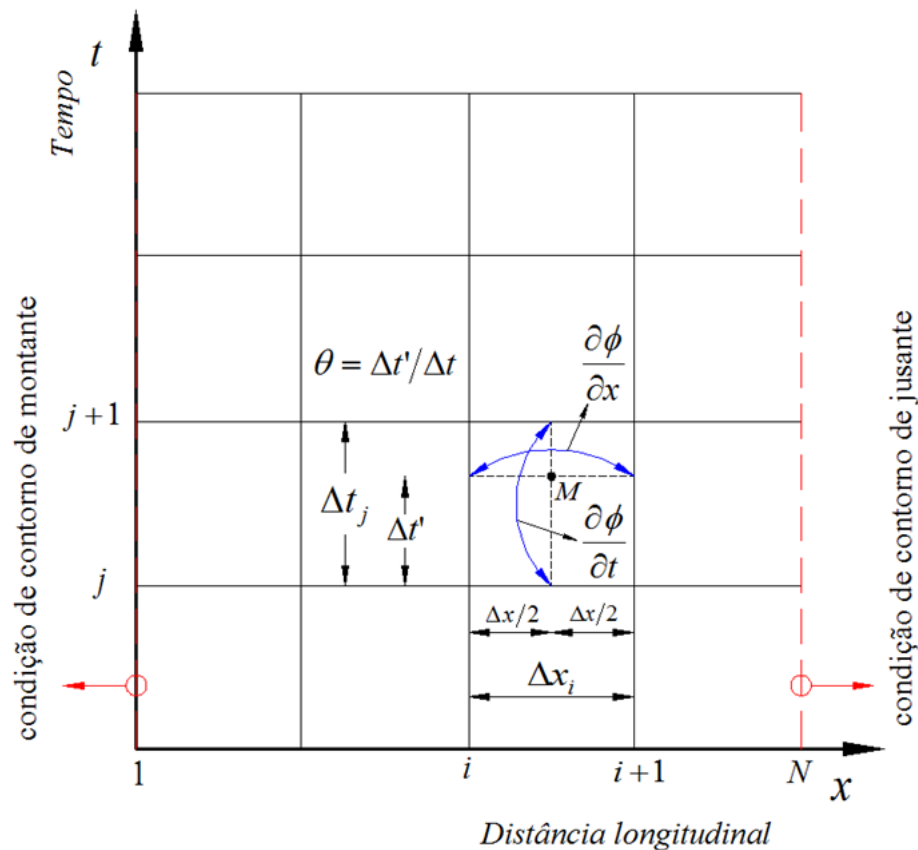


FIGURA 3.22 – Domínio discreto de solução x-t para o esquema de Preissmann
 Fonte: Adaptado de FREAD, 1992

Como representado na Figura 3.22, a rede de pontos é determinada pela interseção das linhas paralelas aos eixos x e t. Aquelas paralelas ao eixo do tempo representam a localização das

seções transversais espaçadas pelo intervalo Δx , conquanto as paralelas ao eixo das distâncias definem as linhas de tempo intercaladas pelo intervalo Δt .

Ao contrário do que sugere a Figura 3.22 os intervalos (Δx e Δt) não precisam ser iguais, embora sua variação seja limitada em prol da estabilidade numérica do modelo.

Cada ponto da rede retangular pode ser identificado por um índice subscrito i , que designa a posição x , e por um índice sobrescrito j , que designa o instante t .

As derivadas no tempo são aproximadas por um quociente de diferenças sucessivas centrado no ponto M , entre i e $i + 1$, ao longo do eixo x :

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} \simeq \frac{\phi_i^{j+1} + \phi_{i+1}^{j+1} - \phi_i^j - \phi_{i+1}^j}{2\Delta t_j} \quad (3.6)$$

Na qual:

ϕ = qualquer variável ($Q, S_c, S_m, A, A_0, q, h$).

As derivadas espaciais são aproximadas ao ponto M por um quociente de diferenças sucessivas localizado entre duas linhas de tempo, considerando ainda o fator de ponderação θ :

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} \simeq \frac{\theta(\phi_{i+1}^{j+1} - \phi_i^{j+1})}{\Delta x_i} + \frac{(1-\theta)(\phi_{i+1}^j - \phi_i^j)}{\Delta x_i} \quad (3.7)$$

Enfim, as demais variáveis podem ser aproximadas ao ponto M por meio do mesmo fator de ponderação no mesmo instante t para o qual a derivada espacial é avaliada:

$$\phi \simeq \frac{\theta(\phi_i^{j+1} + \phi_{i+1}^{j+1})}{2} + \frac{(1-\theta)(\phi_i^j + \phi_{i+1}^j)}{2} \quad (3.8)$$

De acordo com Fread (1992) o esquema implícito de quatro-pontos ponderados é incondicionalmente estável para $0,5 < \theta < 1,0$. Contudo, a adequada relação entre os intervalos Δx e Δt é fundamental para a acurácia dos resultados, tão mais comprometida, quanto maior o valor de θ . Usualmente, Fread (1992) recomenda a utilização de $\theta = 0,6$.

Ao substituir as funções derivadas e demais variáveis das equações 3.4 e 3.5 pelos operadores de diferenças finitas apresentados nas equações 3.6, 3.7 e 3.8, obtém-se as equações implícitas de diferenças finitas:

$$\theta \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta x_i} - \theta q_i^{j+1} + (1 - \theta) \frac{Q_{i+1}^j - Q_i^j}{\Delta x_i} - (1 - \theta) q_i^j + \frac{S_{c_i}^{j+1}(A+A_0)_i^{j+1} + S_{c_i}^{j+1}(A+A_0)_{i+1}^{j+1} - S_{c_i}^j(A+A_0)_i^j - S_{c_i}^j(A+A_0)_{i+1}^j}{2\Delta t_j} = 0 \quad (3.9)$$

$$\frac{(S_{m_i} Q_i)^{j+1} + (S_{m_i} Q_{i+1})^{j+1} - (S_{m_i} Q_i)^j - (S_{m_i} Q_{i+1})^j}{2\Delta t_j} + \theta \left[\frac{(\beta Q^2/A)_{i+1}^{j+1} - (\beta Q^2/A)_i^{j+1}}{\Delta x_i} + g \bar{A}_i^{j+1} \left(\frac{h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}}{\Delta x_i} + \bar{S}_{f_i}^{j+1} + S_{ec_i}^{j+1} \right) + L_i^{j+1} + (W_f \bar{B})_i^{j+1} \right] + (1 - \theta) \left[\frac{(\beta Q^2/A)_{i+1}^j - (\beta Q^2/A)_i^j}{\Delta x_i} + g \bar{A}_i^j \left(\frac{h_{i+1}^j - h_i^j}{\Delta x_i} + \bar{S}_{f_i}^j + S_{ec_i}^j \right) + L_i^j + (W_f \bar{B})_i^j \right] = 0 \quad (3.10)$$

Nas quais:

$$\bar{A}_i = \frac{A_i + A_{i+1}}{2} \quad (3.11)$$

$$\bar{S}_{f_i} = \frac{n_i^2 \bar{Q}_i |\bar{Q}_i|}{\bar{A}_i^2 \bar{R}_{h_i}^{4/3}} = \frac{\bar{Q}_i |\bar{Q}_i|}{\bar{K}_{c_i}^2} \quad (3.12)$$

$$\bar{Q}_i = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \quad (3.13)$$

$$\bar{R}_{h_i} = \frac{\bar{A}}{\bar{P}} \simeq \frac{\bar{A}}{\bar{B}} \quad (3.14)$$

$$\bar{B}_i = \frac{B_i + B_{i+1}}{2} \quad (3.15)$$

$$\bar{K}_{c_i} = \frac{K_{c_i} + K_{c_{i+1}}}{2} \quad (3.16)$$

Nas quais:

n é o coeficiente de rugosidade de Manning ($m^{-1/3} \cdot s$);

R_h é o raio hidráulico (m);

P é o perímetro molhado (m);

K_c é a fator de condução da seção (m^3/s).

No intuito de solucionar as equações 3.9 e 3.10, as condições iniciais ($t = 0$) que definem os parâmetros do escoamento (h_i e Q_i), precisam ser previamente informadas para todas as seções ($i = 1, 2, 3, \dots, N$). Essas definições podem ser realizadas por meio de simulações preliminares simplificadas assumindo, por exemplo, condições de regime permanente em todo o trecho.

No instante $t = 0 + \Delta t$ as equações 3.9 e 3.10 não podem ser solucionadas de maneira explícita, por ainda apresentarem quatro incógnitas ($Q_i^{j+1}, h_i^{j+1}, Q_{i+1}^{j+1}, h_{i+1}^{j+1}$).

No entanto, se as equações 3.9 e 3.10 forem aplicadas em cada um dos retângulos ($N - 1$) da grade apresentada na Figura 3.22, entre as condições de contorno de jusante e montante, define-se um sistema com um total de $(2N - 2)$ equações com $2N$ incógnitas.

Convenientemente, as prescrições das condições de contorno de jusante e montante fornecem as duas equações necessárias para a solução do sistema. Dessa forma, todas as variáveis das seções ($i = 1, 2, 3, \dots, N$) são definidas simultaneamente para um mesmo instante t .

Em função da não-linearidade das equações 3.9 e 3.10 com relação às variáveis Q e h , a solução iterativa promovida pelo método Newton-Raphson é frequentemente utilizada para a minimização dos erros inerentes ao método numérico.

3.2.2.2 Modelo hidrológico ou de armazenamento – Puls Modificado

Na categoria dos modelos transitórios conceituais encontram-se, dentre outros, os modelos hidrológicos ou de armazenamento. Esses modelos são designados para descreverem análises de propagação de ondas nas quais os efeitos de armazenamento são predominantes (HENDERSON, 1966).

Segundo Fread (1981), a despeito de sua simplicidade, o modelo de armazenamento foi muito utilizado como alternativa de análise de transientes diante da dificuldade de solução das equações completas de Saint-Venant até os anos 80 (século XX).

Descreve-se na sequência, segundo USACE (2000), o modelo de armazenamento – também conhecido como modelo de Puls Modificado.

Baseado essencialmente na lei de conservação da massa o modelo de Puls Modificado é deduzido a partir da equação da continuidade.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3.17)$$

Aplicando-se às derivadas parciais técnicas de aproximações por diferenças finitas a equação 3.17 pode ser reescrita da forma:

$$\bar{I}_t - \bar{O}_t = \frac{\Delta S_t}{\Delta t} \quad (3.18)$$

Na qual:

\bar{I}_t é a afluência média entre os tempos t e $t - 1$ (m³/s);

\bar{O}_t é a defluência média entre os tempos t e $t - 1$ (m³/s);

S_t é o armazenamento entre duas seções de referência (m³).

Por meio de um esquema de diferenças prévias, a equação 3.18 pode ser rearranjada a fim de se isolarem suas incógnitas.

$$\left(\frac{S_t}{\Delta t} + \frac{O_t}{2} \right) = \left(\frac{I_{t-1} + I_t}{2} \right) + \left(\frac{S_{t-1}}{\Delta t} - \frac{O_{t-1}}{2} \right) \quad (3.19)$$

I_{t-1} e I_t são ordenadas do hidrograma afluente (m³/s);

O_{t-1} e O_t são ordenadas do hidrograma efluente (m³/s);

No intervalo de tempo t , todos os termos do lado direito da equação são conhecidos – observando a necessidade de informação prévia da vazão defluente e do volume no instante inicial. Nesse mesmo intervalo, a equação 3.19 possui duas variáveis: S_t e O_t . Para a solução dessa equação, necessita-se, portanto, do conhecimento da relação entre volume armazenado e descarga.

A função que correlaciona volumes e descargas em um trecho pode ser definida com auxílio de perfis de linha de água extraídos de simulações de escoamentos em regime permanente, tal como representado pela Figura 3.23.

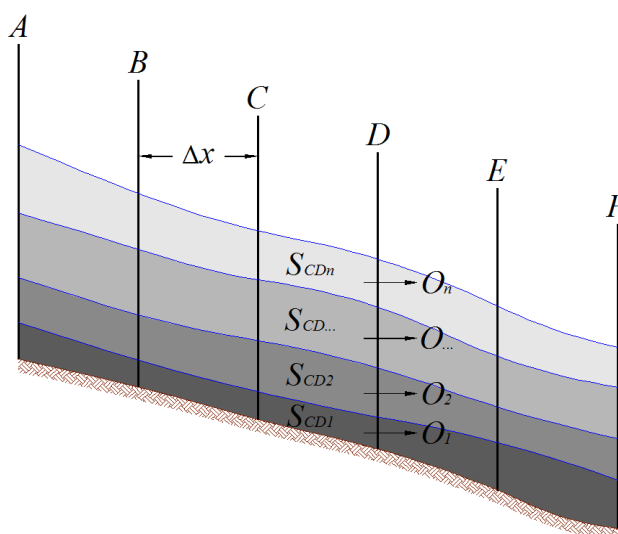


FIGURA 3.23 – Perfis de escoamento permanente e armazenamento entre seções
Fonte: Adaptado de USACE, 2000

Na Figura 3.23, as seções representadas pelas letras A a F, espaçadas por Δx , definem volumes de controle discretos no espaço. O perfil da linha de água previamente estimado para uma faixa de vazões que varia entre as ordenadas (mínima e máxima) do hidrograma afluente, definem as curvas-chave de cada seção.

As curvas-chave das seções (C e D, por exemplo) determinam as elevações correspondentes às vazões em trânsito nessas seções. Se o intervalo entre as seções (Δx) for reduzido, é possível que o perfil de linha de água seja linearizado, simplificando o cálculo do volumes.

Dessa forma, para todo intervalo Δt , é possível que a equação 3.19 seja solucionada por procedimentos de tentativa e erro.

3.2.2.3 Modelo simplificado de escoamento de rejeitos

Modelos matemáticos embasados em princípios da mecânica dos fluidos foram propostos – sob diferentes hipóteses e premissas – por Blight *et al.* (1981) e Jeyapalan *et al.* (1983a) para a representação do fenômeno de escoamento de rejeitos.

O procedimento de análise proposto por Blight *et al.* (1981) adota a hipótese de escoamento permanente para a previsão da profundidade da inundação. Nesse modelo, a massa escoada é tratada como um fluido Newtoniano.

Utilizando ensaios laboratoriais de viscosidade, Blight *et al.* (1981) efetuaram uma retroanálise do acidente de Bafokeng e obtiveram bons resultados.

Todavia, Vick (1991) ressalta que os ensaios de viscosidade em rejeitos somente são exequíveis para amostras com elevado volume de água. Dessa forma, para a definição dos valores do potencial de viscosidade a ser desenvolvido pelo solo disposto nas diversas camadas adensadas a diferentes profundidades do reservatório seria necessário a extrapolação, nem sempre assertiva, dos resultados ensaiados.

Já o modelo proposto por Jeyapalan *et al.* (1983a) deriva-se da teoria da dinâmica dos fluidos para a determinação da distância, duração e profundidade da inundação. Nesse modelo, considera-se que os rejeitos comportam-se como um fluido tipo Bingham-Plástico apresentando viscosidade plástica e resistência ao cisalhamento.

As equações utilizadas por Jeyapalan *et al.* (1983a) são resolvidas para canais prismáticos pelo modelo computacional TFLOW, apresentando bons resultados quando aplicados na retroanálise das rupturas de Aberfan e da Barragem de Gesso (itens 14 e 13 da Tabela 3.3).

Jeyapalan *et al.* (1983a) propõem também a solução das equações de movimento para superfícies planares; modelo matemático descrito na sequência.

Antes da descrição do modelo, convém ressaltar que Jeyapalan *et al.* (1983a) assumem a hipótese de que o escoamento dos rejeitos (com exceção dos rejeitos de fosfato) ocorre sob regimes laminares.

A classificação do regime de escoamento entre turbulento e laminar foi proposta após os ensaios conduzidos por Reynolds (1883). Segundo Reynolds (1883), a velocidade e condições de contorno contribuem fortemente para a definição do regime de escoamento entre laminar ou turbulento.

Para efeitos de avaliação do modelo proposto por Jeyapalan *et al.* (1983a) apresenta-se a equação que define o número de Reynolds (R_e).

$$R_e = \frac{\gamma u R_h}{g \mu_a} \quad (3.20)$$

Na qual:

γ é o peso específico do fluido (N/m³);

μ_a é a viscosidade dinâmica ou aparente (Pa.s).

O limite aproximado para o número de Reynolds em regimes laminares é de até 2000. Dessa forma, o escoamento dos rejeitos no modelo de Jeyapalan *et al.* (1983a) apresenta, por premissa, números de Reynolds inferiores a esse limite.

Na concepção teórica de seu modelo, Jeyapalan *et al.* (1983a) propõem a utilização das equações de conservação da quantidade de movimento (equação 3.21) e conservação da massa (equação 3.22) sob o seguinte formato (HENDERSON, 1966):

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + 2c \frac{\partial c}{\partial x} + g(S_f - S_0) = 0 \quad (3.21)$$

$$c \frac{\partial u}{\partial x} + 2 \frac{\partial c}{\partial t} + 2u \frac{\partial c}{\partial x} = 0 \quad (3.22)$$

Nas quais c é a celeridade (m/s), expressa por \sqrt{gh} .

Para regimes de escoamento permanente uniforme em superfícies planares, para as quais o raio hidráulico equivale à altura da lâmina líquida, o gradiente da linha de energia S_f pode ser representado pela equação:

$$S_f = \frac{u^2}{C^2 h} \quad (3.23)$$

Na qual:

C é o coeficiente de perda de carga de Chézy (m^(-1/2)/s);

h é a profundidade hidráulica do escoamento (m).

Por sua vez, o coeficiente de Chézy pode ser expresso em função do coeficiente de atrito f para fluidos Newtonianos em regime laminar através da equação de Hagen-Poiseuille:

$$f = \frac{16}{Re} \quad (3.24)$$

Utilizando as equações 3.20 e 3.24, a equação 3.23 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$S_f = \frac{2\mu_a u}{\gamma h^2} \quad (3.25)$$

As características de um fluido tipo Bingham-Plástico podem ser integradas à equação (3.25) pela relação:

$$\mu_a = \mu_p + \frac{\tau_y}{\dot{\gamma}} \quad (3.26)$$

Na qual:

μ_p é a viscosidade plástica (Pa.s);

τ_y é a tensão de escoamento (Pa);

$\dot{\gamma}$ é a taxa de deformação para fluido Bingham-Plástico (s^{-1}).

O limite da taxa de deformação $\dot{\gamma}$ para a máxima velocidade u e profundidade h considerando uma distribuição de velocidades parabólica, é:

$$\dot{\gamma} = \frac{2u}{h} \quad (3.27)$$

Utilizando as equações 3.26 e 3.27, o gradiente de perda de carga S_f da equação 3.25 assume a forma:

$$S_f = \frac{2\mu_p u}{\gamma h^2} + \frac{\tau_y}{\gamma h} \quad (3.28)$$

Apresenta-se, a seguir, a equação de conservação da quantidade de movimento reescrita a partir das formulações propostas para S_0 e S_f :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + 2c \frac{\partial c}{\partial x} + \frac{2\mu_p u g}{\gamma h^2} + \frac{\tau_y g}{\gamma h} - g \operatorname{sen} \varphi \quad (3.29)$$

Na qual:

φ é o ângulo formado com a horizontal.

Utilizando um conjunto de variáveis adimensionalizadas em função da altura da barragem (H_0) as equações 3.22 e 3.29, que governam os escoamentos não permanentes, podem ser descritas tal como nas equações 3.30 e 3.31, representando as leis de conservação da massa e da quantidade de movimento, respectivamente.

$$c' \frac{\partial u'}{\partial x'} + 2 \frac{\partial c'}{\partial t'} + 2u' \frac{\partial c'}{\partial x'} = 0 \quad (3.30)$$

$$\frac{\partial u'}{\partial x'} + u' \frac{\partial u'}{\partial x'} + 2c' \frac{\partial c'}{\partial x'} + R \frac{u'}{c'^4} + \frac{S}{c'^2} - \operatorname{sen} \varphi = 0 \quad (3.31)$$

Nas quais:

$$x' = \frac{x}{H_0} \quad (3.32)$$

$$h' = \frac{h}{H_0} \quad (3.33)$$

$$c' = \frac{c}{\sqrt{gH_0}} \quad (3.34)$$

$$u' = \frac{u}{\sqrt{gH_0}} \quad (3.35)$$

$$t' = t \sqrt{\frac{g}{H_0}} \quad (3.36)$$

$$R = 2\mu_p \frac{\sqrt{\frac{g}{H_0}}}{\gamma H_0} \quad (3.37)$$

$$S = \frac{\tau_y}{\gamma H_0} \quad (3.38)$$

Nas equações 3.31, 3.37 e 3.38, R e S representam parâmetros adimensionais de viscosidade e resistência, respectivamente.

Em seu trabalho, Jeyapalan *et al.* (1983a) apresentam a solução das equações adimensionais 3.30 e 3.31, determinando as variáveis u' e c' em função de x' , t' , R e S .

$$u'(x', t', R, S) = \frac{2}{3}(1 + m) + \frac{2\text{sen}\phi t'}{3} - \frac{27St'}{7(2-m)^2} - \frac{216(1+m)Rt'}{11(2-m)^4} + \frac{30Rt'}{22(2-m)^3} - \left(\frac{10\text{sen}\phi t'}{15} - \frac{3St'}{7} + \frac{10Rt'}{198} \right) \left(\frac{2}{3} - \frac{m}{3} \right)^{3/2} \quad (3.39)$$

$$c'(x', t', R, S) = \frac{1}{3}(2 - m) - \frac{\text{sen}\phi t'}{30} - \frac{3St'}{10} + \frac{27(1+m)Rt'}{11(2-m)^4} + \frac{21Rt'}{22(2-m)^3} - \left(\frac{7\text{sen}\phi t'}{15} - \frac{3St'}{10} + \frac{7Rt'}{198} \right) \left(\frac{2}{3} - \frac{m}{3} \right)^{3/2} \quad (3.40)$$

Nas quais:

$$m = \frac{x'}{t'} \quad (3.41)$$

A profundidade adimensional pode ser definida para qualquer posição x' pela relação:

$$h'(x', t') = c'^2(x', t', R, S) \quad (3.42)$$

Para a definição do perfil de inundação final, é necessária a correção de valores de altura para as posições a jusante daquela onde ocorre a velocidade máxima. O esquema da Figura 3.24 representa o perfil típico do escoamento Bingham-Plástico descrito pelos rejeitos após a liquefação.

Conforme indicação da Figura 3.24, para posições a montante daquela onde ocorre a velocidade máxima a altura da inundação é obtida pela equação 3.25.

$$h = c'^2 H_0 \quad (3.43)$$

Para posições a jusante de x_T , a altura da inundação é definida pela equação 3.26.

$$h = h_T \left(\frac{x-x'}{x-x_T} \right)^{1/3} \quad (3.44)$$

Na qual:

x_T é o local de ocorrência da velocidade máxima (m);

h_T é a elevação correspondente à posição x_T (m);

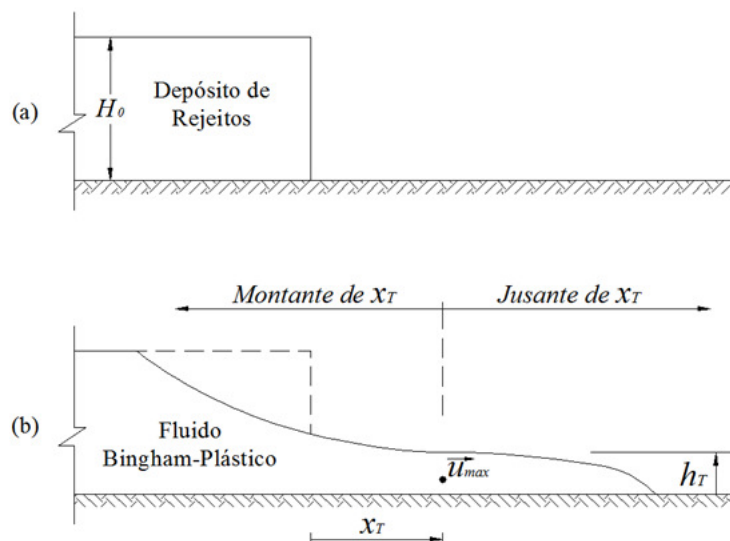


FIGURA 3.24 – Perfil do escoamento Bingham-Plástico para rejeitos pós-liquefeitos
Fonte: JEYAPALAN *et al.*, 1983a

Dessa forma, a partir da solução das equações adimensionais, os parâmetros elevação e velocidade em superfícies planares podem ser definidos para qualquer lugar no espaço (x) e no tempo (t).

Finalmente, Jeyapalan *et al.* (1983b) aplicaram o modelo anteriormente descrito em análises laboratoriais e para a retroanálise da ruptura de algumas barragens, e obtiveram-se bons resultados.

3.2.2.4 Modelo simplificado de equilíbrio de forças

Os Modelos de Equilíbrio de Forças aplicam a lei de equilíbrio de forças em duas dimensões para a previsão do alcance da onda de rejeitos. Esses modelos assumem que, no momento em que o fluxo de rejeitos entra em repouso, a resistência média ao cisalhamento da massa de rejeitos ao longo do trecho equivale à tensão de cisalhamento necessária para o estabelecimento do equilíbrio estático (VICK, 1991).

Por meio da retroanálise de 14 casos de ruptura em barragens de rejeitos, Lucia (1981) calculou a resistência média ao cisalhamento da massa escoada. Em se tratando de um parâmetro estático calculado ao final do movimento, essa resistência ao cisalhamento também incorpora os efeitos de viscosidade e inércia, ainda que implicitamente.

Apresenta-se na Figura 3.25 a geometria idealizada por Lucia (1981) para caracterização da dispersão do volume de rejeitos liberado após a liquefação do material.

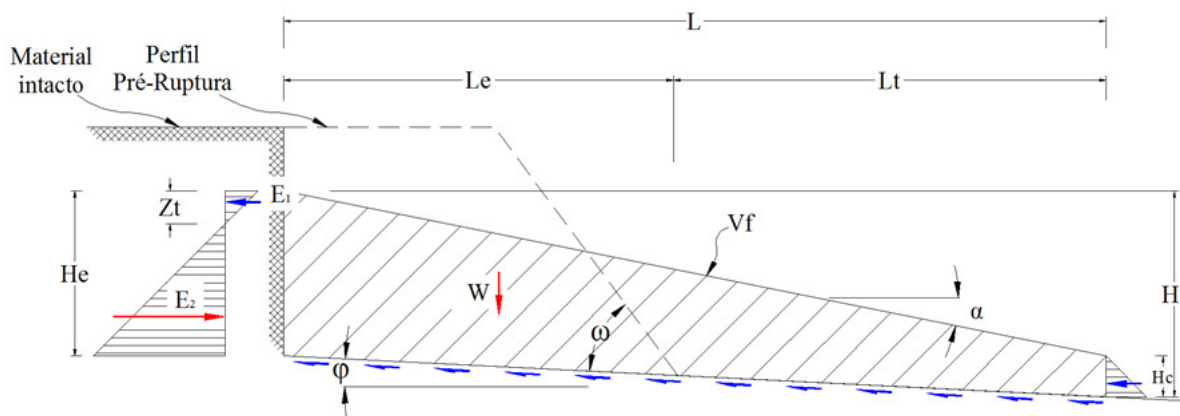


FIGURA 3.25 – Geometria idealizada para análise de equilíbrio de forças pós-ruptura
Fonte: Adaptado de LUCIA, 1981 e VICK, 1991

O caráter repentino das liquefações permite a formulação da hipótese de carregamentos não drenados, razão pela qual admite-se a existência de tensões ativas na extremidade a montante, cuja altura máxima de atuação é igual a Z_t (quando há atuação de parâmetros coesivos):

$$Z_t = \frac{2S_{ur}}{\gamma} \quad (3.45)$$

Na qual:

Z_t é a altura máxima de tensão no estado ativo (m);

S_{ur} é resistência residual ao cisalhamento não drenado (Pa);

γ é o peso específico total (N/m³).

Nesse caso, as componentes de força na extremidade a montante da ruptura são:

$$E_1 = 1/2 \gamma Z_t^2 \quad (3.46)$$

$$E_2 = 1/2 \gamma (H_e - Z_t)^2 \quad (3.47)$$

Nas quais:

E_1 é a força de resistência à tração (N/m);

E_2 é a força propulsora do escoamento (N/m);

H_e é a altura de rejeitos remanescente à montante, após a ruptura (m).

Na extremidade de jusante, solos com alguma coesão são capazes de sustentar um altura (H_c).

$$H_c = \frac{4S_{ur}}{\gamma} \quad (3.48)$$

Na qual H_c é a altura remanescente a jusante da cunha de ruptura (m).

Em condições de equilíbrio estático, o somatório das forças atuantes sobre o plano de ruptura proposto por Lucia (1981) é:

$$E_2 \cos \varphi + W \sin \varphi - E_1 \cos \varphi - T = 0 \quad (3.49)$$

Na qual:

W é o peso total da massa escoada por metro linear de brecha (N/m);

T é resistência ao cisalhamento ao longo da base (N/m), calculada por:

$$T = \frac{S_{ur} L}{\cos \varphi} \quad (3.50)$$

Na qual:

L é o comprimento total da massa rompida (m).

Reescrevendo a equação 3.49 em termos adimensionais, tem-se:

$$\frac{E_2}{\gamma H_t^2} \cos\varphi + \frac{W}{\gamma H_t^2} \operatorname{sen}\varphi - \frac{E_1}{\gamma H_t^2} \cos\varphi - \frac{S_u L}{\gamma H_t^2 \cos\varphi} = 0 \quad (3.51)$$

Na qual:

H_t é o desnível geométrico da massa rompida (m).

A equação 3.51 pode ser solucionada em função do parâmetro adimensional N_0 , definido como:

$$N_0 = \frac{\gamma H_t}{S_{ur}} \quad (3.52)$$

Lucia (1981) propõe um ábaco, apresentado na Figura 3.26, com a definição dos valores de N_0 para variados ângulos de repouso e declividades do terreno.

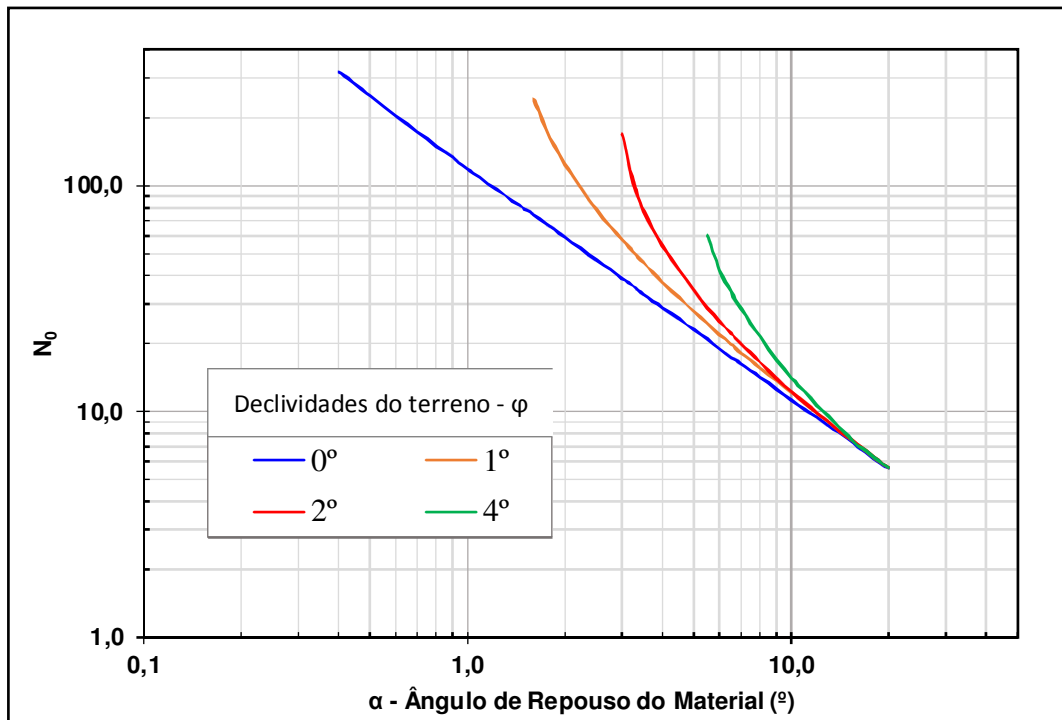


FIGURA 3.26 – Ábaco de parametrização da solução de estabilidade

Fonte: LUCIA, 1981

Lucia (1981) aplicou a solução N_0 para realizar a retroanálise do parâmetro S_{ur} no contexto dos registros históricos que havia recolhido. Ao dispor de informações sobre a declividade do terreno, desnível geométrico da ruptura (H_t) e de uma aproximação do peso específico,

apresentou resultados de resistência residual não drenada que variaram de 0,72 kPa a 21,6 kPa.

A partir das proposições do método de equilíbrio de forças, a geometria de repouso da massa liquefeita pode ser estimada desde que definidos o volume liberado do reservatório, a declividade a jusante e a resistência ao cisalhamento (S_{ur}).

Os resultados da Figura 3.26, associados aos parâmetros de entrada (S_{ur} e γ) permitem a definição do desnível geométrico (H_t):

$$H_t = \frac{N_0 S_{ur}}{\gamma} \quad (3.53)$$

Definida a declividade média a jusante, constrói-se uma relação entre H_t e α , denominada por Lucia (1981) de “Curva de Resistência”. Dessa forma, para os parâmetros do solo previamente informados, a solução pode se posicionar, *a priori*, sobre todos os pontos da Curva de Resistência.

Todavia, o volume de rejeitos liberados (V_f) também se correlaciona com as condições geométricas do talvegue (φ) e com as declividades de repouso da massa escoada (α).

$$V_f = \frac{[H_t - (\frac{H_t - H_c}{tg\alpha} tg\varphi) + H_c] \frac{H_t - H_c}{tg\alpha}}{2} \quad (3.54)$$

Na qual:

V_f é o volume de rejeitos liberados por unidade de brecha (m^3/m).

Isolando-se a variável H_t da equação 3.54:

$$H_t = \frac{H_c tg\varphi - tg\alpha \sqrt{-(2V_f tg\varphi - 2V_f tg\alpha + H_c^2)}}{tg\varphi - tg\alpha} \quad (3.55)$$

Dessa forma, é possível se construir, a partir do volume V_f e da declividade φ , uma nova relação entre H_t e do ângulo α , denominada “Curva Volumétrica”.

Finalmente, a solução geométrica da massa envolvida na ruptura é definida pelo ponto em que se interceptam as curvas de “Resistência” e “Volumétrica”. Apresenta-se na Figura 3.27 um esquema típico de solução encontrada pelo método do equilíbrio de forças.

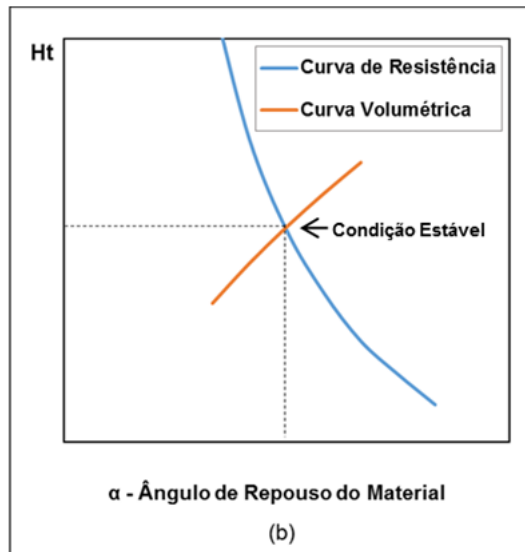


FIGURA 3.27 – Esquema típico da solução geométrica pelo método do equilíbrio de forças
Fonte: LUCIA, 1981

A solução representada pela Figura 3.27 fornece a condição estável para o par (H_t, α) , a partir do qual se determinam as distâncias atingidas:

$$L = \frac{H_t - H_c}{tg\alpha} \quad (3.56)$$

$$L_e = \frac{V_f}{H_0} + \frac{H_0}{tg\omega} \quad (3.57)$$

$$L_t = L - L_e \quad (3.58)$$

Nas quais:

L_e é a distância do pé do talude da barragem para o interior do reservatório (m);

ω é o ângulo geral do talude da barragem;

L_t é a distância atingida a jusante do pé do talude da barragem (m).

Como expectativa inicial, a revisão dos casos históricos demonstraram que rejeitos liquefeitos compostos ordinariamente por partículas de tamanho areia e silte apresentaram pequenas resistências residuais, e consequentes ângulos de repouso variando entre 1° e 4° (LUCIA, 1981).

Especulação confrontada pelos relatos de Parra e Lasmar (1987) que evidenciaram o alto grau de fluidez e a reduzida viscosidade dos rejeitos da barragem de Fernandinho, também compostos por areia fina siltosa.

3.2.3 Mapeamento da inundação

Em termos práticos, os resultados originais extraídos dos modelos de propagação não favorecem a avaliação dos impactos de inundação, dificultando a ação eficiente da mitigação dos danos a jusante da barragem.

Nesta etapa, tanto o pós-processamento (compilação e preparação dos resultados) quanto o mapeamento das inundações são fundamentais para a devida representação dos impactos avaliados.

Afinal, o mapeamento da inundação com todos os seus parâmetros (elevação, tempos e velocidades) constitui o produto principal dos estudos de ruptura. Produto esse que facilita a interlocução dos resultados com o PAE.

Segundo Balbi (2008), o objetivo principal do mapeamento da inundação é mostrar a extensão e o tempo esperado de uma cheia proveniente da ruptura de barragens, auxiliando o gerenciamento das ações de emergências por parte das autoridades e proprietários de barragens. Balbi (2008) destaca que esses mapas devem fornecer informações para que as autoridades do vale a jusante possam preparar os sistemas de alerta, os planos de emergência bom como orientar o uso e ocupação ao longo do vale.

Dada a importância dos estudos de inundação e seus respectivos mapeamentos, Cunge *et al.* (1980) recomendam que os modelos de propagação sejam construídos sobre bases topográficas com curvas a cada 1 m e que os mapas sejam apresentados em escala mínima de 1:10.000.

A análise dos danos potenciais à jusante da barragem dependem também das características de vulnerabilidade à inundações a que estão sujeitos os vales. Kelman e Spence (2004) elencam os mecanismos de impactos da inundação sobre edificações e pessoas, dentre os quais, destacam-se as ações hidrostáticas (resultantes da presença da água) e hidrodinâmicas (resultantes do movimento da água) intensificadas pela carga de sólidos e sedimentos transportados.

Segundo Cançado (2009), a maioria dos estudos para delimitação de inundações desconsidera os mecanismos de produção de danos que não sejam a profundidade. No entanto, como destacado por Green *et al.* (2000), a velocidade das inundações não pode ser negligenciada uma vez que os danos tendem à aumentar com acréscimos de velocidade.

Em inundações rápidas, como no caso da ruptura de barragens, a velocidade da frente de onda pode ser suficientemente elevada para arrastar edificações e estruturas de construção reforçada – haja vista os relatos de Blight (2010) sobre da ruptura de Merriespruit.

Dessa forma, para a classificação do rigor de um evento de inundação é preciso se definam, pelo menos, as elevações do nível de água e a velocidade da cheia, que conjugados permitem a concepção do *Risco Hidrodinâmico*.

$$\text{Risco Hidrodinâmico} = h \times u \quad (3.59)$$

Na qual:

Risco Hidrodinâmico é a taxa de transporte frente de inundação (m²/s);

h é a profundidade do escoamento (m);

u é a velocidade média do escoamento (m/s).

Sob o prisma da equação 3.59, Cançado (2009) realiza extensa revisão da literatura e apresenta a proposta de diversos autores acerca da classificação de riscos e danos potenciais a partir das variáveis profundidade e velocidade média da inundação. Nesse estudo, destaca-se a proposição de Stephenson (2002) representada no gráfico da Figura 3.28.

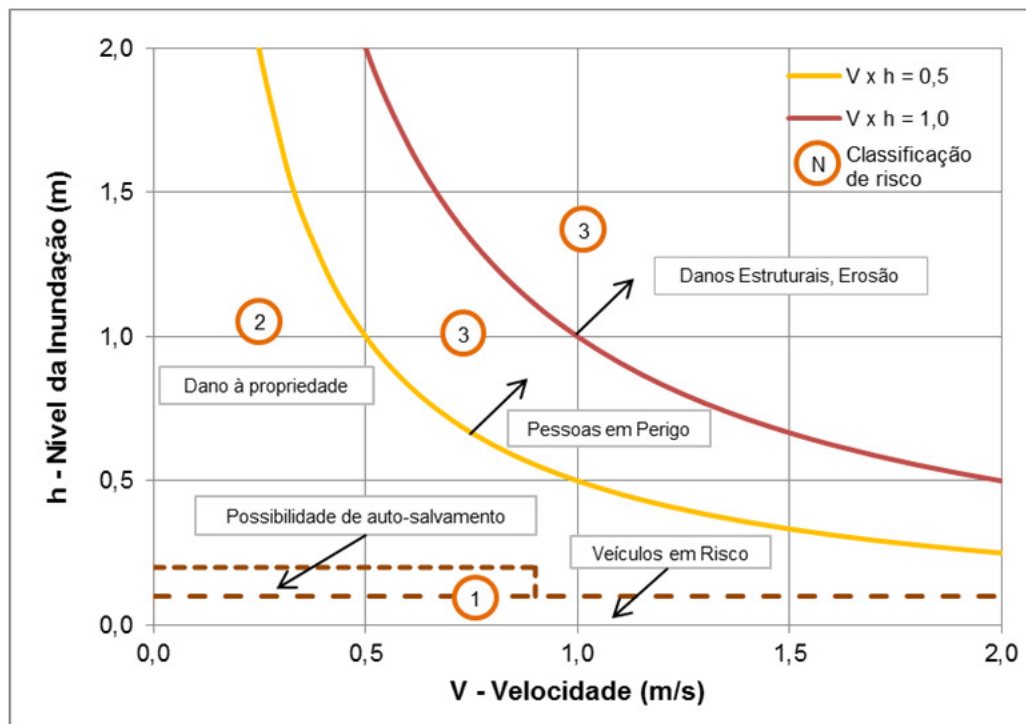


FIGURA 3.28 – Diagrama de classificação do risco da inundação

Fonte: Adaptado de STEPHENSON, 2002

Verifica-se pelo gráfico da Figura 3.28 que para um *Risco Hidrodinâmico* $\geq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$, pessoas já se encontram em perigo.

Além da severidade dos impactos, outro parâmetro primordial para o mapeamento da inundação decorrente da ruptura de barragens, segundo USBR (1999), é o tempo de aviso. O tempo de aviso eficaz deve permitir que pessoas e organizações se mobilizem para ações de evacuação eficientes (BALBI, 2008).

Portanto, o tempo de aviso deve ser ponderado em função do tempo de chegada da frente de onda após a instauração da ruptura. Daqui se deflagra a necessidade de se estabelecerem níveis de risco para diversas adversidades a que se submete a barragem, dado que entre o início da ruptura e a chegada da frente de onda, pode não haver tempo o suficiente para a devida evacuação da população.

Apresenta-se na Tabela 3.4 o critério adotado por USBR (1999) para a estimativa do número de vidas perdidas em função do tempo de aviso.

TABELA 3.4 – Número esperado de vidas em função do tempo de aviso

Tempo de aviso	Vidas perdidas	Número esperado de vítimas (NEV)
0 a 15 minutos	Significante	NEV = 50% no número de pessoas em risco
15 a 90 minutos	Potencialmente significativa	NEV = (número de pessoas em risco) ^{0,6}
Mais que 90 minutos	Perda de vidas virtualmente eliminada	NEV = 0,0002 x número de pessoas em risco

Fonte: USBR, 1999

A exemplo da importância do tempo de aviso, destaca-se a ruptura da barragem de São Francisco narrada por CBDB (2012). Mesmo sem dispor de um estudo de ruptura hipotética que definisse a extensão da inundação, a empresa responsável pela barragem acionou as autoridades locais e se mobilizou para a evacuação das partes baixas da cidade de Mirai, localizada a 7 km da barragem.

Em consonância com as expectativas apontadas por USBR (1999) na Tabela 3.4, o tempo de aviso, que ultrapassou os 90 minutos, foi suficiente para preservar todas as vidas a jusante da barragem.

No Brasil, as oposições políticas e econômicas que podem advir da exposição do potencial de dano de uma barragem tem sido fator inibidor da apresentação dos mapas de inundação de estudos de ruptura para a comunidade a jusante. No entanto, sem entrar no mérito da conveniência do ato de divulgação dos mapas de inundação, a publicação da Lei nº 12.334 (BRASIL, 2010) traz em seus fundamentos a obrigatoriedade da informação e participação (direta ou indireta) da população nas ações preventivas e emergenciais.

Um dos efeitos esperados dessa divulgação seria a utilização de fatores não apenas econômicos quando da definição dos métodos de disposição e contenção de rejeitos de uma unidade mineral, em que critérios como dificuldade de licenciamento e aceitação da comunidade jusante passariam também a ter um peso determinante neste processo.

Rejeitos espessados ou em pasta, cuja mobilização esperada por ocasião de uma ruptura é mais reduzida em função de suas propriedades reológicas, poderiam disputar em condições de igualdade com os rejeitos de flotação, cujos custos de geração são significativamente menores, nos estudos de viabilidade dos empreendimentos minerários.

4 MATERIAL E MÉTODOS

Depreendem-se a partir das recomendações do Boletim 111 do Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1998) que os estudos de ruptura de barragens devem se estruturar em três etapas:

- Estudos de formação da brecha e elaboração do hidrograma de ruptura;
- Propagação da onda de ruptura;
- Mapeamento dos parâmetros de inundação (extensão, tempos, velocidades);

A metodologia desenvolvida nesse trabalho circunscreve-se a essas três etapas, para as quais se aplicaram modelos de análise distintos, com o objetivo de se compararem o desempenho e os resultados de cada um.

Para Cunge *et al.* (1980) os dados necessários para o desenvolvimento de estudos de ruptura de barragens e mapeamento de áreas potencialmente inundáveis estão classificados em dados topográficos, hidrológicos e hidráulicos.

Como dados topográficos entende-se todo o conjunto necessário para a descrição da geometria dos cursos de água, uso e ocupação do solo e imagem aérea.

Já os dados hidrológicos e hidráulicos constituem-se de informações sobre registros de monitoramento de vazões, registros de cheias naturais e relações cota-volume-descarga dos reservatórios das barragens.

Para estudos de ruptura de barragens de rejeitos, acrescentam-se a essa lista de informações, a desejável disponibilização de ensaios geotécnicos a caracterização parâmetros *in situ*.

4.1 **Estudo de Caso: Barragem de Rejeitos Tico-Tico**

4.1.1 **Descrição da barragem**

A barragem B1-Auxiliar atende à demanda de contenção de rejeitos de minério de ferro do complexo da Mina Serra Azul na unidade Tico-Tico. Renomeada nesse trabalho como Barragem Tico-Tico, em função de uma estrutura homônima nas adjacências da mina, a barragem localiza-se no município de Igarapé conforme ilustrado pela Figura 4.1.

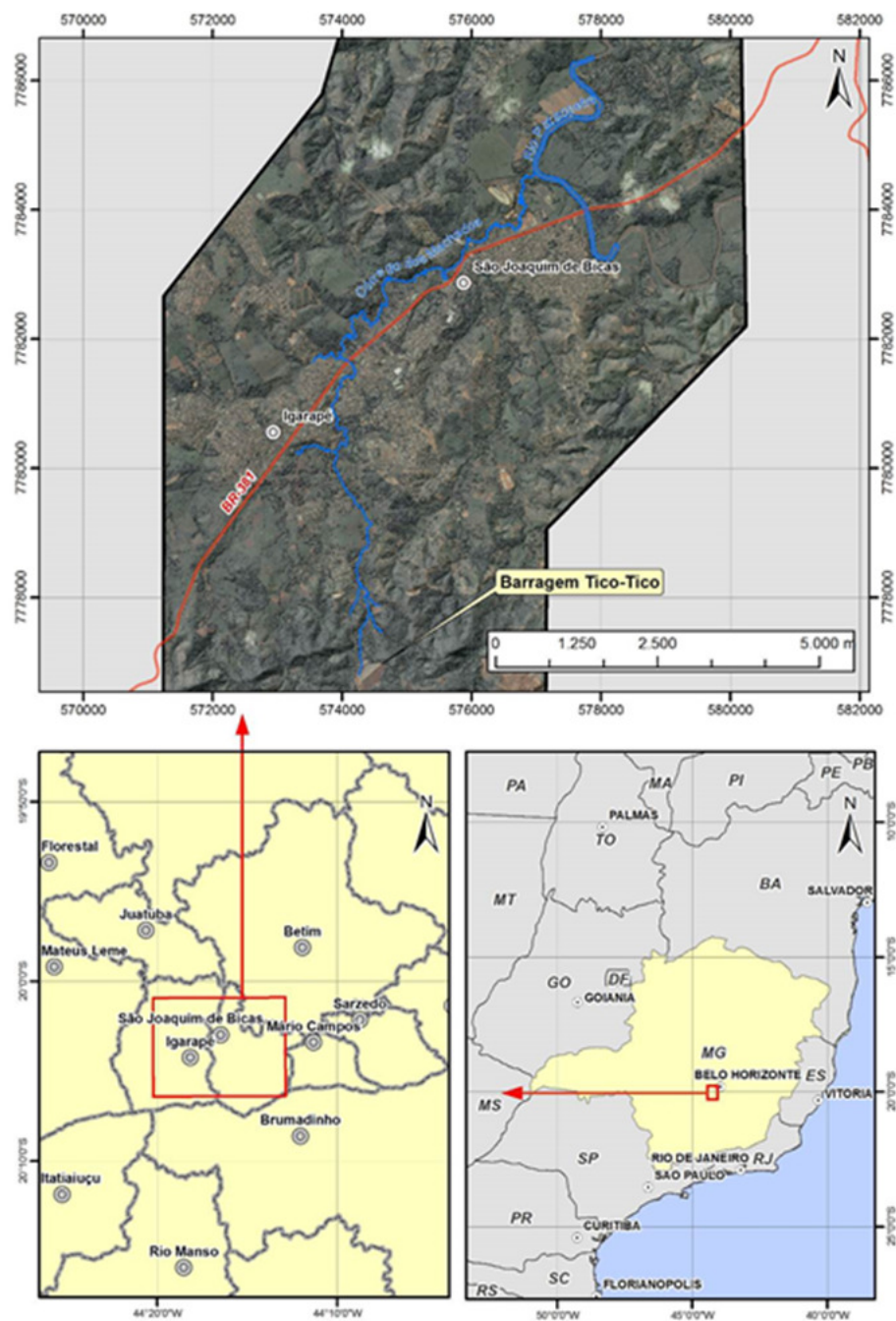


FIGURA 4.1 – Localização da barragem Tico-Tico e região analisada

A área está localizada no prolongamento oeste da Serra do Curral, denominada Serra das Farofas, na porção noroeste do Quadrilátero Ferrífero. O acesso é feito pela BR- 381, que liga Belo Horizonte a São Paulo, e corta a Serra das Farofas no extremo oeste da jazida, a 63 km de Belo Horizonte.

A Barragem Tico-Tico apresenta layout e dimensões típicas das barragens de rejeitos do Quadrilátero Ferrífero. Localiza-se justaposta à vertente de uma serra, a bacia formada pela

barragem é pequena e o volume acumulado é reduzido em relação à altura da barragem, principalmente quando comparado com o volume de reservatórios de barragens do setor elétrico.

O dique inicial da Barragem Tico-Tico foi construído em 2007, com aterro compactado em material argiloso e a crista na elevação 963,0 m.

Em 2008, foi executado o primeiro alteamento para jusante em aterro compactado (corpo em solo residual de filito e face de montante em material argiloso). A crista de 5,0 m de largura foi implantada na elevação 983,0 m.

Ao final do mês de novembro de 2010, foi iniciada a implantação do primeiro alteamento para montante da barragem. O projeto, consistia na implantação de um dique com 5,0 m de altura, com taludes com inclinação de 3H:1V e crista de 5,0 m de largura, executado em aterro compactado (solo residual de filito oriundo das escavações obrigatórias para a implantação do novo vertedouro de emergência).

As etapas construtivas para montante foram executadas em quatro alteamentos posicionados nas elevações 988,0 m, 993,0 m, 998,0 m e 1003,0 m.

Atualmente, a Barragem Tico-Tico encontra-se em franca operação com projetos para mais um alteamento (por jusante) na elevação 1011,0 m, condição para a qual os estudos desse trabalho foram desenvolvidos. A seção típica da barragem está esquematizada na Figura 4.2

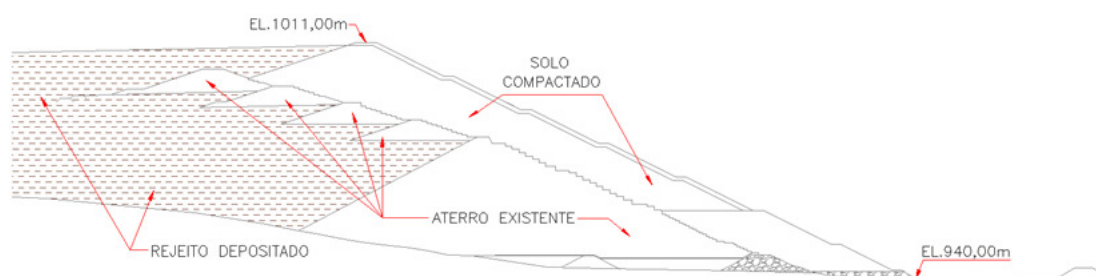


FIGURA 4.2 – Seção típica do projeto de alteamento da Barragem Tico-Tico

Na fotografia apresentada na Figura 4.3 identifica-se o talude de jusante da barragem.



FIGURA 4.3 – Fotografia do talude de jusante da Barragem Tico-Tico

Para a condição simulada na elevação 1011,0 m, a Barragem Tico-Tico apresenta altura máxima de 71,0 m.

Apresenta-se na Figura 4.4 a curva cota-volume do reservatório, que para a elevação da crista apresenta um volume total acumulado de aproximadamente 3 Mm³.

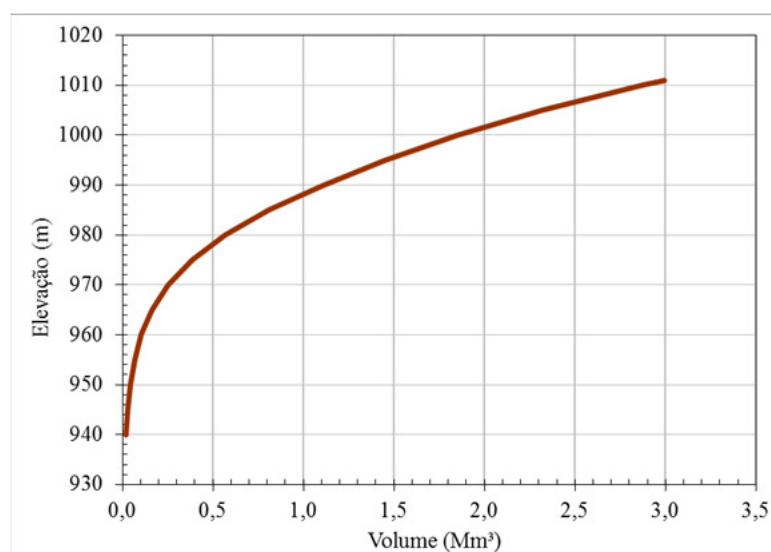


FIGURA 4.4 – Curva cota-volume da Barragem Tico-Tico

4.1.2 Descrição da região a jusante

As afluições à Barragem Tico-Tico desaguam no córrego dos Machados, afluente pela margem esquerda do rio Paraopeba. Logo à jusante da barragem, em seus primeiros 1.500 m, o perfil do talvegue apresenta declividades médias a elevadas (~6,5%). Após esse trecho o vale, antes encaixado, abre-se em planícies mais pronunciadas experimentando uma redução na declividade do curso de água que se estende até a confluência com o rio Paraopeba, 12 km a jusante da barragem.

Os vales a jusante da Barragem Tico-Tico são caracterizados por considerável adensamento urbano devido à instalação das sedes dos municípios de Igarapé e São Joaquim de Bicas. Em toda a região, quando não há intensa ocupação urbana, verificam-se a instalação de pequenos condomínios, chácaras e comunidades ribeirinhas.

Além do inestimável valor atribuído às vidas instaladas a jusante do empreendimento, o vale do córrego dos Machados é cortado pelo traçado da rodovia BR-381, principal via de ligação entre Belo Horizonte e São Paulo.

Apresenta-se na Figura 4.5 uma perspectiva do vale caracterizado por intensa ocupação.

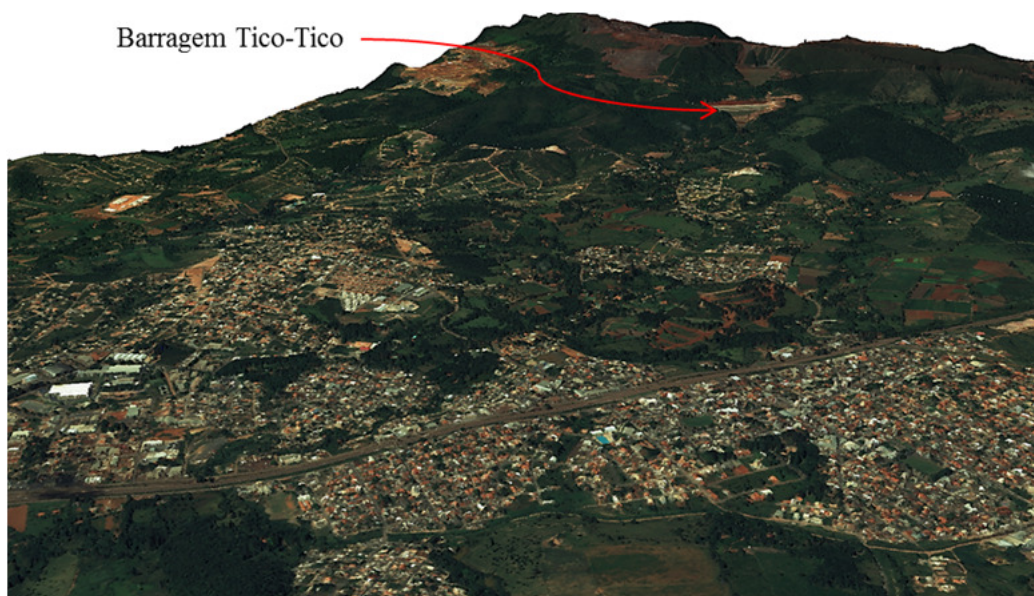


FIGURA 4.5 – Perspectiva do vale do córrego dos Machados a jusante da Barragem Tico-Tico

Observa-se na Figura 4.5 a situação da Barragem Tico-Tico, localizada ao fundo, na vertente setentrional da Serra das Farofas. Ainda nessa figura, percebe-se que a garganta onde a barragem foi implantada é sucedida a jusante por um vale mais aberto.

4.2 Estudos de desenvolvimento da brecha

Apesar dos avanços observados dos modelos fisicamente embasados, os modelos paramétricos ainda são os mais utilizados para estudos de formação da brecha de ruptura (WAHL, 2008; ROCHA *et al.*, 2010).

Portanto, adotaram-se os modelos paramétricos propostos por três diferentes autores para a estimativa das dimensões da brecha e do hidrograma de ruptura respectivo.

Pela relevância evidenciada na revisão da literatura e pela facilidade de aplicação serão processados os modelos paramétricos propostos por Von Thun e Gillette (1990), Froehlich (2008) e Xu e Zhang (2009).

Com poucas variações, os principais parâmetros envolvidos nesses modelos estão apresentados na Figura 4.6.

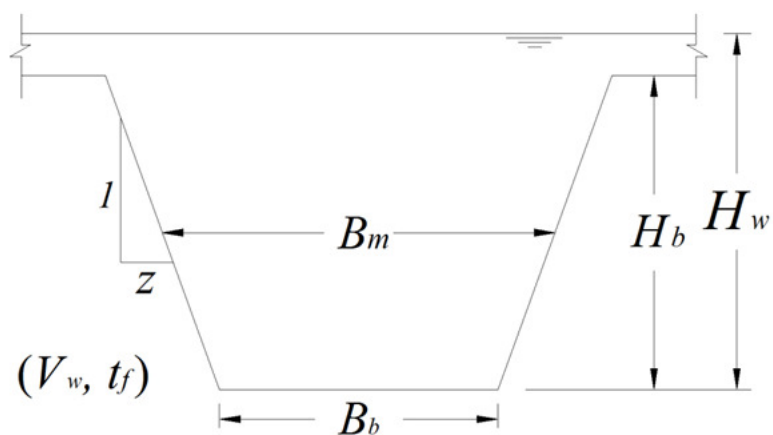


FIGURA 4.6 – Principais parâmetros de uma brecha típica

Os parâmetros apresentados na Figura 4.6 referem-se a:

V_w é a soma do volume de água e rejeitos no instante inicial da ruptura (m^3);

t_f é o tempo de formação total da brecha (h);

z é o coeficiente de declividade lateral (adimensional);

B_b é a largura da base inferior da brecha (m);

B_m é a largura média da brecha (m);

H_b é a altura final da brecha (m);

H_w é a altura de respectiva ao volume armazenado no reservatório no início da ruptura (m).

As etapas para a definição dos parâmetros apresentados na Figura 4.6, podem ser resumidas da seguinte maneira:

- Definição da altura da brecha (H_b), usualmente estimada como a altura máxima da barragem, principalmente quando o material da fundação encontra-se bem consolidado;
- Definição da altura de material armazenado (H_w), fixada de acordo com as condições hidrológicas antecedentes;
- A partir da definição da altura H_w estima-se o volume V_w pela relação estabelecida na curva cota-volume do reservatório;
- Os demais parâmetros referentes à largura da brecha, tempo de formação e declividade são calculados por equações que correlacionam, com algumas variações, a altura da brecha, altura de material armazenado, volume armazenado e modo de falha.

Apresentam-se na Tabela 4.1 e Tabela 4.2 as equações de previsão da largura média (B_m) e tempo de formação (t_f) da brecha, respectivamente.

TABELA 4.1 – Equações de previsão da largura média da brecha de ruptura

Autores	Equação	
Von Thun e Gillette (1990)	$B_m = 2,5H_w + C_b$	(4.1)
Froehlich (2008)	$B_m = 0,27k_0 V_w^{0,32} H_b^{0,04}$	(4.2)
Xu e Zhang (2009)	$\frac{B_m}{H_b} = 0,787 \left(\frac{H_0}{15}\right)^{0,133} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w}\right)^{0,652} e^{b_3+b_4+b_5}$	(4.3)

TABELA 4.2 – Equações de previsão do tempo de formação da brecha

Autores	Equação
Von Thun e Gillette (1990)	$t_f = \frac{B_m}{4H_w + 61,0} \quad (4.4)$
Froehlich (2008)	$t_f = 63,2 \sqrt{\frac{V_w}{gH_w^2}} \quad (4.5)$
Xu e Zhang (2009)	$t_f = 0,304 \left(\frac{H_w}{15}\right)^{0,707} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w}\right)^{1,228} e^{b_3+b_4+b_5} \quad (4.6)$

Na equação 4.1 C_b é o coeficiente de ajuste em função do volume armazenado (adimensional).

Na equação 4.2 k_0 é o coeficiente de ajuste em função do modo de falha (adimensional).

Na equação 4.3 H_0 é a altura da barragem (m).

Nas equações 4.3 e 4.6:

b_3 é o coeficiente de ajuste em função do material constituinte do maciço (adimensional);

b_4 é o coeficiente de ajuste em função do modo de falha (adimensional);

b_5 é o coeficiente de ajuste em função da erodibilidade do material da barragem (adimensional);

Os parâmetros calculados por meio das equações 4.1 a 4.3 e demais atribuições, permitem a definição das características geométricas finais da brecha.

A partir das equações 4.4 a 4.6, definem-se os tempos de formação que ditarão a taxa de progressão da brecha de seu instante inicial até sua plenitude.

Para a definição da progressão da brecha no tempo, adota-se a relação denominada “Curva S” ou curva senoidal.

O conceito por trás da curva senoidal é o de atribuir ao crescimento da brecha, intensidades diferentes no tempo. Teoricamente, no início do processo de abertura da brecha o maciço da barragem fornece maior resistência à erosão e o fenômeno de transporte de sedimentos é menos intenso.

Na medida em que a brecha se desenvolve, seu processo de abertura é intensificado pelo aumento das velocidades do fluxo descarregado por ela, que apresenta alto potencial de carreamento de sólidos. Próximo ao final da ruptura, quando do esvaziamento do reservatório, as velocidades afluentes à brecha são reduzidas assim como a carga hidráulica sobre ela. Essas reduções desaceleram o processo de abertura, tendendo a um estado de equilíbrio entre as tensões de arraste do escoamento e a resistência do solo.

O desenho esquemático apresentado ao lado do gráfico na Figura 4.7 reflete o desenvolvimento gradual pela curva senoidal de uma brecha típica em barragens de solo.

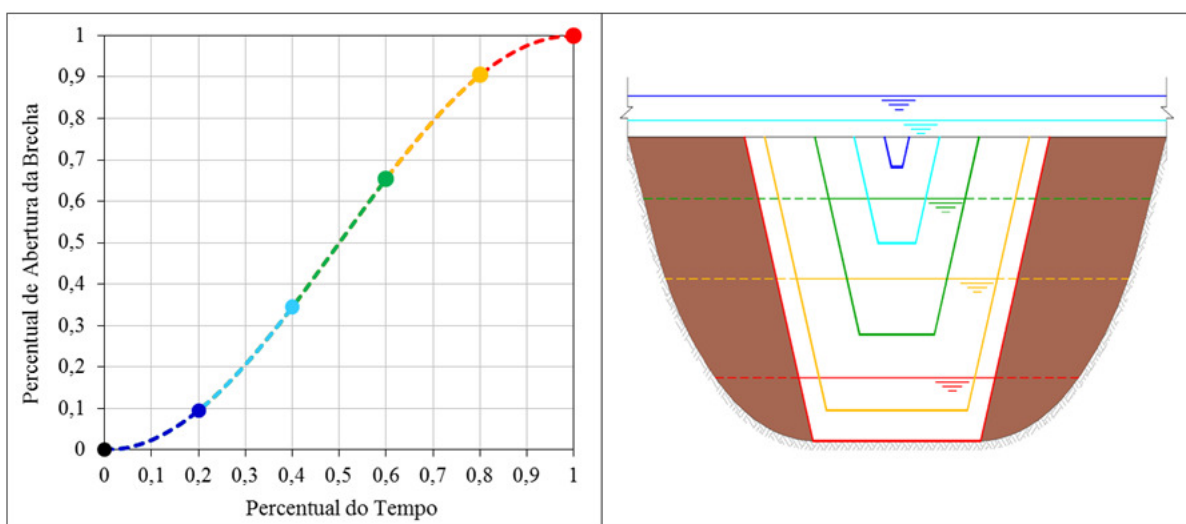


FIGURA 4.7 – Evolução temporal de uma brecha típica

De acordo com a Figura 4.7, a lâmina de água sobre a barragem, assinalando a ocorrência de um galgamento, se altera com mais austeridade quando a área de escoamento da brecha consegue deplecionar o reservatório com maior velocidade.

Dessa forma, durante a abertura da brecha o reservatório é deplecionado e as vazões constituintes do hidrograma efluente são calculadas considerando o estrangulamento do escoamento, a carga hidráulica a montante e as dimensões instantâneas da brecha. No âmbito

desse trabalho, essa simulação foi realizada pela aplicação da lei de conservação da massa introduzida no modelo de armazenamento incorporado ao programa HEC-HMS (USACE, 2010a).

Conforme indicado por Collischonn e Tucci (1997) a utilização de modelos hidrológicos, que desconsideram a declividade da linha de água, pode incorrer em valores de vazão afluente tão maiores, quanto mais rápida for a abertura da brecha e quanto menor for a inércia volumétrica do reservatório. Todavia a inexistência de uma topografia primitiva do reservatório impediu a aplicação de modelos hidrodinâmicos com as devidas considerações da onda negativa, justificando a utilização do modelo hidrológico.

O modo de falha galgamento, associado a uma lâmina de 0,10 m sobre o maciço foi adotado para a previsão de brecha em todos os modelos.

Como recomendação de Lucia (1981), na ausência de evidências contrárias, todo o volume armazenado no reservatório será considerado para o cálculo do hidrograma efluente.

Apresentam-se na Tabela 4.3 os dados de entrada considerados para a estimativa dos parâmetros da brecha.

TABELA 4.3 – Parâmetros de entrada para previsão da brecha

Elevação da crista da barragem (m)	1011,00
Elevação mínima do pé do talude de jusante (m)	940,00
Altura máxima da barragem (m)	71,00
Altura final da brecha (m)	71,00
Nível do reservatório no início da ruptura (m)	1011,10
Volume de água acima da cota de fundo da brecha (m ³)	2.986.077

4.3 Estudos de propagação do potencial de inundação

4.3.1 Modelo hidráulico distribuído – Saint Venant

Adotou-se o modelo hidráulico distribuído representado pelas equações de Saint-Venant incorporadas ao modelo computacional HEC-RAS (USACE, 2010b).

Além de ser um programa gratuito, a escolha pelo HEC-RAS deveu-se à boa capacidade do modelo em representar os fenômenos de inundação de ruptura de barragens.

Dispondo de consistentes registros de marcas de cheia e parâmetros de brecha, Yochum *et al.* (2008) realizaram a retroanálise da inundação provocada pela ruptura da barragem de Big Bay, localizada no estado do Mississippi, EUA. A acurácia dos resultados, alcançada com a calibração dos parâmetros de brecha no HEC-RAS comprovou a competência do programa.

Ao analisar as perspectivas futuras de modelos de brecha, Walh *et al.* (2008) propõe o aprimoramento de modelos de brecha acoplados aos modelos paramétricos já existentes na plataforma da versão 4.1.0 do HEC-RAS.

Finalmente, Lauriano (2009) realizou intensiva comparação entre os modelos FLDWAV (FREAD e LEWIS, 1998) – o mais utilizado para estudos de ruptura de barragens no século XX – e HEC-RAS (USACE, 2010b). Nessa análise, Lauriano (2009) demonstra a equabilidade dos resultados entre os programas e recomenda o uso do HEC-RAS pela possibilidade de utilização do programa consorciado a plataformas de Sistemas de Informações Geográficas (SIG), o que possibilita um melhor detalhamento das seções transversais e facilita o pós-processamento dos resultados para a geração dos mapas de inundação.

A solução das equações de Saint-Venant acopladas ao HEC-RAS requer o cuidado na definição dos seguintes parâmetros:

- Representação da morfologia do vale a jusante da barragem por meio de seções transversais hidráulicamente consistidas e devidamente espaçadas (Δx);
- Definição da rugosidade do leito e das planícies de inundação por meio do coeficiente de Manning;
- Identificação de estruturas que possam impor algum controle hidráulico (aterros de rodovia e reservatórios, por exemplo);
- Identificação de tributários significativos;
- Condição de contorno de montante representativa da ruptura da barragem;
- Condição de contorno de jusante representativa do trecho final da simulação;

- Definição das condições iniciais de vazão e elevação para todas as seções;
- Definição do intervalo de simulação computacional (Δt).

4.3.1.1 Modelo Geométrico

As informações geométricas que definem a morfologia do vale a jusante da barragem foram incorporadas ao modelo HEC-RAS por meio de seções transversais espaçadas em intervalos médios de 20 m. Como no exemplo da Figura 4.8, em função de sinuosidades e demais interferências, o espaçamento e a disposição das seções sofreram distorções a fim de que o escoamento unidimensional fosse devidamente representado.

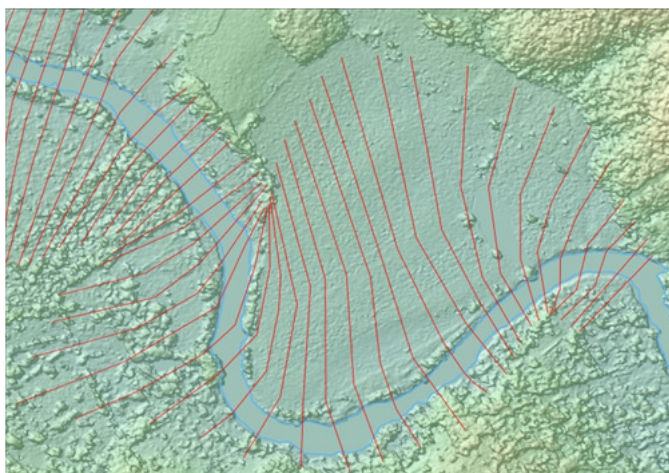


FIGURA 4.8 – Traçado das seções hidráulicas sobre o modelo digital de elevação adotado

A partir da geomorfologia e das imagens de satélite, definiram-se os coeficientes de rugosidade do terreno.

Em calibração realizada por Fread e Lewis (1998), o coeficiente de rugosidade de Manning que melhor se ajustou ao tempo de pico observado após a ruptura de Buffalo Creek foi de 0,06 (Figura 4.6).

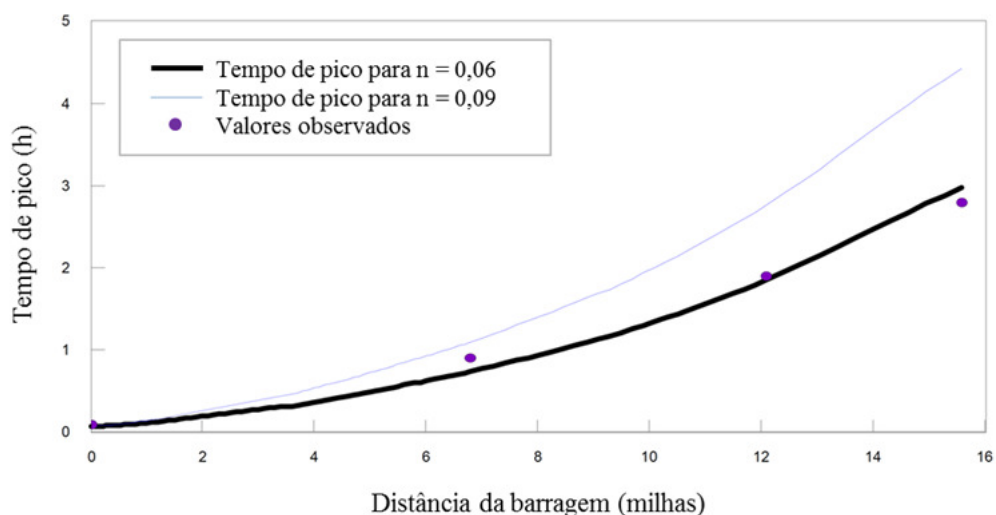


FIGURA 4.9 – Variação do tempo de chegada da vazão de pico em função da variação do coeficiente de rugosidade de Manning: estudo de caso da ruptura de Buffalo Creek
Fonte: FREAD e LEWIS, 1998

Conforme constatado pelo gráfico apresentado na Figura 4.6, quanto maior o valor da rugosidade, maior o retardo do tempo de pico.

Baseado na retroanálise de Fread e Lewis (1998) aplicada para o estudo da ruptura de uma barragem de rejeitos, e na impossibilidade de calibração dos parâmetros para um caso hipotético, adotou-se um coeficiente de rugosidade de Manning global de 0,06.

Todas as informações constituintes do modelo geométrico do HEC-RAS foram inseridas no modelo com auxílio da ferramenta SIG HEC-GeoRAS (USACE, 2011) acoplada ao programa ArcGIS 9.3.1.

4.3.1.2 Condições de contorno

A condição de contorno de montante foi definida pelas ordenadas (Q, t) do hidrograma efluente do modelo paramétrico de brecha, representando o hidrograma de ruptura da barragem.

Na extremidade de jusante, situada em trecho de planícies do rio Paraopeba, assumiu-se a condição de contorno referente à profundidade normal de escoamento.

A condição inicial (Q, h) foi previamente definida pela simulação do modelo em regime de escoamento permanente. Para tanto, assumiu-se o trânsito da vazão média de longo termo no rio Paraopeba.

No córrego dos Machados, a condição de vazão inicial atribuída como entrada no modelo não foi respeitada. A mínima vazão necessária para a convergência numérica apresentou valores superiores à condição de entrada. Essa dificuldade decorre da elevada amplitude entre o pico do hidrograma de ruptura e os valores afluentes nas pequenas bacias hidrográficas nas áreas de mineração.

4.3.1.3 Intervalo de tempo computacional

O intervalo de tempo máximo recomendado por Fread (1993) e USACE (2010b), segundo critérios empíricos, equivale ao tempo de ascensão do hidrograma dividido por 20. Considerando que o tempo mínimo de ascensão do hidrograma de ruptura (para a primeira seção) foi de 6 min, o intervalo de tempo da solução numérica não deveria ultrapassar os 18 segundos.

Em outro critério, a definição do intervalo (Δt) limita-se a até uma unidade do número de Courant (C_r), representado pela equação:

$$C_r = U_w \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (4.7)$$

Na qual U_w é a velocidade da onda (m/s).

Na equação 4.7, a velocidade da onda (U_w) não pode ser *a priori* fixada, dado os efeitos de amortecimento da cheia ao longo do talvegue. Todavia, considerando uma velocidade média de 7 m/s (posteriormente validada) e um espaçamento entre seções de 20 m, o intervalo de tempo recomendado e utilizado nas simulações foi de 3 segundos.

4.3.2 **Modelo de armazenamento – Puls Modificado**

O modelo de armazenamento Puls Modificado, baseado na equação da continuidade, foi simulado no programa HEC-RAS sobre a mesma base geométrica utilizada para as simulações do modelo de Saint-Venant.

Recomendado por USACE (2010b) como alternativa para a convergência numérica em trechos com mudança brusca de seção transversal ou singularidades, o modelo de armazenamento, foi aplicado em toda a extensão simulada.

Com exceção das condições de contorno internas, inerentes à metodologia, todas as condições de contorno são idênticas às apresentadas para o modelo de Saint-Venant.

No modelo de Puls Modificado as condições de contorno internas foram definidas por meio da simulação em regime de escoamento permanente de uma faixa de vazões com amplitude maior do que a faixa de vazões observadas no hidrograma de ruptura. Dessa forma, definiram-se as curvas-chave de todas as seções do modelo, possibilitando a estimativa da variação do volume entre elas com a passagem da cheia, à maneira de um modelo de ondas cinemáticas.

4.3.3 Modelo simplificado de escoamento de rejeitos

Para a simulação do modelo simplificado de escoamento de rejeitos proposto por Jeyapalan *et al.* (1983a) os principais parâmetros a serem definidos são a tensão de escoamento (τ_y) e a viscosidade plástica (μ_p).

Os valores máximos e mínimos esperados, segundo Jeyapalan *et al.* (1983a), para a tensão de escoamento, para a viscosidade plástica e demais parâmetros estão apresentados na Tabela 4.4.

TABELA 4.4 – Resumo de parâmetros de escoamento típicos de rejeitos liquefeitos

Parâmetro	Unidade	Rejeitos de Fosfato		Demais tipos de Rejeitos	
		Valor mínimo esperado	Valor máximo esperado	Valor mínimo esperado	Valor máximo esperado
Massa específica	kg/m ³	1281	1602	1442	1762
Tensão de escoamento	kPa	1,92E-05	1,92E-03	1,0	7,2
Viscosidade plástica	kPa.s	9,58E-06	9,58E-04	0,1	4,8
Profundidade do escoamento	m	0,6	1,5	1,5	15
Velocidade do escoamento	m/s	1,5	15	1,5	6,1
Número de Reynolds	-	40.000	200.000	10	300

Fonte: Adaptado de JEYAPALAN *et al.* (1983a)

Apesar das ressalvas apresentadas anteriormente por Vick (1984) quanto à separação categórica do comportamento dos escoamentos entre rejeitos de fosfato e demais rejeitos, para a metodologia de Jeyapalan *et al.* (1983a), aplicada nesse estudo, considerou que os parâmetros de escoamentos dos rejeitos da barragem Tico-Tico, estarão compreendidos entre a faixa de valores apresentados na Tabela 4.4 na coluna “demais tipos de rejeitos”.

A tensão de escoamento τ_y , que representa a tensão de resistência ao cisalhamento nos instantes iniciais do movimento da massa de rejeitos, foi estimada com base em ensaios de palheta (ANEXO 1) realizados em profundidades diferentes para quatro furos executados no reservatório da barragem Tico-Tico.

Apresenta-se na Figura 4.10 o resultado gráfico de um dos ensaios de palheta realizados no reservatório da barragem.

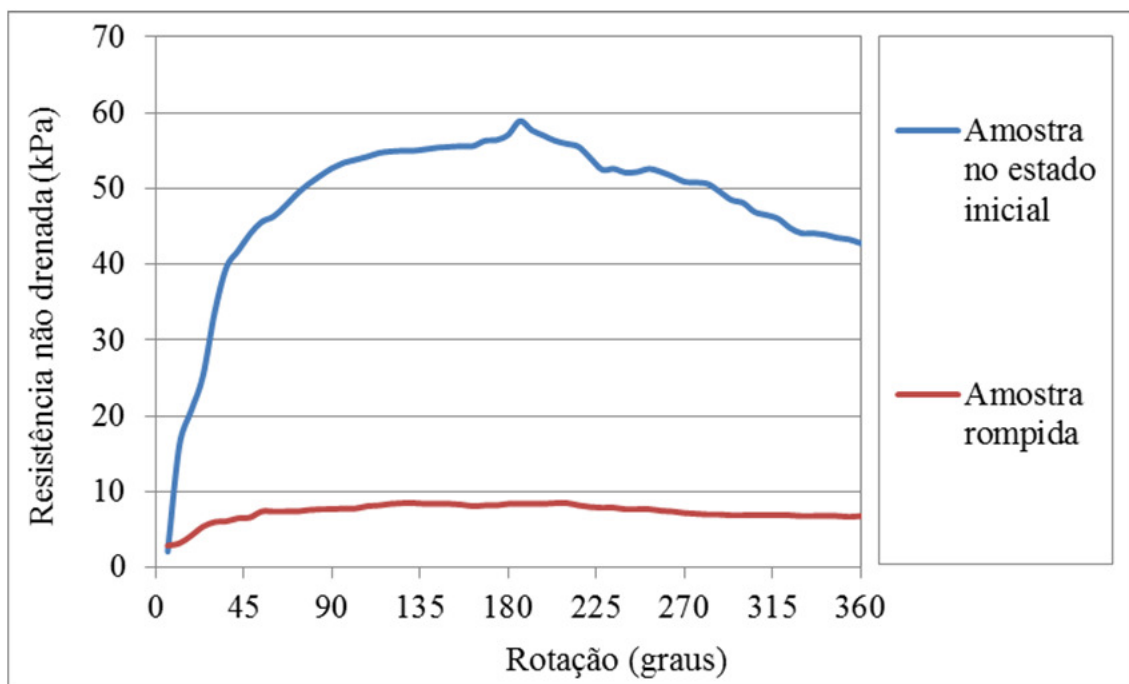


FIGURA 4.10 – Resultados gráficos do ensaio de palheta realizado no furo 03 a 13 m de profundidade

Verifica-se pela Figura 4.10 que a amostra em seu estado inicial natural suporta grandes deformações, apresentando elevados valores de resistência não drenada, com possibilidade clara de identificação da resistência de pico do solo.

Após a ruptura da amostra, aumenta-se a velocidade de rotação da haste a fim de se avaliarem as resistências cisalhantes da amostra amolgada (ou rompida).

Apesar de não terem sido identificados estudos que correlacionassem a resistência não drenada da amostra rompida nos ensaios de palheta com a tensão de escoamento τ_y , essa correlação parece razoável, uma vez que a resistência conferida pela amostra reflete um estado dinâmico de menor inércia.

Apresentam-se na Tabela 4.5 os resultados dos ensaios de palheta utilizados para o balizamento da tensão de escoamento τ_y .

TABELA 4.5 – Resultados dos ensaios de palheta executados em 2013 no reservatório da barragem Tico-Tico

ID	Profundidade (m)	Resistência não drenada p/ amostra amolgada (kPa)	
		Média	Mínima
Furo 1	7,0	4,40	2,00
	9,0	11,8	0,40
Furo 2	10,0	18,4	2,10
	12,0	15,2	4,00
Furo 3	7,0	23,8	2,20
	11,0	28,8	9,60
	13,0	8,60	2,90
Furo 4	15,0	4,40	1,40
	8,0	10,8	0,20
	10,0	4,60	1,10
	Mínimo	4,40	-
	Médio	-	2,59

Para a simulação do modelo de escoamento de rejeitos adotaram-se os valores de resistência não drenada referentes ao mínimo valor entre as resistências médias e ao valor médio das resistências mínimas, correspondentes a 4,40 kPa e 2,59 kPa, respectivamente.

Verificou-se que esses valores encontram-se dentro do intervalo de referência proposto na Tabela 4.4.

Em caráter preventivo, a inexistência de parâmetros que subsidiasse a estimativa de valores para a viscosidade plástica, justificou a atribuição do menor valor esperado apresentado na Tabela 4.4 (0,1 kPa.s).

Para todas as simulações adotou-se uma massa específica média de 1.650 kg/m³ para o volume total armazenado.

O modelo matemático de Jeyapalan *et al.* (1983a) para superfícies planares foi executado com o auxílio de planilhas eletrônicas. Esse mesmo modelo também se encontra disponível, com acesso gratuito na internet (WISE-URANIUM, 2013). Os resultados da planilha e do modelo Wise-Uranium (2013) foram confrontados e validados com boas aproximações.

Ao contrário dos modelos hidrológicos e hidráulicos, os resultados do modelo de escoamento de Jeyapalan, não sofrem grandes alterações com a adoção de diferentes intervalos entre espaço e tempo. Logo, os resultados em uma mesma seção e em um mesmo instante serão sempre iguais, independente dos intervalos Δx e Δt utilizados. No entanto, a redução dos intervalos espaço tempo pode oferecer uma melhor distribuição dos pontos para o traçado dos perfis de inundação.

Considerando a escala do fenômeno analisado, adotaram-se como referência intervalos de 200 m e 60 s.

4.3.4 Modelo de equilíbrio de forças

O modelo de equilíbrio de forças proposto por Lucia (1981) necessita da definição dos seguintes parâmetros: (i) resistência residual ao cisalhamento não drenado, (ii) massa específica total dos rejeitos, (iii) volume de rejeitos total por unidade de largura média da brecha e (iv) a declividade média do trecho.

Em todas as simulações a massa específica dos rejeitos foi fixada em 1.650kg/m³. O volume específico de rejeitos foi estimado pela razão entre o volume total armazenado e a largura média da brecha definida pelos modelos paramétricos.

O parâmetro de resistência utilizado no modelo de equilíbrio de forças, responsável pelo estado de equilíbrio pós-ruptura, incorpora (implicitamente) os efeitos de atrito, viscosidade, e resistências outras que se opõem ao movimento.

A definição da resistência residual ao cisalhamento não drenado (S_{ur}) foi realizada por correlações defendidas por Seed *et al.* (1987) entre os valores de S_{ur} calculados para massas de areias liquefeitas e valores do número de golpes do ensaio SPT ajustados para a obtenção do fator $(N_1)_{60}$.

O fator $(N_1)_{60}$ foi proposto por Seed *et al.* (1985) para correção dos resultados de ensaios SPT realizados sob condições de energia diferentes conforme tipo de equipamento empregado no ensaio.

As retroanálises realizadas por Seed *et al.* (1987) e complementadas por de Alba *et al.* (1988) estão apresentadas na Tabela 4.6.

TABELA 4.6 – Relação entre a retroanálise da resistência residual das areias e o número de golpes SPT para o mesmo material

Retroanálise	ECS $(N_1)_{60}$	Resistência Residual (S_{ur}) - kPa
Caso 1	15	35,9
Caso 2	6	2,39
Caso 3	11	28,7
Caso 4	6	12,0
Caso 5	6	6,70
Caso 6	5	2,39
Caso 7	12	35,9
Caso 8	5	6,22
Caso 9	5	4,79
Caso 10	3	1,68
Caso 11	3	2,39
Caso 12	4	5,75
Caso 13	4	3,64
Caso 14	9	12,7
Caso 15	3	5,75

Fonte: SEED *et al.*, 1987; de ALBA *et al.*, 1988

Os valores de $(N_1)_{60}$ apresentados na Tabela 4.6 referem-se a resultados de ensaios realizados em areias. Portanto, para a utilização dessa relação, os valores de $(N_1)_{60}$ dos rejeitos foram corrigidos também em função do percentual de finos da amostra para a estimativa do parâmetro “*Equivalent Clean Sand*” $ECS(N_1)_{60}$, conforme equação:

$$ECS(N_1)_{60} = (N_1)_{60} + N_c \quad (4.8)$$

Na qual:

$ECS(N_1)_{60}$ é o valor do número de golpes SPT para solos arenosos limpos (Golpes/30cm);

N_c é o fator de correção de $(N_1)_{60}$ para solos com presença de finos (Golpes/30cm).

Os valores de N_c para diferentes percentuais de finos foram definidos empiricamente e estão apresentados na Tabela 4.7.

TABELA 4.7 – Correção de finos para avaliação da resistência por meio de ensaios SPT

Finos (%)	N_c (Golpe/30 cm)
10	1
25	2
50	4
75	5

Fonte: SEED *et al.*, 1987

Foram realizados no reservatório da barragem Tico-Tico dois ensaios CPTu (ANEXO 1), cujos resultados permitiram a estimativa do parâmetro $(N_1)_{60}$ mínimo, apresentado na Tabela 4.8.

TABELA 4.8 – Resultados de $(N_1)_{60}$ extraídos dos ensaios de CPTu

ID	Profundidade (m)	$(N_1)_{60}$	Erro	$(N_1)_{60}$ MÍN
Furo 3	7 a 9	9,7	3,4	6,3
	9 a 31,35	9,7	5,7	4
Furo 4	7 a 16,70	6,6	3,2	3,4
	16,7 a 22,85	15,7	4,1	11,6
Mínimo				3,4

Um resumo dos resultados de ensaios laboratoriais de caracterização e granulometria (ANEXO 1) estão apresentados na Tabela 4.9.

A escolha do menor percentual de finos (36,1%) apresentado pelas amostras da Tabela 4.9 permitiu o cálculo do fator N_c pela interpolação dos dados da Tabela 4.7.

Dessa forma, o valor de $ECS(N_1)_{60}$ foi calculado pela soma de $(N_1)_{60}$ (3,4 golpes/30 cm) e N_c (2,89 golpes/30 cm).

TABELA 4.9 – Resultados dos ensaios de caracterização e granulometria

Furo	Coordenadas		Profundidade (m)	Amostra	Material	% Finos passante na peneira 200
	N	E				
AI - 1	7.776.907,40	574.516,01	7,00 a 8,00	1	Areia Siltosa	60,4
AI - 1	7.776.907,40	574.516,01	9,00 a 10,00	2	Silte Arenoso	83,6
AI - 2	7.776.923,08	574.502,37	10,50 a 11,00	1	Silte Arenoso	78,5
AI - 3	7.776.939,11	574.488,51	10,00 a 11,00	1	Areia Siltosa	46,2
AI - 3	7.776.939,11	574.488,51	14,00 a 15,00	2	Areia Siltosa	36,1
AI - 6	7.776.987,79	574.446,52	15,45 a 16,00	1	Areia Siltosa	50,5
AI - 6	7.776.987,79	574.446,52	17,45 a 18,00	2	Areia Siltosa	56,4
AI - 4	7.776.954,18	574.475,49	9,00 a 10,00	1	Silte Arenoso	68,3
Mínimo						36,1

Finalmente, a resistência residual não drenada S_{ur} foi estimada pela regressão matemática aplicada aos pares de pontos $(ECS(N_1)_{60}, S_{ur})$ propostos na Tabela 4.6 e representados graficamente na Figura 4.11.

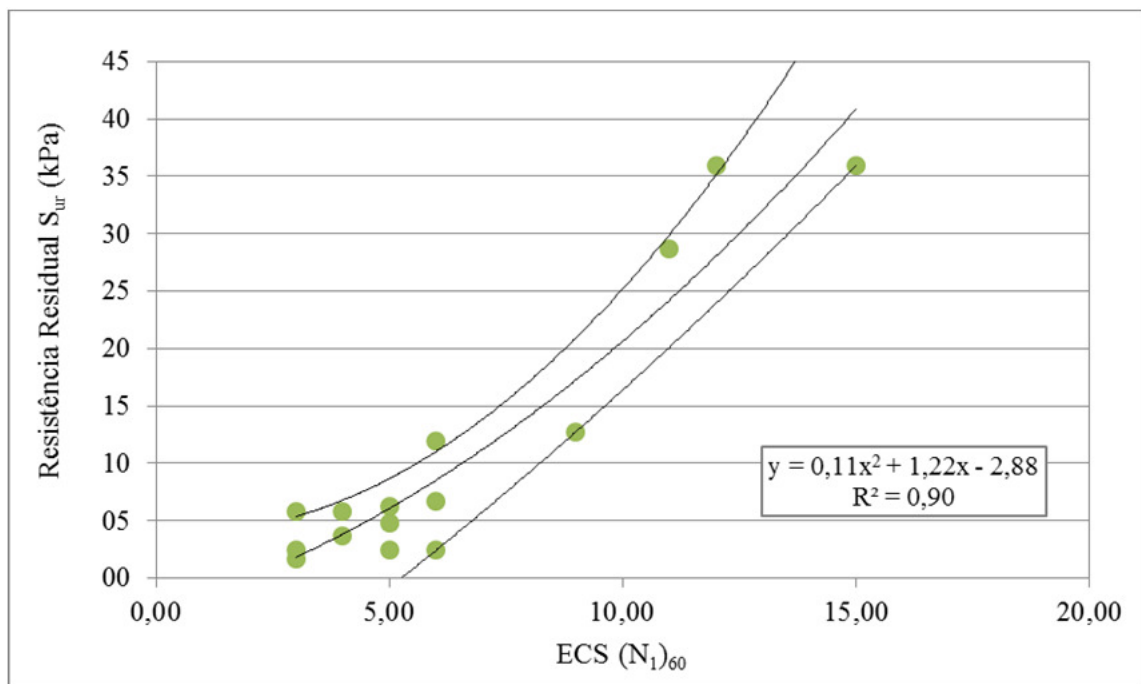


FIGURA 4.11 – Regressão matemática para estimativa da resistência residual de solos liquefeitos

Fonte: Adaptado de SEED *et al.*, 1987; de ALBA *et al.*, 1988

Por meio da equação apresentada no gráfico da Figura 4.11 e do valor de $ECS(N_1)_{60}$ igual a 6,29, a resistência não drenada do solo utilizada no modelo de equilíbrio de forças foi de 9,14 kPa.

4.4 Modelo digital de elevação

Toda a geometria do vale foi atribuída ao estudo de caso por meio de um modelo digital de elevação (MDE).

Os trabalhos de geração do MDE, bem como sua consolidação com inspeções de campo, foram realizados pela empresa Terravision Geotecnologia e Geoinformação Ltda. e disponibilizados pela MMX Mineração e Metálicos S/A para a realização desse trabalho.

O Modelo Digital de Elevação (MDE) utilizado para as simulações foi elaborado pelo princípio da estereoscopia aplicado às imagens de satélite coletadas da constelação Pléiades. A estereoscopia permite a obtenção de dados tridimensionais, por meio da observação de um par de imagens planas (estereopares) de uma mesma cena, com ângulos de incidência distintos.

A constelação Pléiades, composta por dois satélites idênticos operados pelo Centro Nacional de Estudos Espaciais (CNES) da França, proporciona imagens coloridas de alta resolução (50cm). O MDE foi gerado com resolução final de 1 m com auxílio do programa ERDAS LPS a partir das imagens Pléiades, permitindo a representação da superfície em uma escala de até 1:2.000.

Acessoriamente, coletaram-se 15 pontos de controle em campo com GPS Geodésico de dupla frequência L1/L2 (Modelo GTR-G2 / TechGeo), para serem utilizados na ortorretificação e geração do MDE. Em nenhum dos pontos de controle a elevação do MDE apresentou erros maiores do que 1,0 m.

Destaca-se a relevância da qualidade desse dado, que apresenta escala inferior à recomendada por Cunge *et al.* (1980). Além disso, não se identificaram trabalhos de ruptura de barragens no Brasil que tenham adotado base topográfica com essa resolução.

Tem sido comum a utilização de bases topográficas regionais em escalas maiores do que 1:25.000, associadas à seções topobatimétricas levantadas ao longo do curso de água (BRASIL, 2005; LAURIANO, 2009).

A utilização de bases topográficas regionais consistidas a partir de seções topobatimétricas pode representar, de maneira razoável, planícies de inundação em zonas rurais. Todavia, a representação topográfica de áreas urbanas necessita de uma precisão cartográfica maior.

Apresenta-se na Figura 4.12 a comparação entre o MDE utilizado nesse trabalho e um MDE gerado a partir de uma base regional gratuita (ASTER/GDEM) com escala de 1:25.000 a 1:50.000.

No lado esquerdo da Figura 4.12 destaca-se a imagem de satélite de um trecho do município de Igarapé, permeado pelo córrego dos Machados, e susceptível ao potencial de inundação correspondente à ruptura hipotética da Barragem Tico-Tico. No lado direito da mesma figura, apresentam-se os modelos digitais de elevação em comparação.

Conforme esperado, o MDE regional (Figura 4.12b) não dispõe de resolução o suficiente para a representação da malha urbana, por sua vez, razoavelmente representada pelo MDE utilizado nesse trabalho (Figura 4.12a).

O MDE completo de toda a área estudada está apresentado no APÊNDICE A-6.

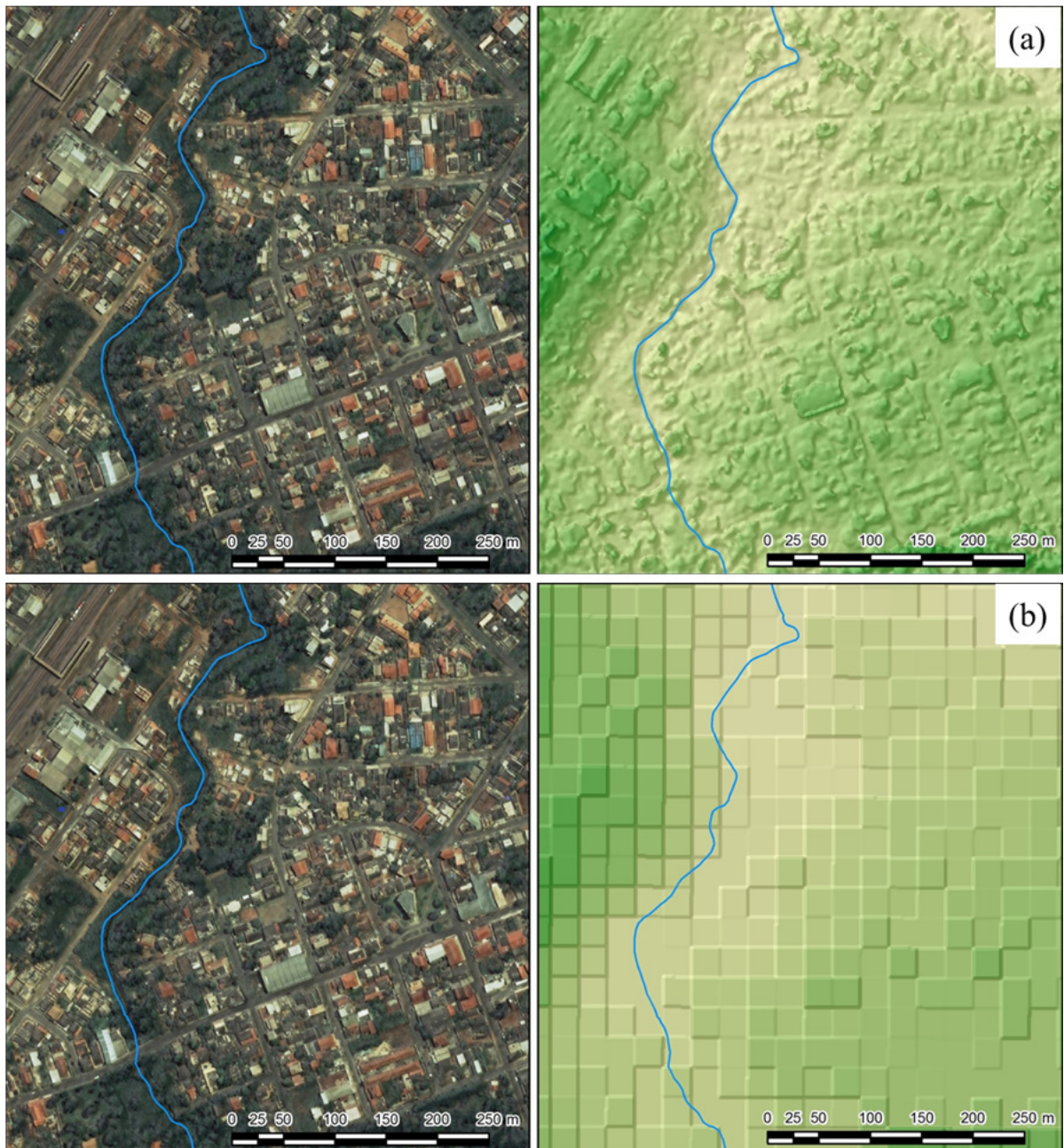


FIGURA 4.12 – Comparação entre modelos digitais de elevação de resoluções distintas em áreas urbanas

4.5 Mapeamento das inundações

O mapeamento das inundações foi realizado com auxílio da ferramenta HEC-GeoRAS inserida no ambiente do programa ArcGIS.

A principal função do HEC-GeoRAS é promover a interlocução do banco de dados gerado pelas simulações do HEC-RAS com a linguagem de álgebra de mapas utilizada pelo ArcGIS.

Os perfis de escoamento simulados em cada intervalo de tempo dão origem às superfícies de inundação cujas elevações são subtraídas das cotas altimétricas do modelo digital de elevação. A diferença dessa operação resulta na altura de inundação para cada célula do mapa. O contato entre cada célula dá origem à envoltória da inundação.

Para a devida caracterização dos parâmetros de inundação (tempo, altura e velocidades) serão gerados os seguintes mapas:

- Mapa de envoltórias máximas para comparação dos cenários de ruptura;
- Mapa de classificação da inundação estática máxima para um dos cenários escolhidos;
- Mapa da evolução temporal da mancha de inundação;
- Mapa do risco hidrodinâmico.

Com exceção dos mapas de risco hidrodinâmico, todos os mapas foram elaborados em escala 1:5.000.

4.6 Cenários de ruptura

Os cenários de ruptura foram definidos a partir dos quatro modelos de propagação da inundação avaliados nesse trabalho.

Os modelos de propagação foram alimentados por hidrogramas de ruptura gerados sob duas hipóteses de abertura da brecha – com exceção do modelo de Jeyapalan *et al.* (1983a).

Do cruzamento dos modelos de brecha com os modelos de propagação somaram-se os oito cenários apresentados na Tabela 4.10.

TABELA 4.10 – Definição dos cenários simulados no estudo de caso da Barragem Tico-Tico

Modelos de Brecha	Modelos de Propagação da Inundação			
	Saint-Venant	Puls Modificado	Lucia	Jeyapalan
Xu e Zhang (2009)	Cenário 1a	Cenário 2a	Cenário 3a	-
Froehlich (2008)	Cenário 1b	Cenário 2b	Cenário 3b	-
-	-	-	-	Cenário 4a
-	-	-	-	Cenário 4b

Na Tabela 4.10, definem-se, portanto, os cenários numerados de 1 a 4. Os índices “a e b” remetem-se às hipóteses de brecha. Dessa forma, o Cenário 1a caracteriza-se pela simulação do hidrograma de ruptura resultante do modelo de Xu e Zhang (2009) propagado segundo o modelo matemático de Saint-Venant, e assim por diante.

O modelo de escoamento de rejeitos de Jeyapalan *et al.* (1983a) não permite a atribuição de hipóteses de variação da condição de contorno de montante promovida por modelos de brecha. Contudo definiram-se dois cenários de ruptura (4a e 4b) baseados em diferentes atribuições de tensão de escoamento do material: 2,59 kPa e 4,40 kPa, respectivamente.

4.7 Critério de interrupção da simulação

A aproximadamente 12 km a jusante da barragem Tico-Tico, o córrego dos Machados deságua no rio Paraopeba. Apesar de não apresentar nenhuma referência escalar, a fotografia da superfície líquida do rio Paraopeba nas proximidades dessa confluência (Figura 4.13) evidencia a elevada capacidade de transporte desse curso de água.



FIGURA 4.13 – Rio Paraopeba nas proximidades da confluência com o córrego dos Machados

A magnitude da área de drenagem da bacia hidrográfica do rio Paraopeba nessa região subsidiou a formulação da hipótese de que o equilíbrio morfodinâmico das margens e planícies de inundação do rio Paraopeba tenha sido instaurado por eventos de cheia de magnitudes tão elevadas quanto aquelas que por ali passariam quando da ruptura hipotética da barragem.

Comprovada essa hipótese, a onda de cheia decorrente da ruptura hipotética da Barragem Tico-Tico não promoveria no rio Paraopeba maiores impactos do que aqueles já provocados pelas cheias naturais no local, justificando, portanto, a interrupção da simulação.

Para a comprovação dessa hipótese, realizou-se uma breve análise dos registros fluviométricos da estação Ponte Nova do Paraopeba, operada pelo CPRM, cujos dados foram disponibilizados pela Agência Nacional de Águas (ANA) por meio do canal de divulgação HIDROWEB (www.hidroweb.ana.gov.br).

Os dados cadastrais da estação fluviométrica Ponte Nova do Paraopeba, identificada também pelo código 40800001, estão apresentados na Tabela 4.11 bem como a altitude e área de drenagem da bacia hidrográfica.

TABELA 4.11 – Dados da estação fluviométrica Ponte Nova do Paraopeba (Código 40800001)

Código	40800001
Nome	Ponte Nova do Paraopeba
Bacia	Rio São Francisco (4)
Sub-bacia	Paraopeba (40)
Rio	Rio Paraopeba
Estado	Minas Gerais
Município	Juatuba
Responsável	ANA
Operadora	CPRM
Latitude	19° 56' 56" (SUL)
Longitude	44° 18' 19" (OESTE)
Altitude (m)	683
Área de Drenagem (km ²)	5690

A escolha da estação Ponte Nova do Paraopeba justificou-se pela proximidade dessa estação em relação à localização da confluência do córrego dos Machados com o rio Paraopeba, identificada pela Figura 4.14.

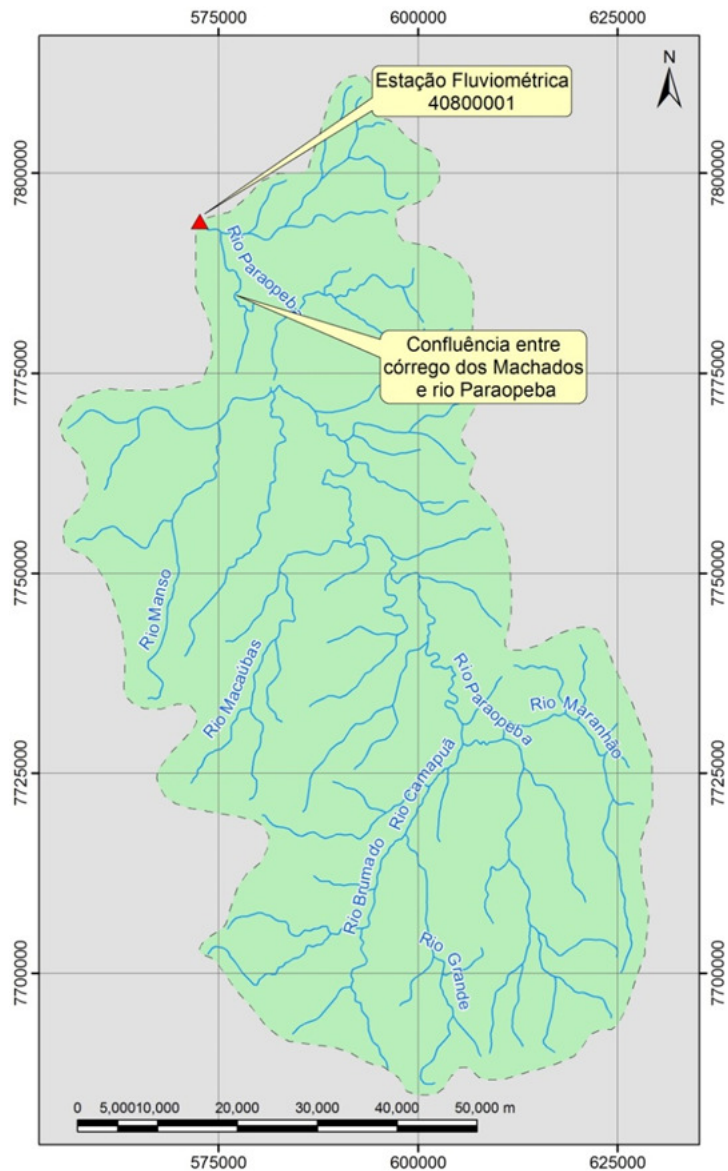


FIGURA 4.14 – Bacia hidrográfica e localização da estação fluviométrica Ponte Nova do Paraopeba

Os registros de cota média diária dessa estação foram consolidados, assim como a restituição das vazões por meio das curvas-chave utilizadas pela própria ANA.

O aspecto geral das vazões reconstituídas para essa estação pode ser verificado pela relação cota-vazão apresentada na Figura 4.15 para a qual os pares de pontos resultantes da curva-chave ajustam-se com boa precisão às medições de descarga líquida.

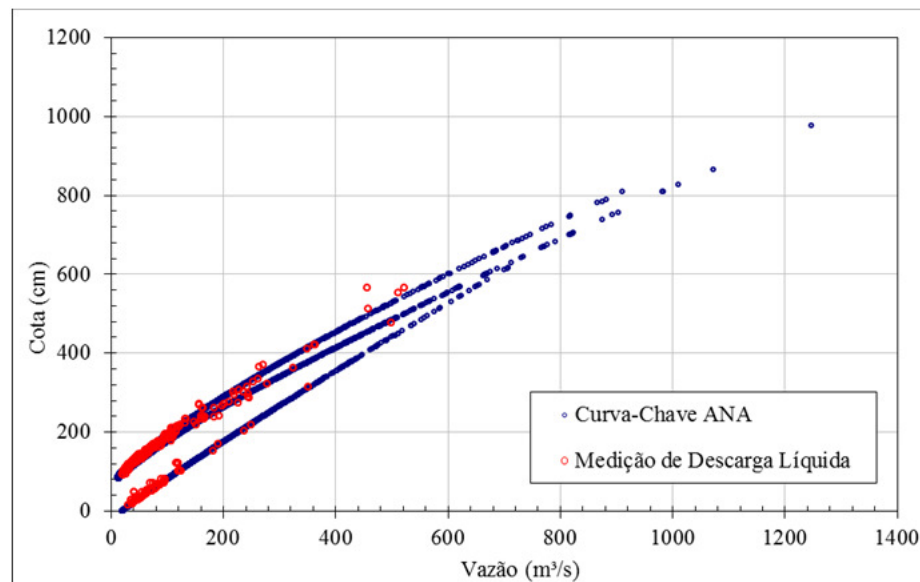


FIGURA 4.15 – Curva-chave do rio Paraopeba em Ponte Nova do Paraopeba.

Para a análise da probabilidade de ocorrência de cheias no rio Paraopeba procedeu-se à aplicação de metodologia de análise de frequência local de eventos máximos anuais. A série de vazões médias diárias da estação 40800001 foi utilizada para a identificação e geração da série hidrológica de eventos médios diários máximos anuais, aos quais se aplicaram técnicas de extrapolação estatística para a determinação dos quantis de vazão máxima no rio Paraopeba apresentados na Figura 4.16.

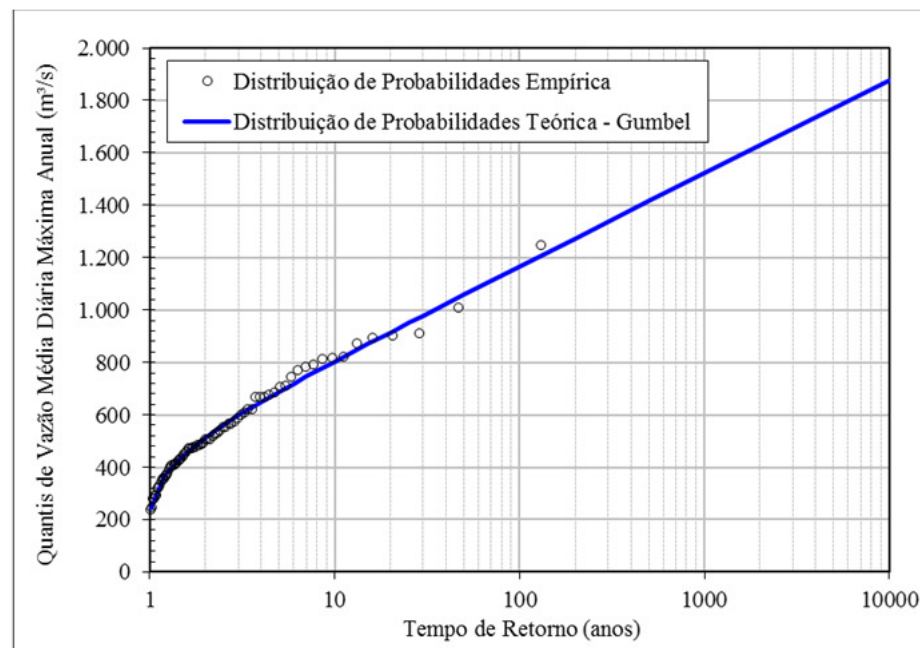


FIGURA 4.16 – Distribuição de probabilidades teórica Gumbel para as vazões do rio Paraopeba em Ponte Nova do Paraopeba

Pela Figura 4.16 verifica-se graficamente a boa aderência da distribuição de probabilidades teórica de Gumbel ajustada aos registros de vazões máximas anuais, cuja posição de plotagem foi definida pela distribuição de probabilidades empírica formulada por Gringorten e recomendada por Naguettini e Pinto (2007).

A análise de frequência realizada resultou em quantis de vazão máxima de 1.060 m³/s a 1.170 m³/s para os tempos de retorno de 50 a 100 anos, respectivamente. Esses valores revelam a magnitude da cheia natural ocorrida em janeiro de 2012, veiculada pela imprensa nacional dada grande extensão dos impactos, não obstante a preservação de todas as vidas humanas expostas pela cheia. Apresenta-se na Figura 4.17 o hidrograma da cheia de 2012 registrado pela estação fluviométrica Ponte Nova do Paraopeba, no qual se verifica um pico de vazão pouco maior do que 1.200 m³/s.

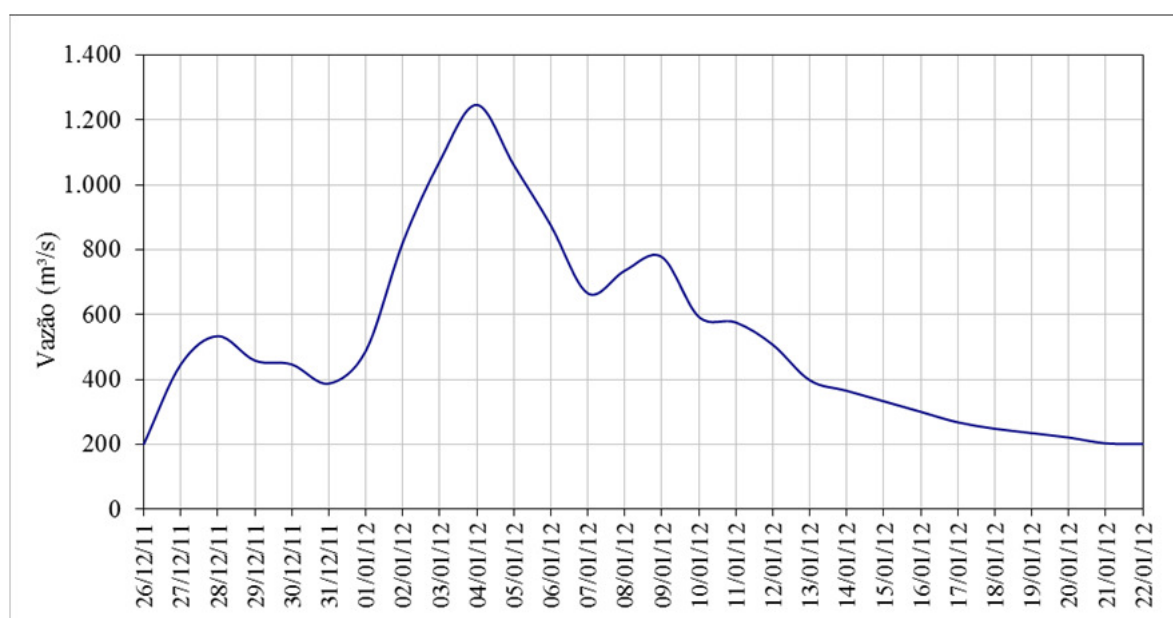


FIGURA 4.17 – Hidrograma da cheia de janeiro de 2012 do rio Paraopeba registrado em Ponte Nova do Paraopeba

Ressalta-se ainda que esses valores referem-se a medições de cotas médias diárias tomadas em dois instantes do dia. Dessa forma, se forem aplicados fatores de correção para a obtenção de valores instantâneos de vazão, esses valores seriam ainda maiores.

Posteriormente, verificou-se que as maiores vazões a atingirem o rio Paraopeba pela propagação da onda de ruptura aproximaram-se do pico do evento de 2012 validando a interrupção das simulações nas mediações da confluência com o córrego dos Machados.

4.8 Comparação dos resultados

Os resultados das metodologias foram comparados sempre que possível a partir dos parâmetros de inundação extraídos de cada modelo em seções transversais e em mapas temáticos. Portanto, as seções transversais escolhidas para representar os parâmetros de inundação têm a mesma forma e localizam-se no mesmo eixo para todos os modelos.

Em linhas gerais, buscou-se a comparação dos seguintes parâmetros:

- Hidrograma de ruptura de diferentes modelos paramétricos (parâmetro de entrada dos estudos de inundação);
- Extensão da mancha de inundação pelas envoltórias do mapa de inundação máxima (principal produto do estudo de ruptura);
- Elevação máxima das inundações nas seções transversais notáveis;
- Tempo de chegada da frente de onda nas seções transversais notáveis (informação fundamental para eficiência dos sistemas de alerta);
- Velocidades máximas da inundação nas seções notáveis (informação ainda pouco utilizada, mas importante para a estimativa do potencial de destruição por arraste);
- Vazões máximas ao longo das seções notáveis (parâmetro técnico importante para análise de sensibilidade dos modelos);
- Hidrogramas propagados nas seções notáveis;
- Curvas-chave restituídas das relações entre cota e vazão das simulações.

5 RESULTADOS

5.1 Formação da brecha e hidrograma de ruptura

Os resultados dos parâmetros geométricos para a brecha de ruptura em seu estado final, calculados pelas equações 4.1 a 4.6, estão apresentados na Tabela 5.1.

TABELA 5.1 – Resultados dos parâmetros da brecha de ruptura

	Von Thun e Gillette (1990)	Froehlich (2008)	Xu e Zhang (2009)
Altura Final (m)	71	71	71
Largura Média (m)	192	50,5	87,6
Declividade Lateral (Zh:1v)	1,3	1,0	0,8
Tempo de Formação (h)	0,56	0,14	0,57
Volume total a montante (m ³)	2.986.077	2.986.077	2.986.077
Volume liberado por largura de brecha (m ³ /m)	15.515	59.078	34.078
Vazão de pico efluente (m ³ /s)	5.295	10.634	4.464

A simulação do deplecionamento do reservatório, realizada por meio da taxa de crescimento (previamente apresentada na Figura 4.7) associada aos parâmetros de tempo de formação e geometria final da brecha, resultaram na formação dos hidrogramas apresentados na Figura 5.1, Figura 5.2 e Figura 5.3.

Os hidrogramas representados por cada metodologia foram comparados na Figura 5.4, na qual se constata a grande variação dos picos de vazão, não obstante a equabilidade dos volumes.

Os hidrogramas resultantes dos modelos de Froehlich (2008) e Xu e Zhang (2009) foram selecionados como condição de contorno de montante dos modelos de propagação por apresentarem o maior e o menor pico de vazão, respectivamente.

A variação dos impactos dos modelos de brecha sobre o modelo de propagação de Lucia (1981) foi implementada pela diferença entre os volumes liberados por unidade de largura da brecha.

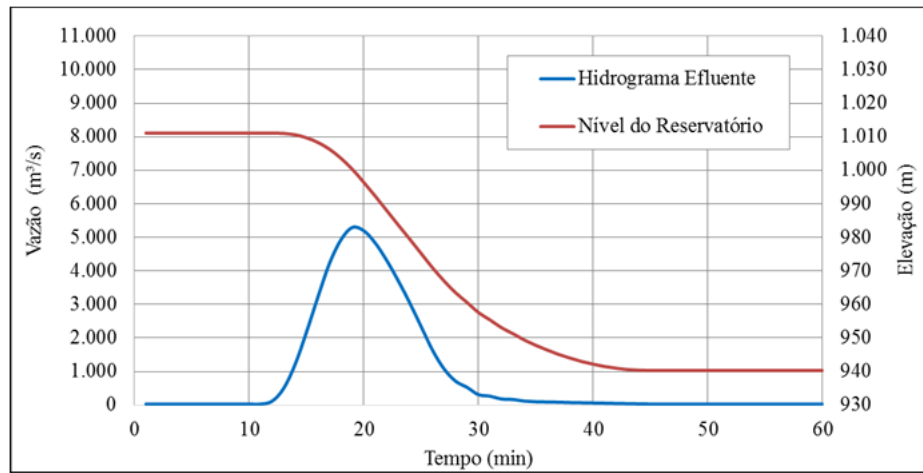


FIGURA 5.1 – Deplecionamento do reservatório e hidrograma de ruptura pelo modelo de Von Thun e Gillette (1990)

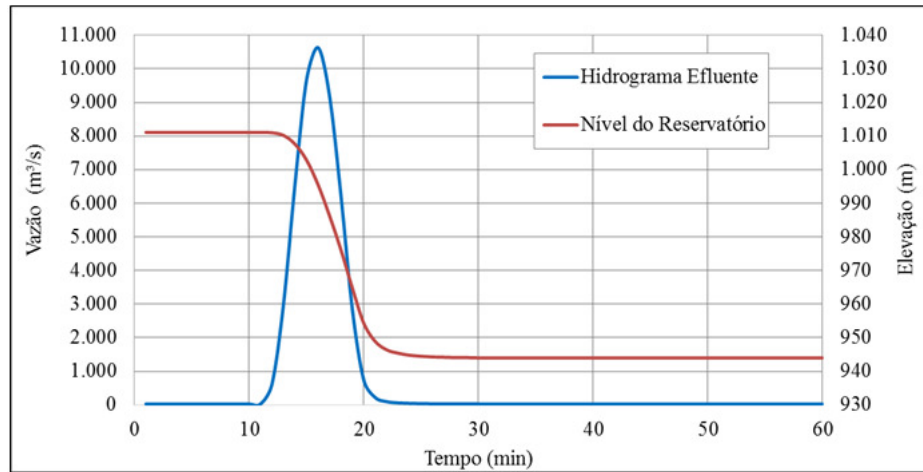


FIGURA 5.2 – Deplecionamento do reservatório e hidrograma de ruptura pelo modelo de Froehlich (2008)

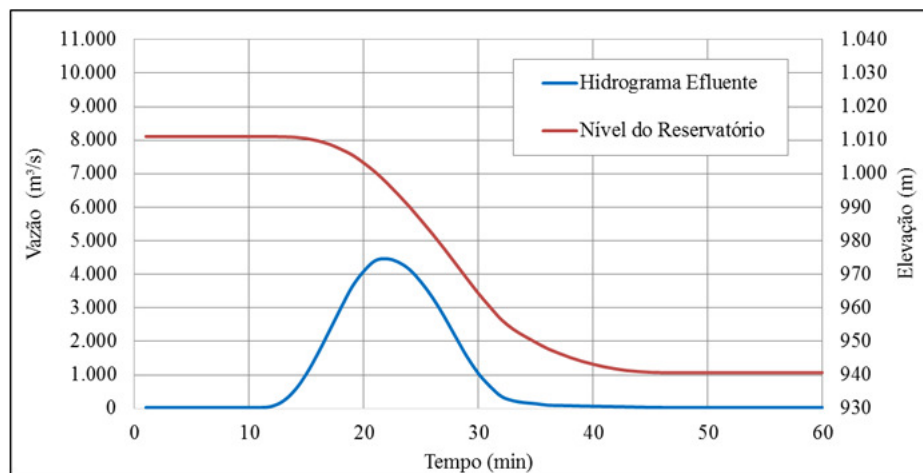


FIGURA 5.3 – Deplecionamento do reservatório e hidrograma de ruptura pelo modelo de Xu e Zhang (2009)

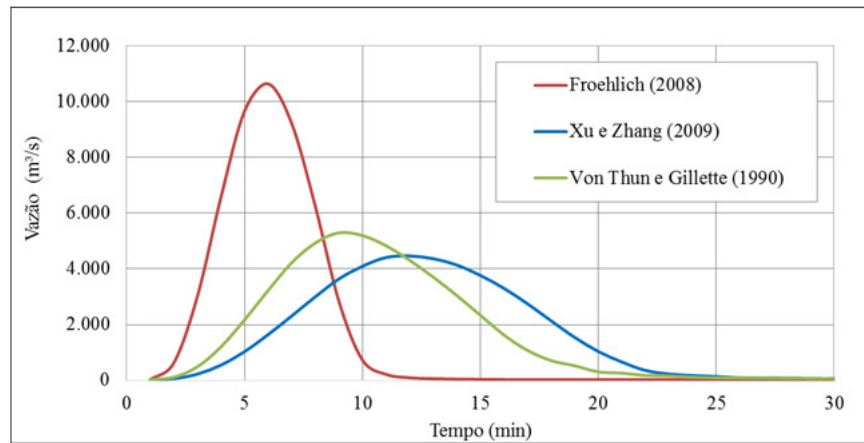


FIGURA 5.4 – Comparação dos hidrogramas de ruptura resultantes da simulação dos modelos de brecha paramétricos

5.2 Seções notáveis

Os resultados dos parâmetros de inundação foram extraídos dos modelos para seções transversais distribuídas ao longo do córrego dos Machados e do rio Paraobepa.

Apresentam-se na Figura 5.5 a posição das seções nomeadas pelas letras “A” a “O”.

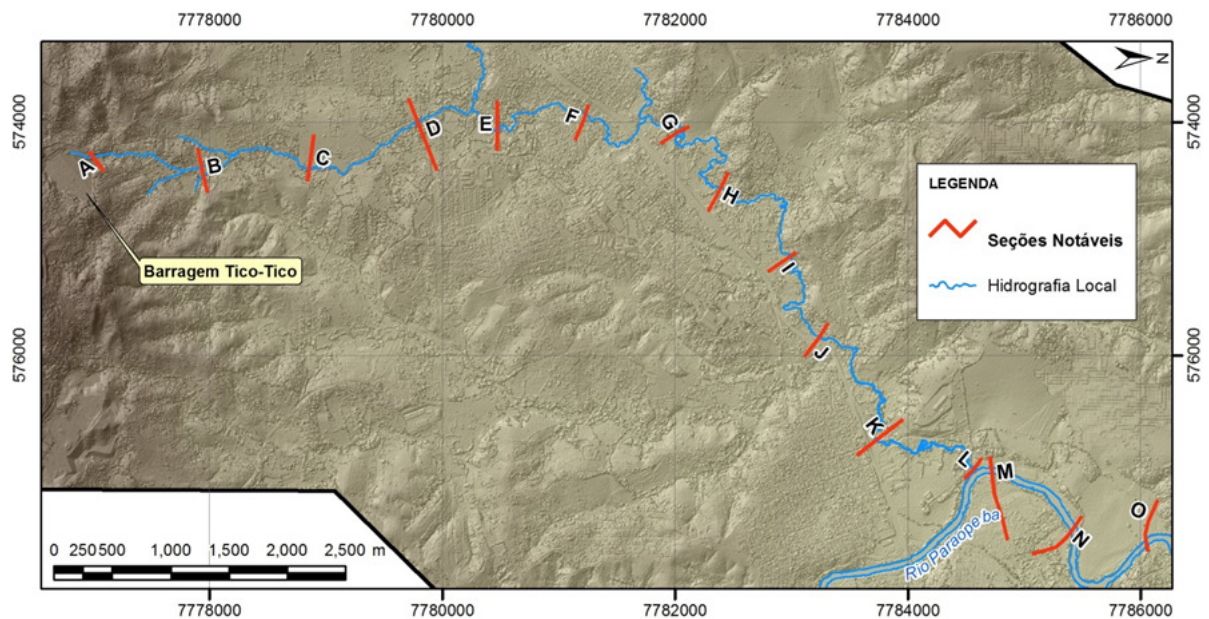


FIGURA 5.5 – Localização das seções notáveis selecionadas para a comparação dos resultados

As seções apresentadas na Figura 5.5, arbitrariamente classificadas como seções notáveis, foram selecionadas de modo a representarem as variações geométricas impostas pelo terreno ao longo dos vales potencialmente atingidos pela inundação.

5.3 Elevação máxima da inundação

A elevação máxima da inundação em cada seção está apresentada no perfil longitudinal da Figura 5.6.

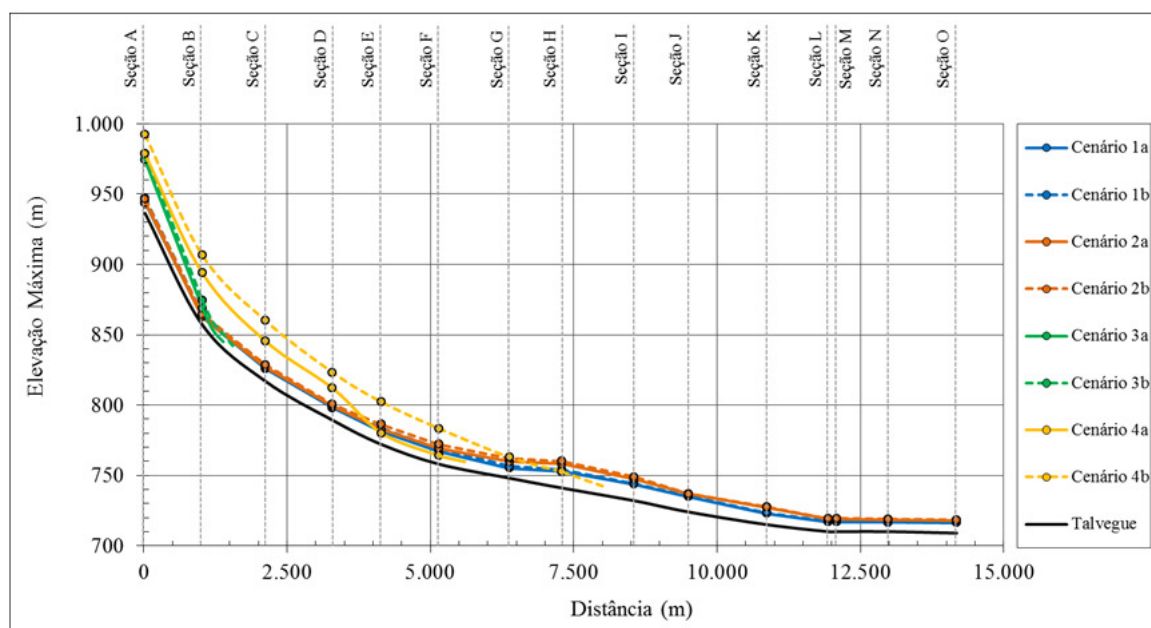


FIGURA 5.6 – Elevação máxima atingida pela inundação para diversos cenários

A distorção entre as escalas vertical e horizontal no perfil longitudinal apresentado na Figura 5.6, dificulta a comparação dos resultados de elevação máxima entre os cenários.

Como alternativa de análise dos resultados, as elevações da inundação foram, portanto, plotadas em cada uma das seções transversais, conforme apresentado no APÊNDICE A-1.

Ainda com relação à representação dos perfis da Figura 5.6, o intervalo entre as seções notáveis não foi suficientemente reduzido para o detalhamento dos perfis de inundação dos cenários 3 e 4, justificando, portanto, a reapresentação desses perfis na Figura 5.7 e Figura 5.8.

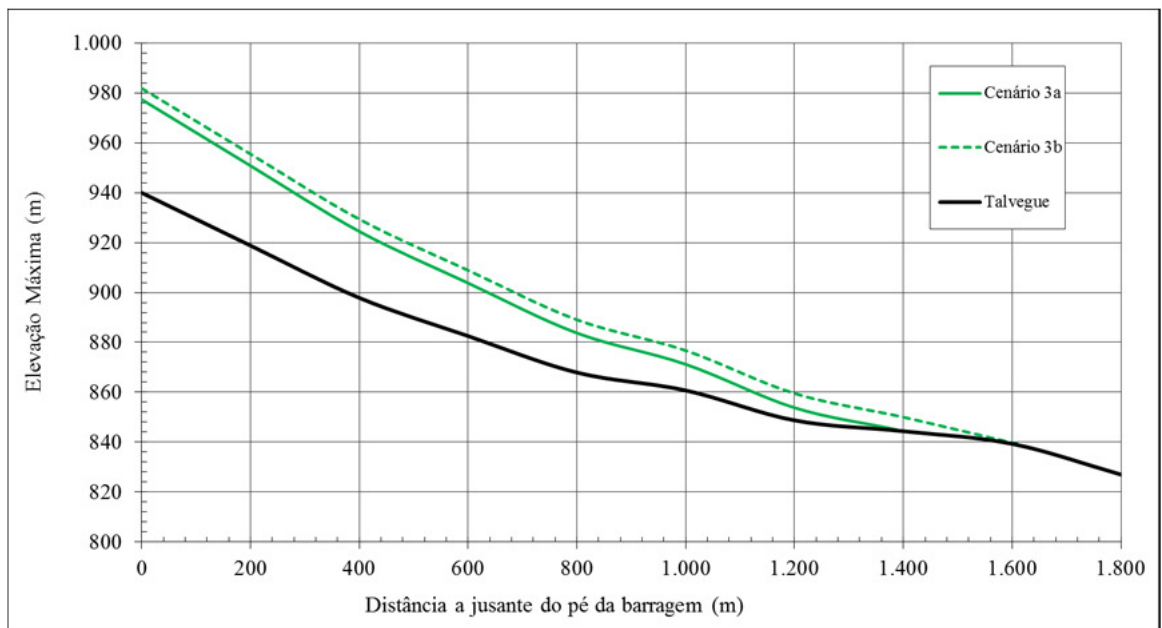


FIGURA 5.7 – Perfil da inundação máxima para os cenários 3a e 3b

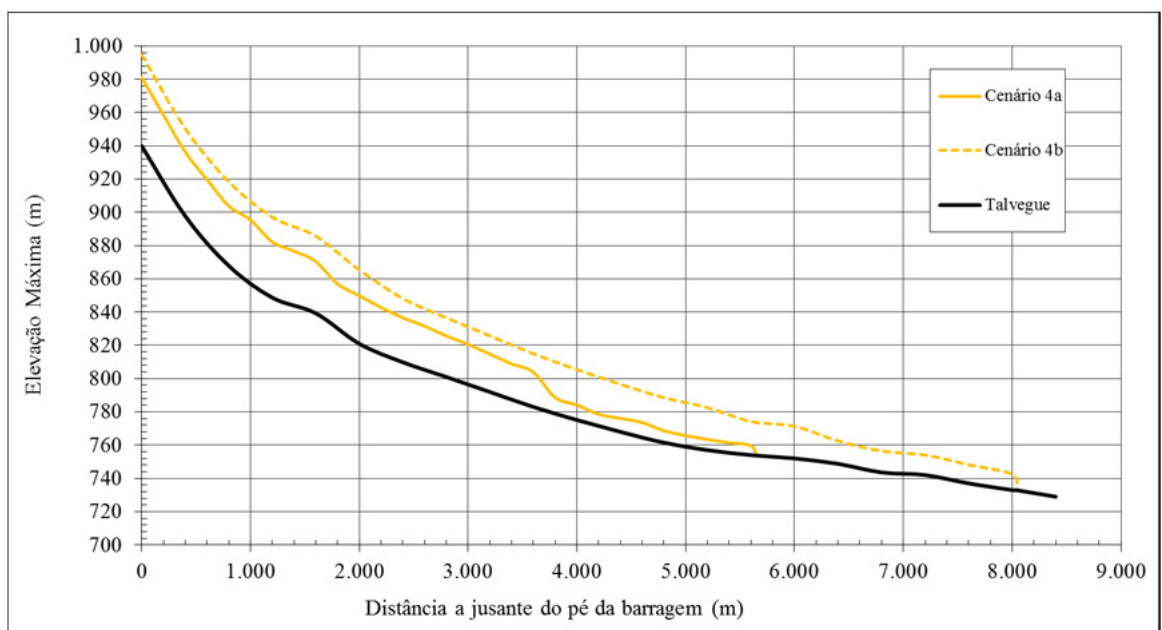


FIGURA 5.8 – Perfil da inundação máxima para os cenários 4a e 4b

A inundação estática máxima, obtida pela diferença entre as cotas da inundação e as cotas de fundo do talvegue, foi confrontada para os diversos cenários na Figura 5.9.

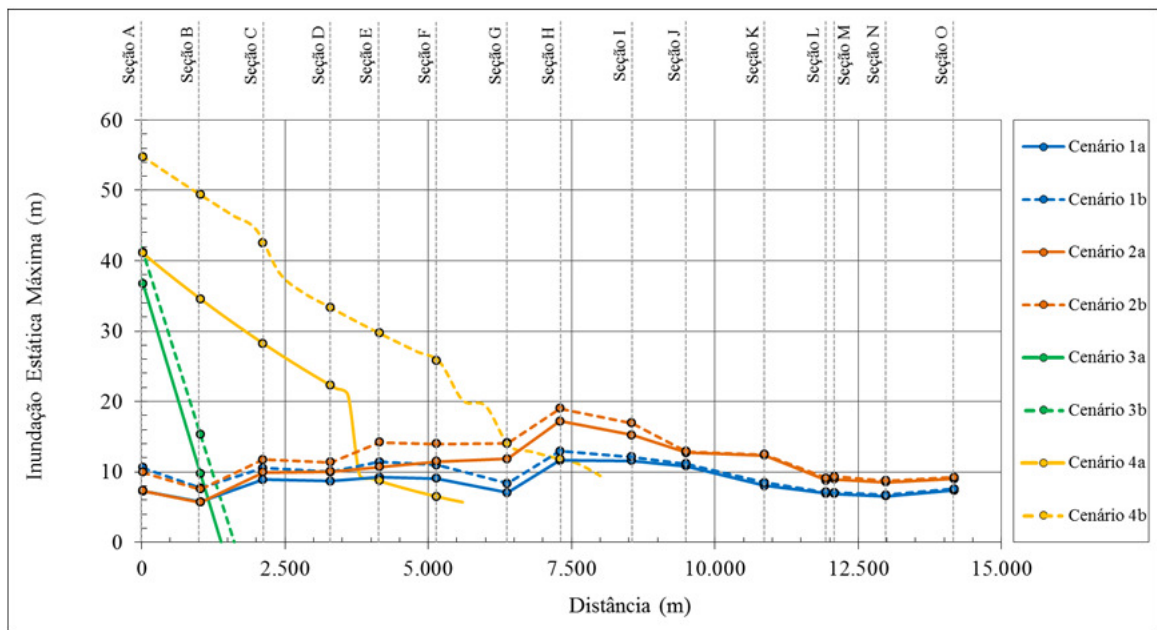


FIGURA 5.9 – Inundação estática máxima atingida para diversos cenários

Observa-se na Figura 5.9 que os perfis de inundação referentes aos cenários 3 e 4 apresentaram elevados valores nos primeiros quilômetros a jusante. Essa constatação indica que apesar de atingirem distâncias reduzidas, os modelos simplificados podem superestimar a elevação da inundação para os primeiros quilômetros do vale.

Posteriormente, a elevação das inundações máximas foi mapeada sobre o modelo digital de elevação para a delimitação das envoltórias de inundação. Os mapas comparativos das envoltórias de inundação dos cenários 1 e 2 estão apresentados no APÊNDICE A-2.

Nessa etapa, não foi possível a construção das envoltórias de inundação para os cenários 3 e 4, cujas elevações superaram as elevações dos divisores da bacia em diversos pontos, conforme constatado pelos desenhos das seções apresentados no APÊNDICE A-1.

A inundação estática máxima foi mapeada e classificada para diferentes elevações para a inundação simulada no cenário 1b (APÊNDICE A-3). A escolha do cenário 1b justificou-se pelo fato desse cenário ter apresentado o menor tempo de chegada da frente de onda em todas as seções, parâmetro fundamental para o planejamento das ações de evacuação.

5.4 Propagação do hidrograma de ruptura

Um dos resultados típicos do trânsito de cheias em canais fluviais é o abatimento do pico do hidrograma propagado a jusante.

O fenômeno de abatimento dos hidrogramas de cheias ocorre devido ao diferencial de energia entre o volume transportado em altas velocidades e a resistência ao escoamento promovida por efeitos de difusão e pelas mudanças de declividade e geométricas do vale, principalmente.

Os hidrogramas propagados nos cenários 1 e 2 estão representados na Figura 5.10, Figura 5.11, Figura 5.12 e Figura 5.13.

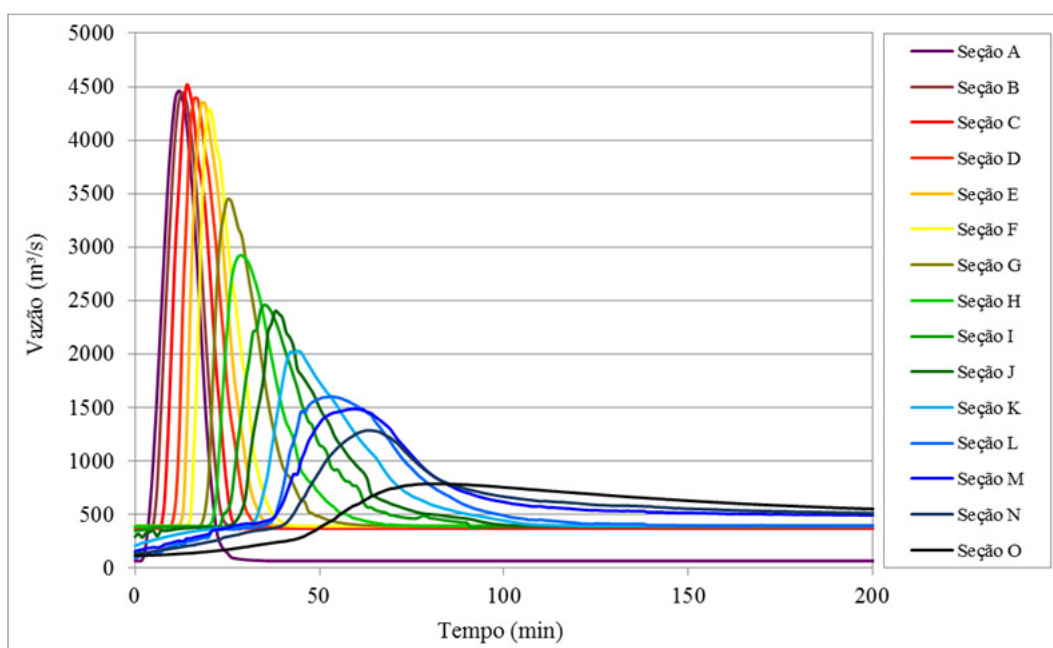


FIGURA 5.10 – Hidrogramas propagados nas seções notáveis - Cenário 1a

Na seção C da Figura 5.10 apresentada, verifica-se uma descontinuidade na tendência de abatimento do pico de vazão. Especula-se que essa oscilação esteja vinculada ao caráter implícito infligido pela atribuição do valor 1 ao parâmetro θ utilizado na simulação. Essa atribuição, comumente aplicada visando a convergência numérica do modelo matemático, pode apresentar resultados incoerentes, tais como esse verificado na seção C.

Os resultados observados na Figura 5.11 refletem o amortecimento do hidrograma de ruptura resultante da abertura da brecha pelo modelo de Froehlich (2008) que apresenta um pico de vazão consideravelmente maior do que no Cenário 1a.

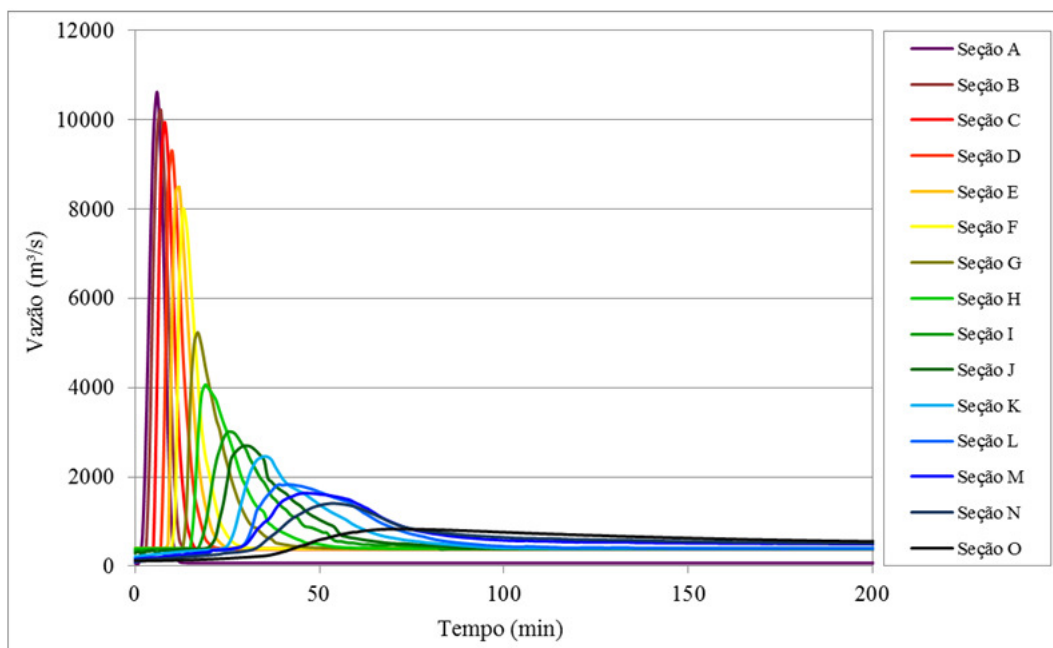


FIGURA 5.11 – Hidrogramas propagados nas seções notáveis - Cenário 1b

As oscilações encontradas no resultado da seção C da Figura 5.10 não foram verificadas na Figura 5.11. Talvez em função da elevada amplitude entre o pico de vazão e a base do hidrograma, o caráter implícito da solução não tenha sido capaz de provocar distorções notáveis nos hidrogramas.

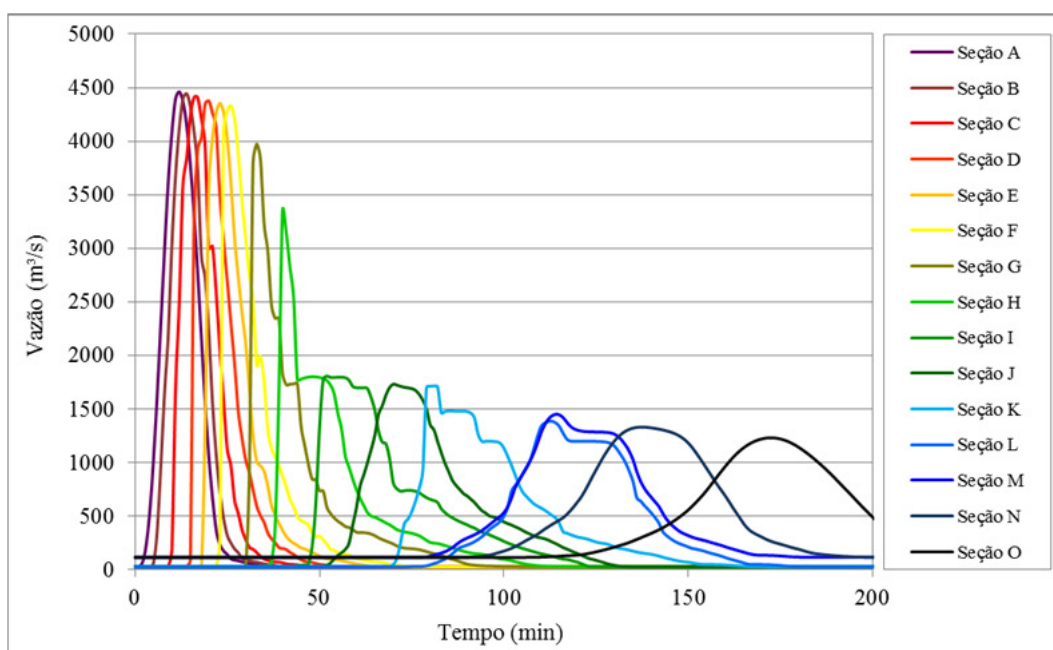


FIGURA 5.12 – Hidrogramas propagados nas seções notáveis - Cenário 2a

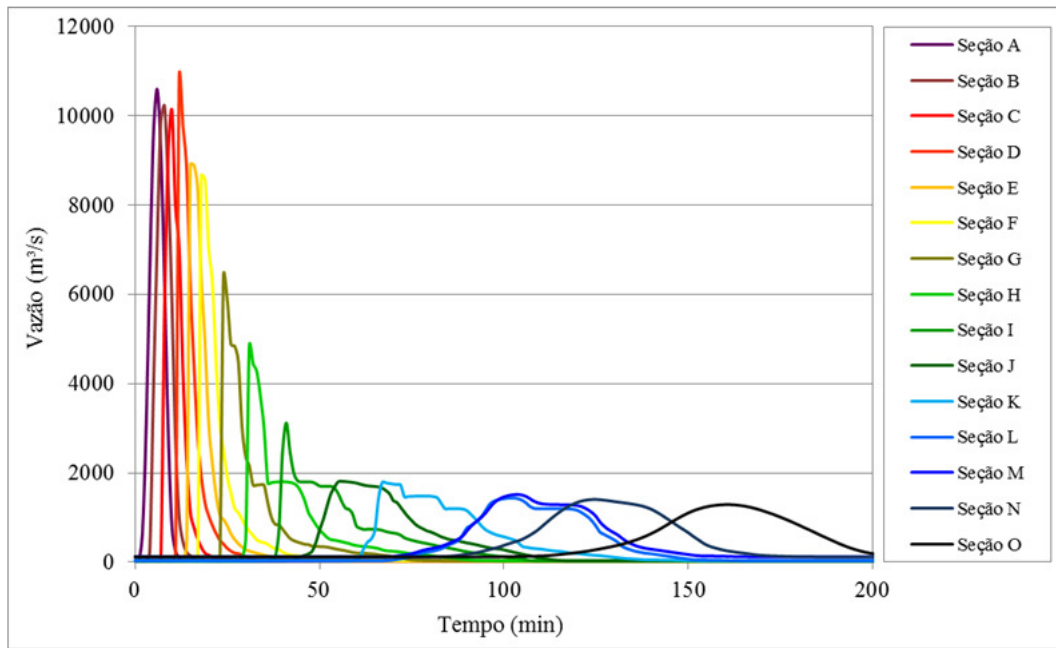


FIGURA 5.13 – Hidrogramas propagados nas seções notáveis - Cenário 2b

Os hidrogramas da Figura 5.12 e Figura 5.13 apresentam oscilações atribuídas *a priori* à calibração insuficiente do intervalo Δx e às relações entre cota, volume e descarga nas seções.

A comparação do abatimento do pico dos hidrogramas foi realizada por meio do gráfico apresentado na Figura 5.14.

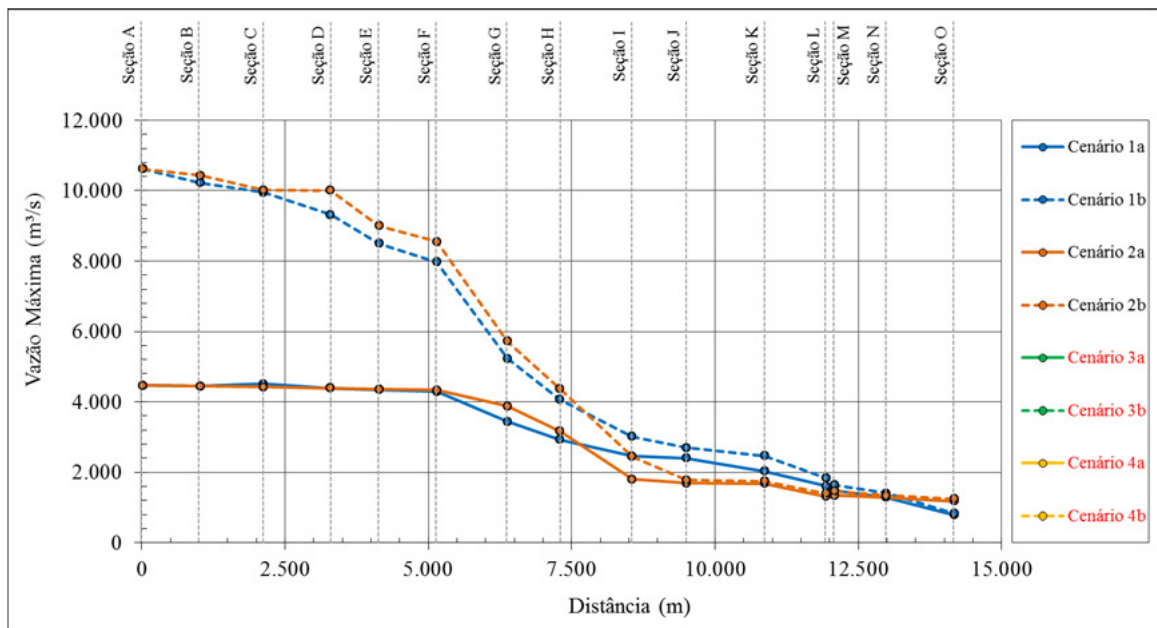


FIGURA 5.14 – Comparação das vazões de pico após a propagação dos hidrogramas

Constata-se que o maior pico de vazão resultante da propagação do hidrograma de ruptura é semelhante ao pico da cheia de 2012 registrada na estação Ponte Nova do Paraopeba. No entanto, quando os volumes dos hidrogramas são confrontados (Figura 6.15), o potencial de inundação do hidrograma proveniente da ruptura da barragem é muito menor do que o potencial de inundação da cheia natural do rio Paraopeba.

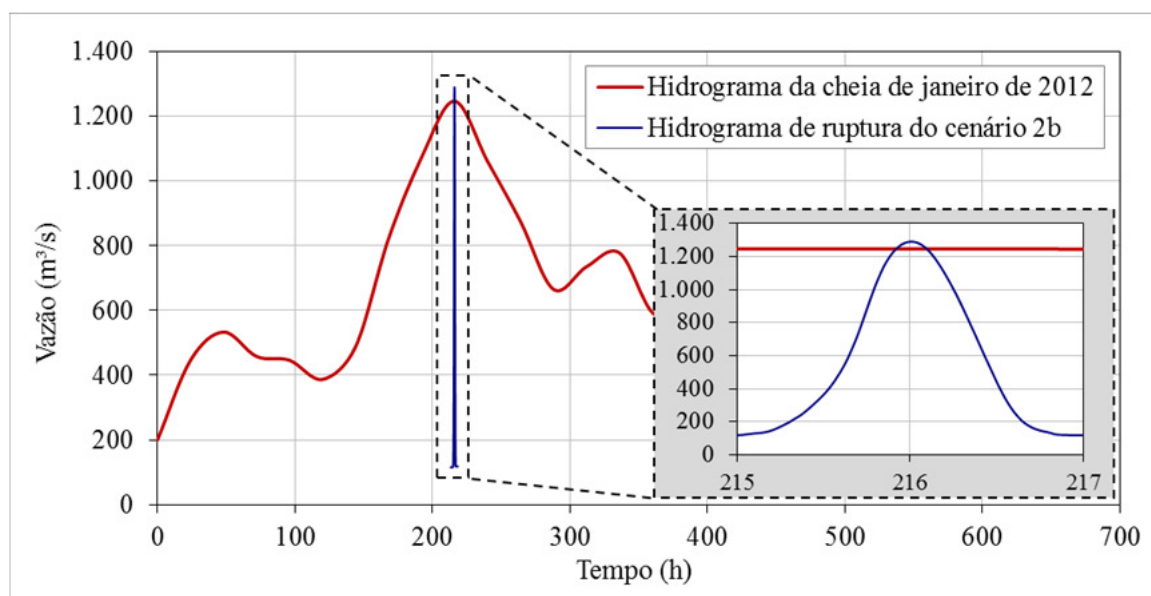


FIGURA 5.15 – Comparação entre o hidrograma da cheia de janeiro de 2012 e o hidrograma propagado até a Seção O no cenário 2b, no rio Paraopeba.

5.5 Tempo de chegada da frente de onda

O tempo de chegada da frente de onda em cada seção notável está apresentado na Figura 5.16.

Observa-se na Figura 5.16 que o hidrograma de ruptura não apresenta tanto impacto na diferença do tempo de chegada da frente de onda. Todavia, verifica-se uma tendência de aumento do erro no tempo de chegada da onda para diferentes modelos de propagação.

Por apresentar o menor tempo entre os resultados, dada as inconsistências posteriormente discutidas sobre os resultados do cenário 4, a evolução temporal da mancha de inundação do cenário 1b foi mapeada conforme apresentado no APÊNDICE A-4.

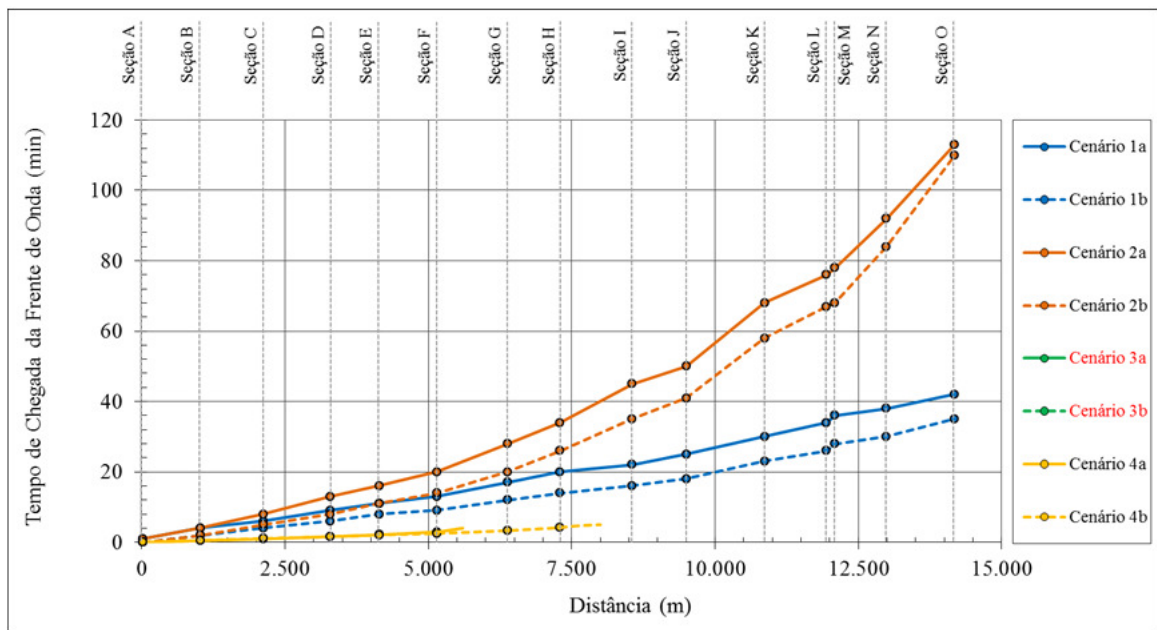


FIGURA 5.16 – Comparação entre os tempos de chegada da frente de onda em cada seção

5.6 Velocidades máximas da inundação

As velocidades máximas atingidas em cada cenário foram graficamente comparadas na Figura 5.17. O parâmetro velocidade, utilizado para a estimativa do potencial de destruição e arraste da onda de ruptura, foi multiplicado pela elevação da inundação para o mapeamento do Risco Hidrodinâmico dos cenários 1b e 2b apresentado do APÊNDICE A-5.

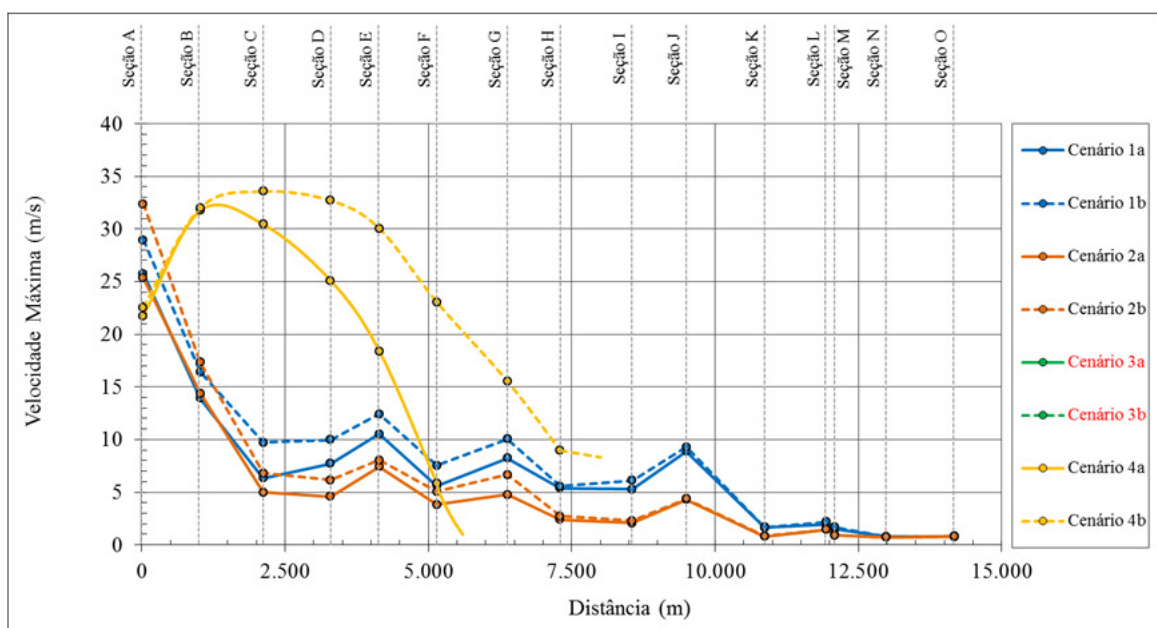


FIGURA 5.17 – Comparação entre as velocidades máximas atingidas em cada seção

5.7 Curva-chave restituída

Consubstanciada à propagação dos hidrogramas, a relação entre vazão transportada e elevação apresentou variações no tempo e no espaço. Para a comparação dessa relação entre os cenários, restituíram-se na Figura 5.18, Figura 5.19 e Figura 5.20 as curvas-chave das seções “E”, “H” e “K” a partir dos pares de pontos (cota, vazão) processados pelo modelo na passagem do hidrograma de cheia.

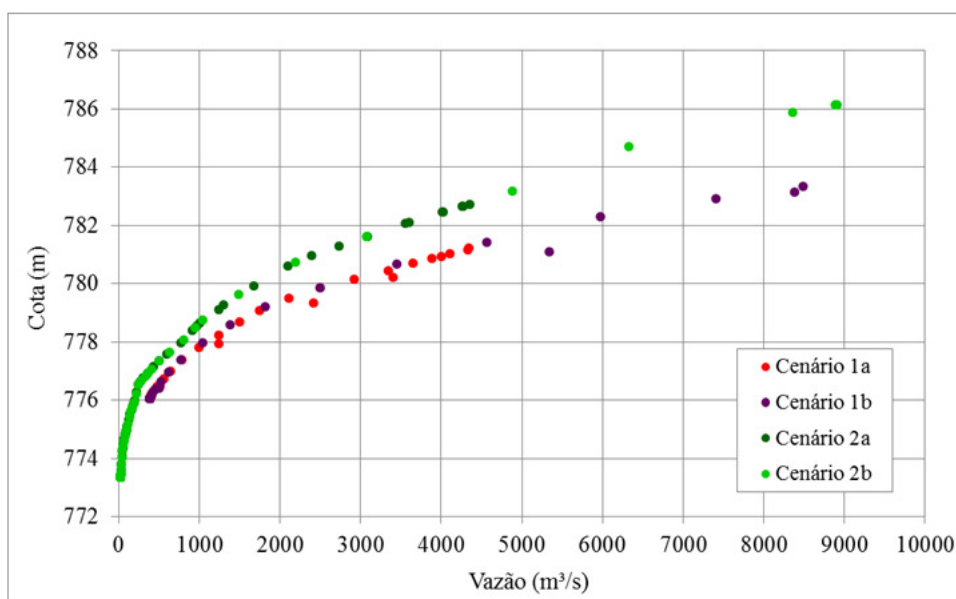


FIGURA 5.18 – Comparação entre as curvas-chave restituídas para a Seção “E”

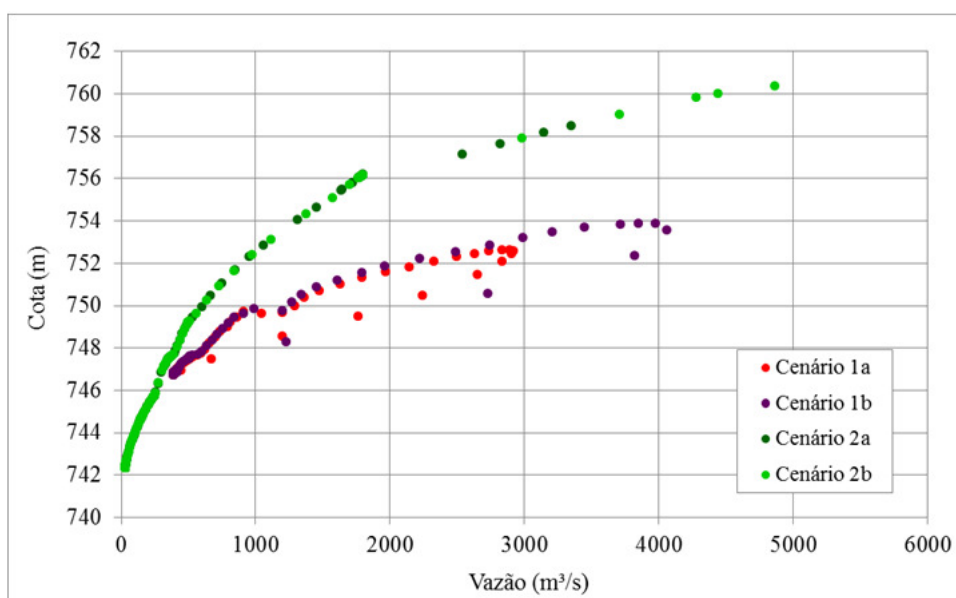


FIGURA 5.19 – Comparação entre as curvas-chave restituídas para a Seção “H”

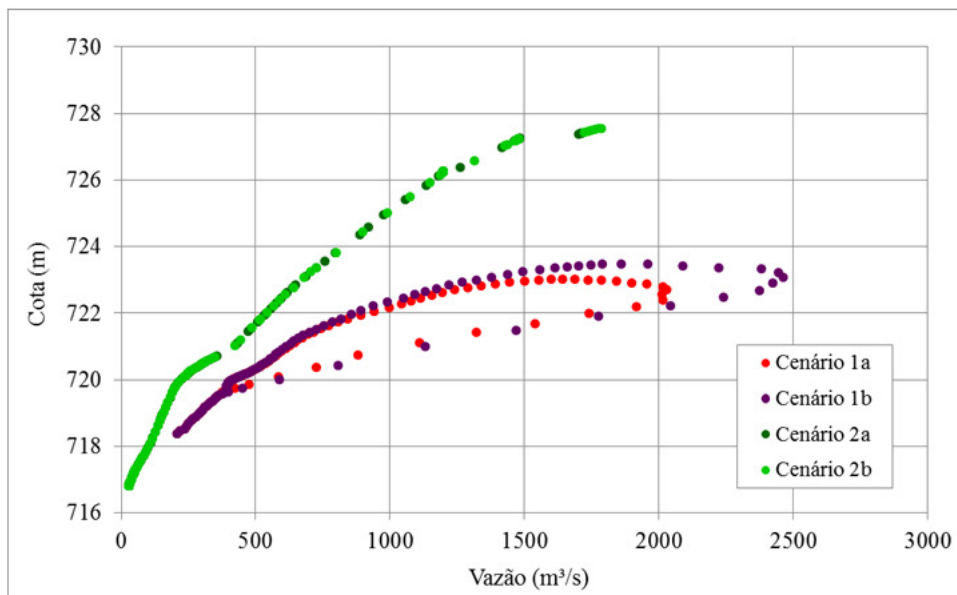


FIGURA 5.20 – Comparação entre as curvas-chave restituídas para a Seção “K”

A partir da Figura 5.18, Figura 5.19 e Figura 5.20 fica evidente a superioridade do modelo de Saint-Venant (cenário 1) no quesito representação das diferentes velocidades da onda durante a ascensão e recessão do hidrograma. Essa constatação pode ser observada pelo laço da curva-chave restituída a partir dos resultados de cota e vazão ao longo do tempo.

6 DISCUSSÃO

6.1 Brecha de ruptura

Como esperado, a aplicação de diferentes modelos paramétricos resultou em elevadas diferenças entre os parâmetros de formação da brecha e, conseqüentemente, entre as vazões de pico dos hidrogramas de ruptura.

Ficou evidenciado ainda, que os parâmetros geométricos da brecha exercem menor influência na vazão de pico do que o tempo de formação. Prova disso, é que o modelo de Froehlich (2008) apresentou uma largura média cerca de quatro vezes menor do que a largura média do modelo de Von Thun e Gillette (1990) e uma vazão de pico duas vezes maior.

Esse resultado está coerente com a premissa de cálculo do hidrograma efluente que considera equações de vertedouro na estimativa das descargas para além da brecha. Segundo essa premissa, para tempos de formação menores, os acréscimos de carga hidráulica (variável de maior peso relativo na equação de vertedouros) são mais intensos, facultando um deplecionamento mais acelerado do reservatório.

O risco em se utilizar equações de vertedouro de soleira livre para o cálculo das vazões efluentes sobre a brecha está na desconsideração da possibilidade de afogamento da saída a jusante, principalmente para barragens de altura reduzida e, ou, implantadas em talvegues de baixa declividade.

Interessante observar, que para a escala utilizada no mapeamento, as alterações dos modelos de brecha não impactaram em grandes diferenças na extensão da mancha de inundação (vide APÊNDICE A-2), mesmo nos primeiros quilômetros da simulação.

Assim como nos estudos de Lauriano (2009) e Fread e Lewis (1998), os hidrogramas de ruptura de diferentes picos tendem a convergir para um mesmo ponto, demonstrando que as elevadas velocidades e picos de vazão estão sujeitos a uma perda de energia cinética mais intensa. Esse resultado parece indicar uma relação entre o volume liberado e uma distância a partir da qual todas as vazões de pico se equiparam, embora a inundação ainda se pronuncie ao longo do vale.

Para o modelo de equilíbrio de forças, o impacto da variação do modelo de brecha, introduzido pela razão entre volume sobre largura, não apresentou grandes variações na distância atingida à jusante, apesar da diferença de até 5 m nas elevações da inundação.

6.2 Propagação da Inundação

Por desconsiderarem as condições de contorno dos vales a jusante, as metodologias de Jeyapalan *et al.* (1983a) e Lucia (1981) não apresentaram resultados coerentes com a realidade. Nos cenários 3 e 4, as elevações da inundação (de até 55 m) ultrapassaram os limites topográficos da bacia, indicando o trasbordamento de rejeitos para além dos divisores de águas (vide APÊNDICE A-1). Limitações como essa impedem a produção de mapas de inundação coerentes.

Além disso, as elevadas declividades do vale a jusante da barragem demandaram a extrapolação dos resultados do modelo de equilíbrio de forças, cujo parâmetro de resistência não foi suficiente para a necessária convergência entre a curva volumétrica e a curva de resistência.

Questionam-se também as elevadas velocidades de escoamento para os resultados do cenário 3. Mesmo considerando elevada viscosidade e tensão de escoamento, a premissa de escoamento laminar parece difícil de ser sustentada para valores de velocidade de 30 m/s a 35 m/s por cerca de dois quilômetros. Ressalta-se que, para o mesmo trecho, as velocidades máximas atribuídas aos demais modelos (para fluxo turbulento e Newtoniano) foram de 10 m/s a 15 m/s.

A comparação entre as envoltórias de inundação máxima (possível apenas para os cenários 1 e 2) evidenciou a reduzida sensibilidade da extensão da inundação frente à aplicação de diferentes métodos de propagação de vazões (vide APÊNDICE A-2).

No entanto, a evolução temporal da inundação sofre considerável alteração quando da utilização dos métodos de Saint-Venant e Puls Modificado.

A chegada da frente de onda é sempre mais rápida nos cenários 1a e 1b (Saint-Venant). Esse resultado reflete o desprezo das componentes inerciais da equação da quantidade de movimento resultantes da aplicação do método de Puls Modificado. Característica refletida

também na magnitude das velocidades e no aspecto das curvas-chave apresentadas para as seções “E”, “H” e “K”.

Enquanto o modelo de Puls Modificado fixa as curvas-chave provenientes da simulação em regime permanente como condição de contorno interna, a simulação do modelo de Saint-Venant permite a representação mais realista do *loop* da curva-chave resultante da variação não unívoca das velocidades quando da ascensão e recessão do hidrograma.

Observou-se ainda que o somatório dos erros referentes ao desprezo da quantidade de movimento pelo método de Puls Modificado resultou em uma tendência crescente da diferença no tempo de chegada da frente de onda, parâmetro de fundamental importância para o gerenciamento das ações de evacuação.

Verificou-se, em tempo, que não apenas o modelo de Saint-Venant, mas como também o modelo de Puls-Modificado apresentaram distorções decorrentes de instabilidade numérica, ainda que para esse último elas não tenham dificultado a convergência da simulação.

Com relação à aplicabilidade dos resultados, os modelos de Lucia (1981) e Jeyapalan *et al.* (1983a) oferecem obstáculos à produção de mapas temáticos de inundação ao apresentarem como resultados apenas o perfil da inundação. Por desconsiderarem a superfície do terreno, os volumes resultantes do estado de equilíbrio são frequentemente maiores do que os volumes liberados pelo reservatório. Além disso, o modelo de Lucia (1981) não fornece informações sobre o avanço temporal da inundação, nem sobre as velocidades dos rejeitos liquefeitos.

Ainda sobre os perfis de inundação, nos cenários 3 e 4 as elevações das inundações nos primeiros quilômetros a jusante da barragem precisam ser melhor interpretadas a fim de que não se cometa o equívoco de validá-las sem antes avaliar as condições de contorno dadas pela variação geométrica da topografia.

Outra observação que demonstra a fragilidade dos modelos de Lucia (1981) e Jeyapalan *et al.* (1983a) é a faixa de valores de resistência ao escoamento não drenada, que além de apresentar amplitude variada, não apresenta limites que reflitam a realidade de muitas inundações constatadas nos históricos de ruptura.

Os recursos tecnológicos e os sistemas teóricos não permitem, por enquanto, a previsão assertiva do comportamento dos rejeitos pós-liquefação. Fato que tem motivado a aplicação de ferramentas matemáticas e estatísticas nos estudos de ruptura de barragens de rejeitos, haja vista os trabalhos de Vick (1991) e Rico *et al.* (2007).

No entanto, até para as análises estatísticas, as previsões da inundação são ainda muito variáveis. Se a distância de propagação da inundação da Barragem Tico-Tico fosse calculada pela metodologia de Rico *et al.* (2007), os impactos atingiriam uma faixa de 33 km a 274 km.

Na tentativa de se estabelecerem alguma correlação indicativa da distância de propagação da inundação com os volumes liberados dos reservatórios, plotaram-se os pontos disponíveis na Tabela 3.3 nos gráficos apresentados na Figura 6.1 e na Figura 6.2.

As mesmas séries (distância atingida x volume liberado) foram separadas por tipo de rejeito (na Figura 6.1) e por modo de falha (na Figura 6.2).

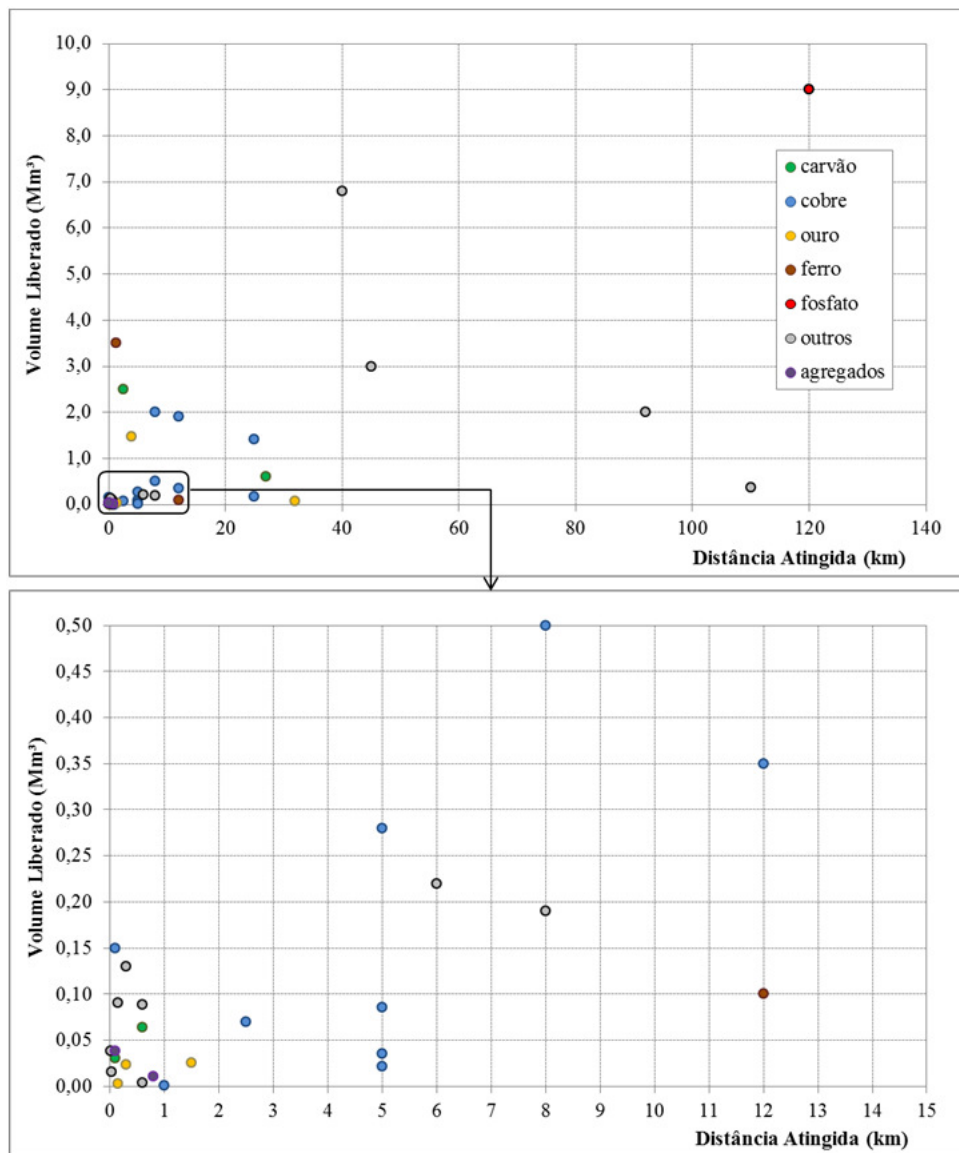


FIGURA 6.1 – Relação entre volumes liberados e distâncias atingidas por ocasiões de rupturas diversas, classificada por tipo de rejeitos

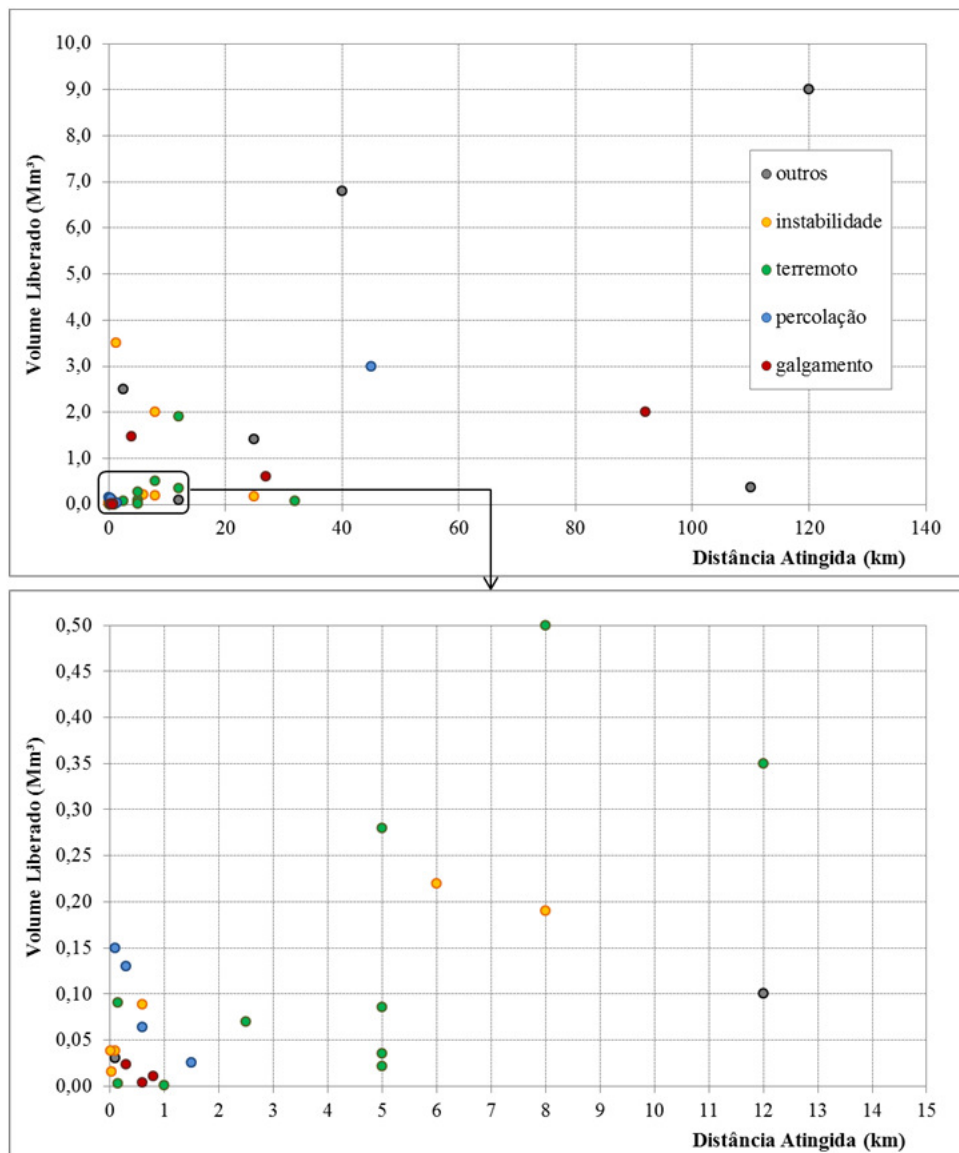


FIGURA 6.2 – Relação entre volumes liberados e distâncias atingidas por ocasiões de rupturas diversas, classificada por modos de falha

Em ambos os gráficos não foi possível o estabelecimento de qualquer relação com um coeficiente de determinação (R^2) razoável, indicando pela experiência dos casos ocorridos que a estimativa da extensão da inundação é uma função multivariada cujos parâmetros ainda não foram estabelecidos *a priori*.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Realizaram-se nesse trabalho os estudos de ruptura hipotética da Barragem Tico-Tico a partir de variadas metodologias, suficientemente processadas para a geração de resultados que possibilitassem o atendimento aos objetivos propostos pela pesquisa.

Como conclusão da análise dos resultados e mediante a dificuldade de se defender com o devido embasamento as metodologias de propagação que consideram as particularidades dos rejeitos, para efeitos de produção de cenários de inundação que auxiliem as diretrizes do PAE, conclui-se que o modelo matemático de Saint-Venant incorporado ao programa HEC-RAS é ainda a melhor ferramenta para prognóstico de inundações. Até mesmo por representar a metodologia mais conservadora e a que irá produzir um cenário de inundação mais catastrófico, possibilitando a preparação das autoridades do vale para a pior situação.

Além disso, as semelhanças entre os rejeitos da Barragem Tico-Tico (silte arenoso a areia siltosa) e os rejeitos da Barragem de Fernandinho sugere que os escoamentos de uma eventual ruptura da barragem possam também atingir elevada fluidez, percorrendo consideráveis distâncias.

Em análises simplificadas, quando apenas a extensão da inundação é demandada, o modelo de Puls Modificado pode ser utilizado, desde que respeitada as semelhanças com a área e a escala desse estudo de caso. A generalização dessa metodologia carece ainda de sua aplicação para barragens com grandes volumes associados cuja extensão da inundação certamente ultrapassaria os 14 km desse estudo.

A aplicação do modelo de Puls Modificado para canais aproxima essa metodologia a um modelo de ondas cinemáticas. Portanto, os resultados da propagação são fortemente influenciados pela distância entre as seções; procedimento não realizado nessa pesquisa.

As metodologias simplificadas de Jeyapalan *et al.* (1983a) e Lucia (1981) não são recomendadas como ferramentas de previsão, pela dificuldade de definição dos parâmetros de resistência dos rejeitos, apesar de serem bons métodos para a realização de retroanálises nos casos em que a ruptura não atinge grandes extensões.

A simples correlação entre volumes escoados e distâncias atingidas (Figura 6.1) evidenciou a impossibilidade de classificação do regime de escoamento para cada tipo de rejeito, conforme indicado por Vick (1984).

A elaboração desse trabalho contribuiu para a percepção de algumas frentes de pesquisa e trabalhos futuros que possam vir a auxiliar na compreensão dos fenômenos de escoamentos de rejeitos, corridas de lama e de detritos:

- Elaboração de pesquisas e modelos físicos e matemáticos para a compreensão dos modelos de brecha específicos para barragens de rejeitos;
- Estudos de sensibilidade para avaliação da susceptibilidade aos escoamentos (pós-liquefação) com relação aos modos de falha, piping, galgamento, terremotos, etc;
- Calibração dos coeficientes de rugosidade de Manning para a retroanálise da ruptura de barragens de rejeitos;
- Análises estatísticas do potencial de inundação considerando a curva densidade de probabilidade dos percentuais de volumes de rejeitos liberados por ocasião de ruptura;
- Estudos de ruptura de barragens implantadas sobre diversas configurações geomorfológicas, com a aplicação de modelos simplificados, com vistas à análise de sensibilidade dessas simplificações frente à variação de declividades, estreitamentos, volumes de hidrograma, distâncias propagadas e outros.
- Análise estatística dos casos de ruptura de barragens de rejeitos com vistas à identificação de fragilidades, ou características frequentemente presentes no histórico de rupturas;
- Análise comparativa dos estudos de ruptura de barragens desenvolvidos sobre bases topográficas (modelos digitais de elevação) de resoluções distintas;
- Desenvolvimento de modelos e pesquisas em laboratórios para uma melhor compreensão dos escoamentos dos rejeitos, considerando suas propriedades físicas e químicas.

REFERÊNCIAS

ASCE/EWRI Task Committee on Dam/Levee Breaching. Earthen Embankment Breaching. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 137, n. 12, p. 1549-1564, December, 2011.

BALBI, D. A. F. *Metodologias para a elaboração de Planos de Ações Emergenciais para inundações induzidas por barragens. Estudo de caso: Barragem de Peti– MG*. 2008. 353 f.. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

BISHOP, A. W. The stability of tips and spoil heaps. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, v. 6, p. 335-376, 1973.

BLIGHT, G. E.; ROBINSON, M.J.; DIERING, J.A.C. The flow of slurry from a breached tailings dam. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, January, 1981.

BLIGHT, G. E. *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. London: Taylor & Francis Group, 2010. 641 p.

BLIGHT, G. E.; FOURIE A. B. Catastrophe revisited – disastrous flow failures of mine and municipal solid waste. *Geotechnical and Geological Engineering*, v.23, p-219-248, 2005.

BRASIL. Lei n. 12.334 de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei 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.

BRASIL. Resolução n. 143 de 10 de julho de 2012. Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo seu volume, em atendimento ao art. 7º da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Conselho Nacional de Recursos Hídricos – CNRH, Brasília, 2012a.

BRASIL. Portaria n. 416 de 03 de setembro de 2012. Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração e dispõe sobre o Plano de Segurança, Revisão Periódica de Segurança e Inspeções Regulares e Especiais de Segurança das Barragens de Mineração conforme a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que dispõe sobre a Política Nacional de Segurança de Barragens. Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, Brasília, 2012b.

BRASIL, L. S. S.; ROCHA, F. F. *Elaboração de Plano de Ações Emergenciais (PAE)*. In: SEMINÁRIO DE GESTÃO DE RISCOS E SEGURANÇA DE BARRAGENS DE REJEITOS, 01, 2012. Anais... Belo Horizonte: CBDB, 2012.

BRASIL, L. S. S. *Utilização de modelagens uni e bidimensional para a propagação de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem. Estudo de caso: Barragem de Rio de Pedras – MG*. 2005. 220 f.. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

CANÇADO, V. L. *Consequências econômicas das inundações e vulnerabilidade: desenvolvimento de metodologia para avaliação do impacto nos domicílios e na cidade*. 2009. 417 f.. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

CASTRO, G. Liquefaction of sands. 1969. PhD thesis – Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University, Cambridge. 1969.

CASTRO, G. *On the behavior of soils during earthquake – liquefaction*. Winchester: A.S. Calmak, Editor Elsevier, 1987. 37 p.

CBDB – COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS. *Barragens de rejeitos no Brasil*. Rio de Janeiro: CBDB, 2012. 308 p.

CHAUHAN, S. S.; BOWLES, D. S.; ANDERSON, L. R. Do current breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling? In: ANNUAL CONFERENCE OF THE ASSOCIATION OF STATE DAM SAFETY OFFICIALS, 2004, Phoenix. Proceedings... ASDSO, 2004. 15p.

COLLISCHON, W.; TUCCI, C. E. M. Análise do Rompimento Hipotético da barragem de Ernestina. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 2, n. 2, Jul./Dez. 1997.

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

de ALBA, P. A.; SEED, H. B.; RETAMAL, E.; SEED, R. B. Analyses of Dam Failures in 1985 Chilean Earthquake. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 114, n. 12, p-1414-1434, December, 1988. Disponível em: <http://ascelibrary.org/>. Acesso em outubro de 2012.

DAVIES, W. E., BAILEY, J. F. & KELLY, D. B. 1972. West Virginia's Buffalo Creek flood: A study of the hydrology and engineering geology. U.S. Dept. of the Interior. *apud* BISHOP, A. W. The stability of tips and spoil heaps. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, v. 6, p. 335-376, 1973.

DAVIES, M.P. Tailings impoundment failures: are geotechnical engineers listening?. *Geotechnical News*, September, 2002. Waste Geotechnics, p. 31-36.

FREAD, D.L. Flood Routing: A Synopsis of Past, Present, and Future Capability. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RAINFALL-RUNOFF MODELING, 1981, Mississippi. *Proceedings...* Mississippi State University, 1981. p. 521-542.

FREAD, D.L. *BREACH: an erosion model for earthen dam failures*. Maryland: National Weather Service, 1991. 35p.

FREAD, D. L. (1992). Flow routing. In: MAIDMENT, D. R. (Ed.) *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill, 1992. p. 10.1 – 10.36

FREAD, D. L.; LEWIS, J. M., Selection of Delta "X" and Delta "T" Computational Steps for Four-Point Implicit Nonlinear Routing Models. In: ASCE NATIONAL HYDRAULIC ENGINEERING CONFERENCE, 1993, San Francisco. Proceedings... San Francisco: ASCE, 1993.

FREAD, D. L.; LEWIS, J. M., *NWS FLDWAV Model*: Theoretical description and user documentation, National Weather Service – NWS – NOAA, Office of Hydrology, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs, Maryland, 1998, 335 p.

FROEHLICH, D. C. Embankment Dam Breach Parameters Revisited. In: WATER RESOURCES ENGINEERING ASCE CONFERENCE, San Antonio, 1995, Proceedings... San Antonio, ASCE, 1995a.

FROEHLICH, D. C. Peak outflow from breached embankment dam. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 121, n. 1, p. 90-97, January/February, 1995b.

FROEHLICH, D. C. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 134, n. 12, p. 1708-1721, December, 2008.

GEE, D. M. Comparison of dam breach parameter estimators. In: WORLD ENVIRONMENTAL AND WATER RESOURCES CONGRESS, 2009, Great Rivers. Proceedings... Great Rivers, ASCE, 2009.

GREEN, C.H.; PARKER D.J.; TUNSTALL, S.M. Assessment of Flood Control and Management Options. Thematic Review IV.4. Cape Town: WORLD COMMISSION ON DAMS (WCD), nov. 2000, 183 p. Relatório de Trabalho. Disponível em <http://www.dams.org/docs/kbase/thematic/drafts/tr44_finaldraft.pdf>.

HENDERSON, F.M. *Open Channel Flow*. New York: MacMillan Publishing Co., 1966. 522 p.

HIGHTER, W.H.; TOBIN, R.F. Flow slides and the undrained brittleness index of some mine tailings. *Engineering Geology*, Amsterdam, v. 16, p. 71-82, 1980.

HUTCHINSON, J. N.; BHANDARI, IR. K.; Undrained loading, a fundamental mechanism of mudflows and other mass movements. *Géotechnique*, v. 21, n. 4, p. 353-358, December, 1971.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Dam break flood analysis: review and recommendations. Bulletin 111. Paris: ICOLD, 1998, 305 p.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Tailing dams risk of dangerous occurrences: lessons learnt from practical experiences. Bulletin 121. Paris: ICOLD, 2001, 144 p.

JEYAPALAN, J. K.; DUNCAN, J. M.; SEED, H. B. Analyses of flow failures of mine tailing dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 109, n. 2, p. 150 – 171, February, 1983a.

JEYAPALAN, J. K.; DUNCAN, J. M. Investigation of flow failures of tailings dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 109, n. 2, p. 150 – 171, February 1983b.

JULIEN, P.Y.; O'BRIEN, J.S. Selected notes on debris flow dynamics. p. 144-162, 1997. Disponível em: <http://link.springer.com/chapter/10.1007%2FBFB0117766?LI=true#page-1>. Acesso em junho 2012.

KELMAN, I; SPENCE R. An overview of flood action on buildings. *Engineering Geology*, [s.l], n. 73, p. 297-309, 2004.

LAURIANO, A. W. *Estudo de ruptura da Barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS*. 2009. 251 f.. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

LUCIA, P. *Review of experiences with flow failures of tailings dams and waste impoundments*. 1981. 228 f.. PhD. Dissertation – University of California, Berkeley, 1981.

MACCHIONE, F. Model for predicting floods due to earthen dam breaching. I: Formation and evaluation. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 134, n. 12, p. 1688-1696, December, 2008.

MACDONALD, T. C.; LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering*. v. 110, n. 5, pp. 567-586, May, 1984.

MI - Ministério da Integração Nacional. Manual de segurança e inspeção de barragens. Brasília, julho de 2002, 138 p.

MINISTÉRIO PÚBLICO – Ministério Público do Estado de Minas Gerais. Laudo de vistoria nº 700045. Belo Horizonte, Janeiro de 2007 *apud* CBDB – COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS. *Barragens de rejeitos no Brasil*. Rio de Janeiro: CBDB, 2012. 308 p.

MORRIS, M.W. Breaching processes: a state of the art review. FLOODsite report T06-06-03. 2009a, 54 p. Disponível em <http://www.floodsite.net>. Acesso em novembro de 2011.

MORRIS, M.W. Modelling Breach Initiation and Growth: Executive Summary. FLOODsite report T06-08-01. 2009b, 29 p. Disponível em <http://www.floodsite.net>. Acesso em novembro de 2011.

NAGHETTINI, M.; PINTO, E. J. A. *Hidrologia Estatística*. Belo Horizonte: CPRM, 2007. 552 p.

O'BRIEN, J. S., JULIEN, P.Y. Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediment flows. In: SPECIALTY CONFERENCE - DELINEATION OF LANDSLIDE, FLASH FLOOD AND DEBRIS FLOW HAZARDS IN UTAH, 1984, Logan. Proceedings... Utah: Utah State University, 1985. p. 260-279.

PARRA, P.C.; LASMAR, N.T. Ruptura da barragem de rejeito da Mina do Fernandinho. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO, REGEO'87, 1987, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1987. p. 423-444.

PHILLIPS, J. P. *Rheological investigations of debris flow materials*. PhD Thesis. University of Canterbury, Lincoln College, 1988.

PONCE, V. M.; TSIVOGLU, A.J. Modeling gradual dam breaches. *Journal of the Hydraulics Division*, v. 107, n. HY7, p. 829-838, 1981. *apud* SALIBA, A. P. M. *Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens homogêneas de solo compactado*. 2008. 179 f.. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

REYNOLDS, O. An experimental investigation of the circumstances which determine whether the motion of water shall be direct or sinuous, and of the law of resistance in parallel channels. In: *Proceedings of Royal Society of London*, 1883.

RICO, M.; BENITO, G.; DÍEZ-HERRERO, Floods from tailings dam failures. *Journal of Hazardous Materials*, v. 154, p. 79-87, October, 2007. Disponível em: <http://pebblescience.org/pdfs/Ricoetal2008TailingsDamFailures.pdf>. Acesso em junho 2012.

ROCHA, F. F.; PALMIER, L. R.; BRASIL, L. S. S.; LAURIANO, A. W.; MONTE-MOR, R. C. A. 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, 2010.

SALIBA, A. P. M. *Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens homogêneas de solo compactado*. 2008. 179 f.. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

SEED, H. B.; TOKIMATSU, K.; HARDER, L. F.; CHUNG, R. M. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 111, n. 12, p. 1425-1445, December, 1985. Disponível em: <http://ascelibrary.org/action/showAbstract?page=1425&volume=111&issue=12&journalCode=jgendz>. Acesso em dezembro de 2012.

SEED, H. B. Design problems in soil liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 113, n. 8, p. 827-845, August, 1987. Disponível em: [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1987\)113%3A8\(827\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113%3A8(827)), Acesso em dezembro de 2012.

SINGH, V. P.; SCARLATOS, P.D. Analysis of gradual earth-dam failure. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 114, v. 1, p. 21-42, January, 1988. Disponível em: [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1988\)114:1\(21\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9429(1988)114:1(21)). Acesso em janeiro de 2012.

STEPHENSON D. Integrated flood plain management strategy for The Vaal. *Urban Water*, n.4, p. 425–430, 2002.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Hydrologic Modeling System HEC-HMS: technical reference manual. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2000, 148 p.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Hydrologic Modeling System HEC-HMS: user's manual – version 3.5. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2010a, 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. HEC-GeoRAS, GIS Tools for Support of HEC-RAS using ArcGIS. User's Manual. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2011, 244p.

USBR – UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. United States Department of the Interior. A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure. Dam Safety Office. Denver, Colorado, Estados Unidos, 1999, 43 p.

USDA – UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE. The Buffalo Creek Flood. West Virginia: Soil Conservation Service, 1972. Apresentação disponível em: http://www.damsafety.org/media/Documents/More%20Images/Dam%20Failures/BuffaloCreek_SCSPresentation.pdf. Acesso em janeiro de 2013.

VICK, S. G. Analyses of flow failures of mine tailings dams and investigation of flow failures of tailings dams, *Journal of Geotechnical Engineering*, v.110, p. 454-456, 1984. Disponível em: [http://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1984\)110%3A3\(454\)](http://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110%3A3(454)). Acesso em junho de 2012.

VICK, S. (1991). Inundation risk from tailing dam flow failures. In: IX PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1991, Santiago. Proceedings... Santiago: Sociedad Chilena de Geotecnia, 1991.

Von THUN, J.L., and Gillette, D.R. *Guidance on breach parameters*, Internal Memorandum, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1990. 17p.

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. Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 130, n. 5, p. 389-397, May, 2004.

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. In: 28TH ANNUAL USSD CONFERENCE, 2008, Portland. Proceedings... Portland: United States Society on Dams, 2008.

WISE-URANIUM. Página web compilada. Disponível em: <http://www.wise-uranium.org/mdafst.html>. Acesso em março de 2013.

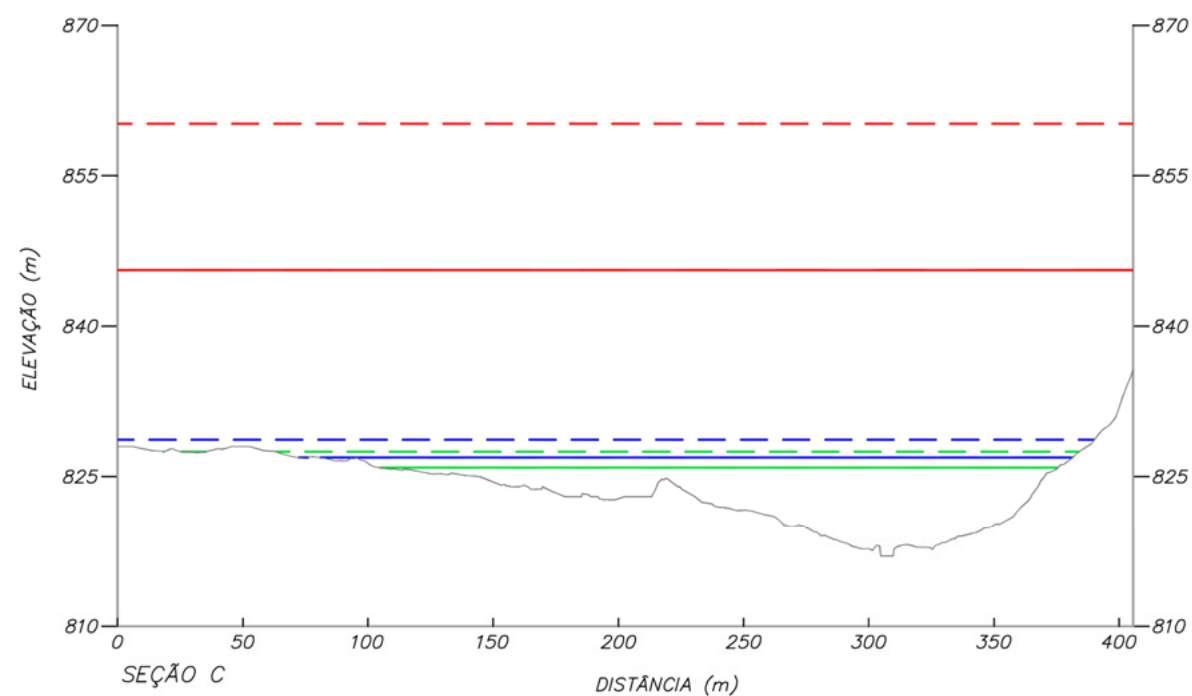
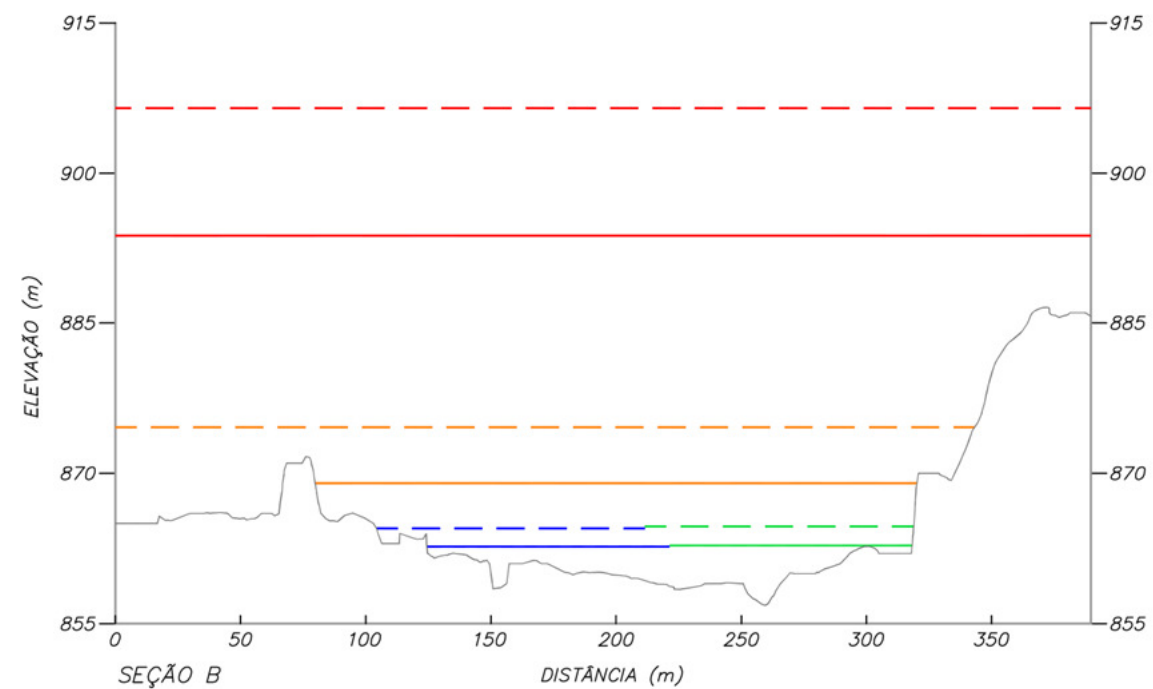
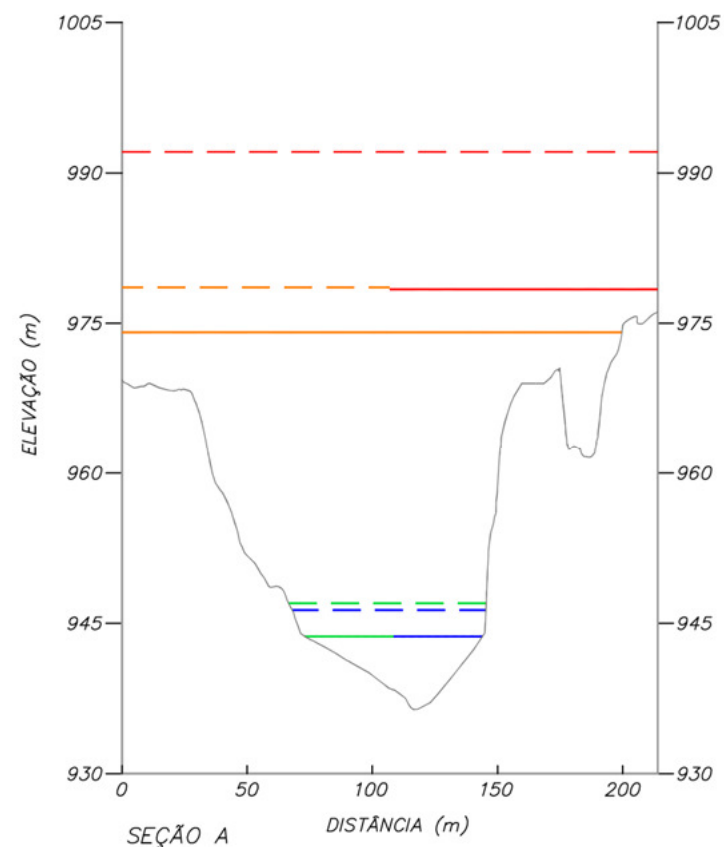
WU, J.; BAO, K.; ZHANG, H. Research progress on dam-break floods. In: 2ND IEEE INTERNATIONAL CONFERENCE, 2011, Beijing. Proceedings... Beijing: Emergency Management and Management Sciences, 2011.

XU, Y.; ZHANG, L. M. Breaching parameters for earth and rockfill dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 135, n. 12, p. 1957 – 1970, December, 2009.

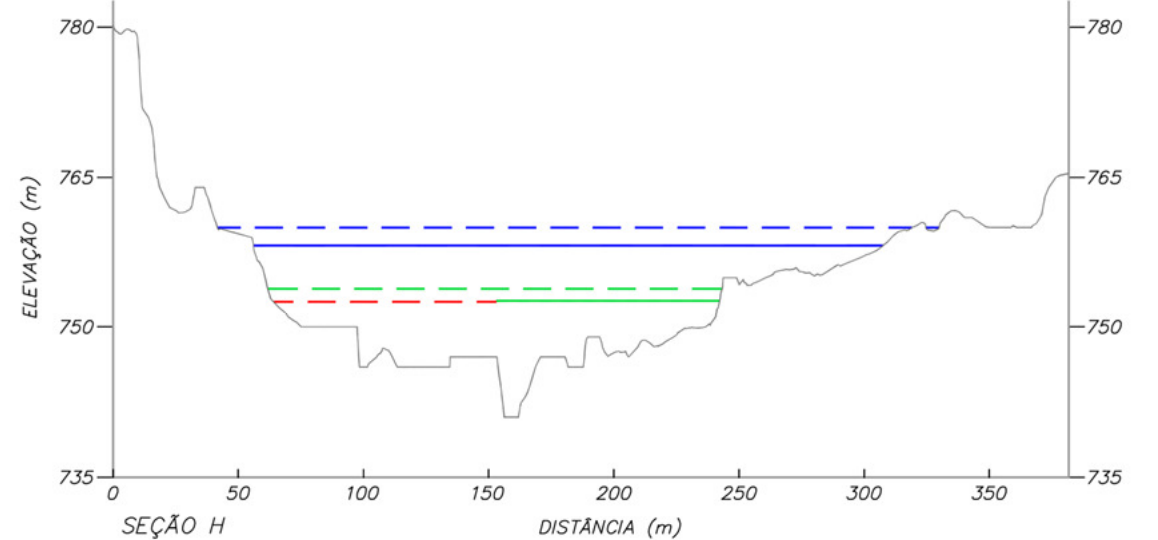
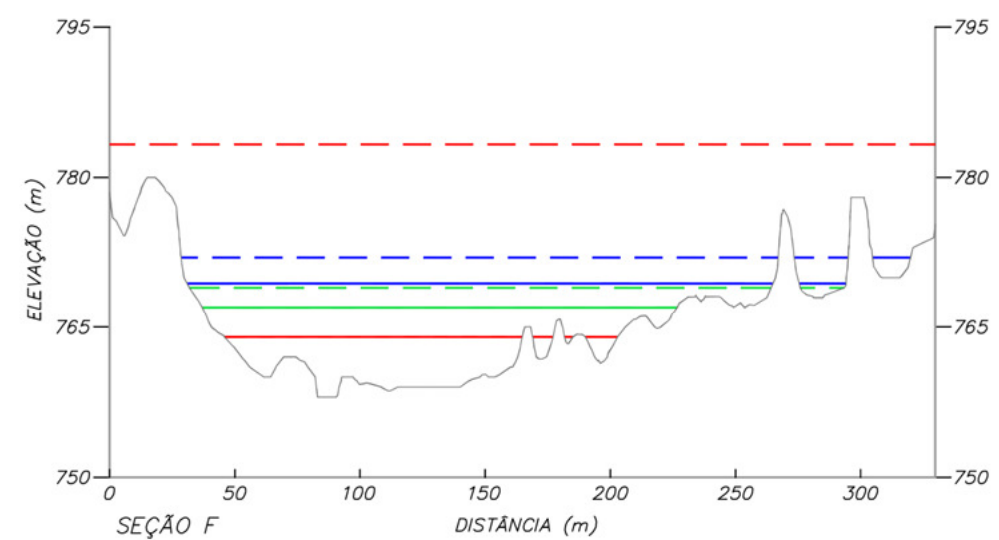
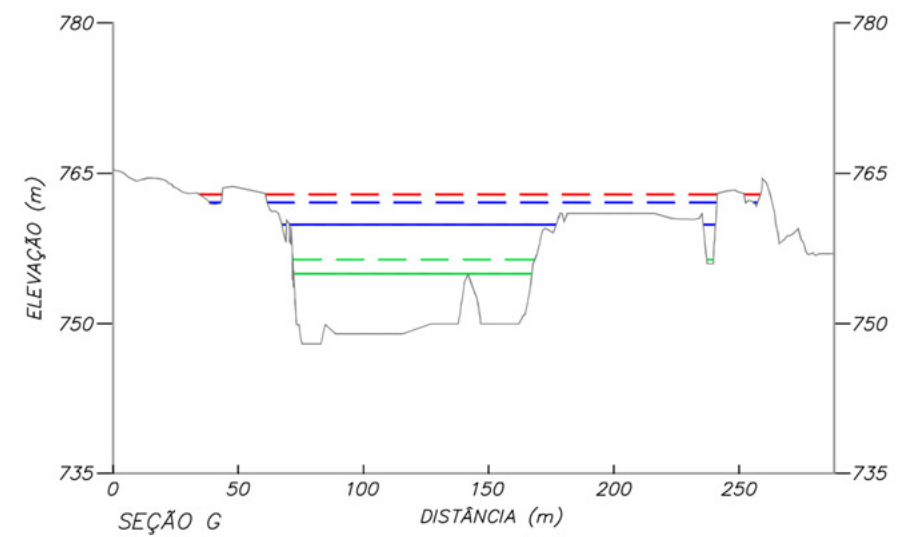
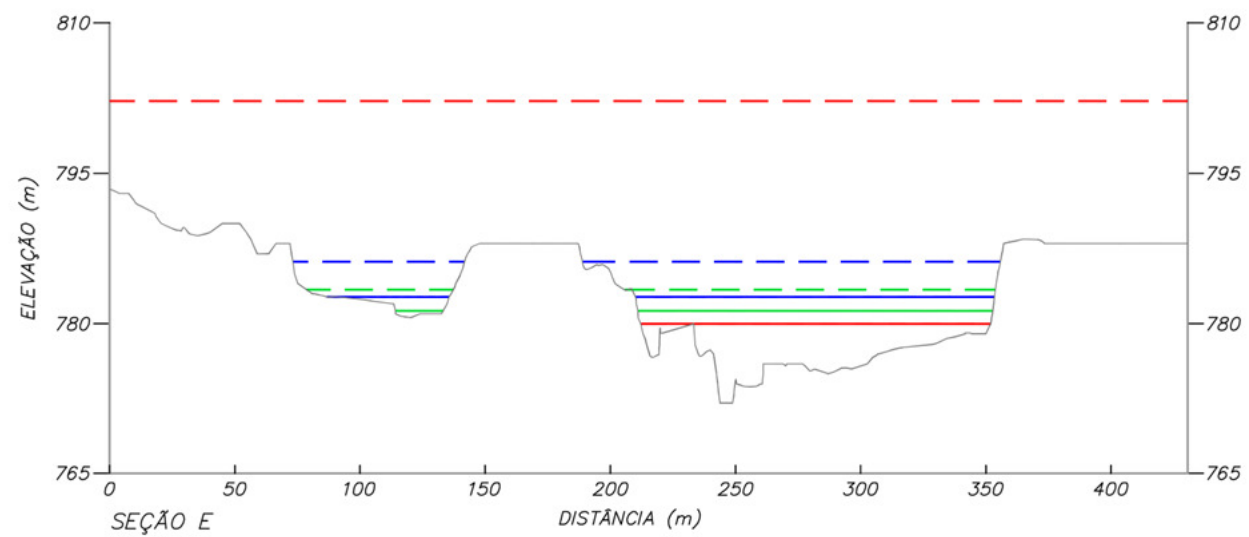
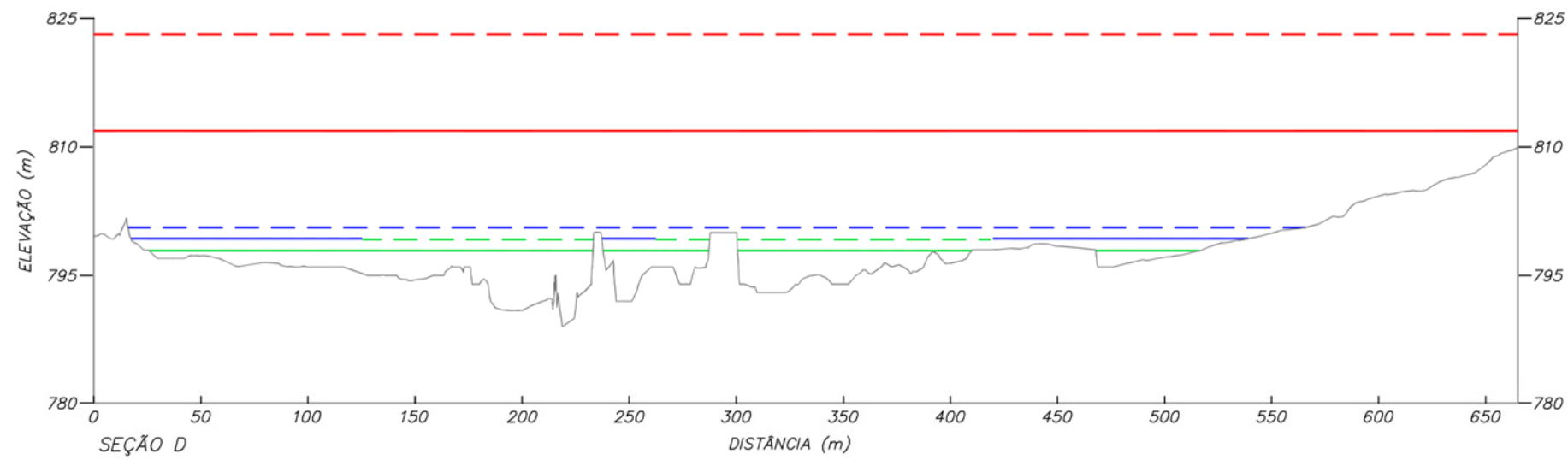
YOCHUM, S. E.; GOERTZ, L. A.; JONES, P. H. Case study of the Big Bay Dam failure: accuracy and comparison of breach predictions. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 134, n. 9, p. 1285-1293, September, 2008.

APÊNDICES

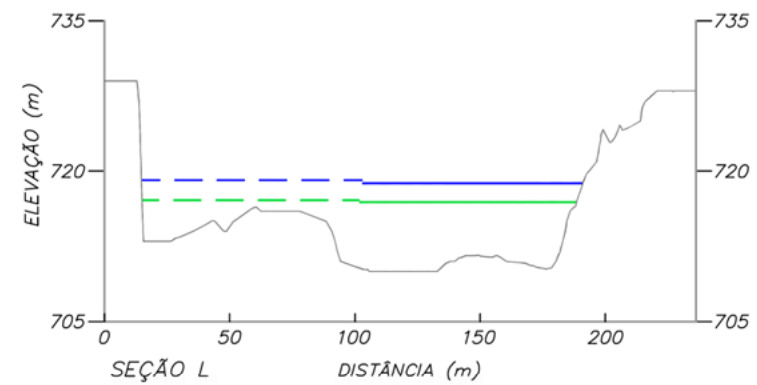
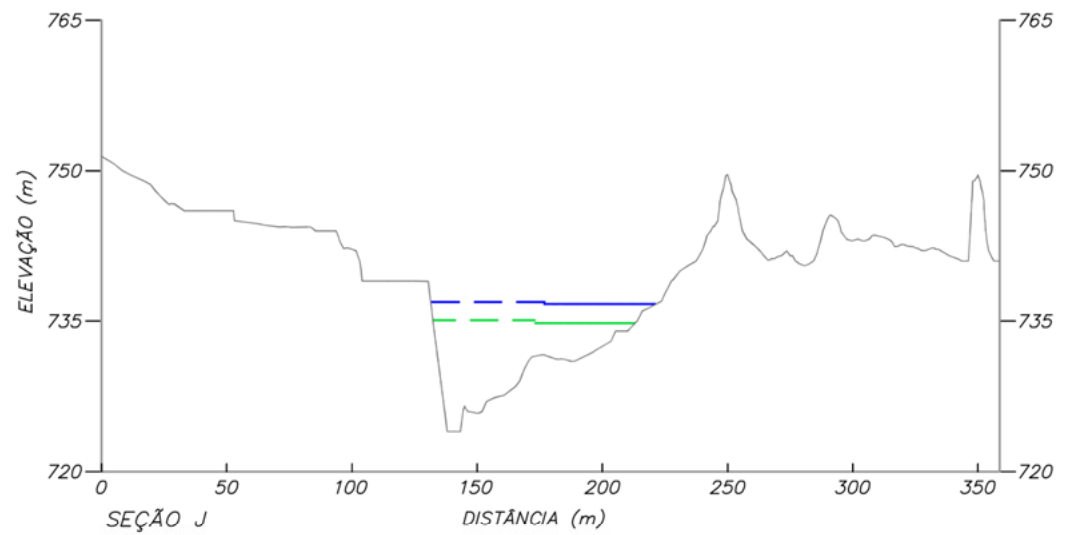
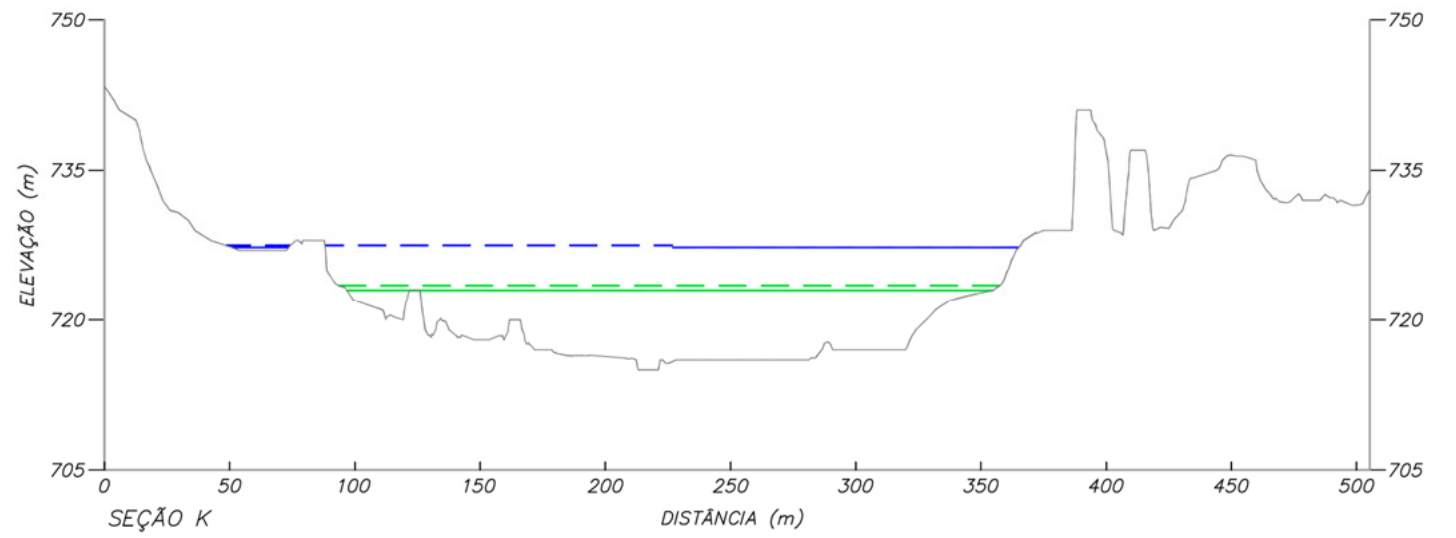
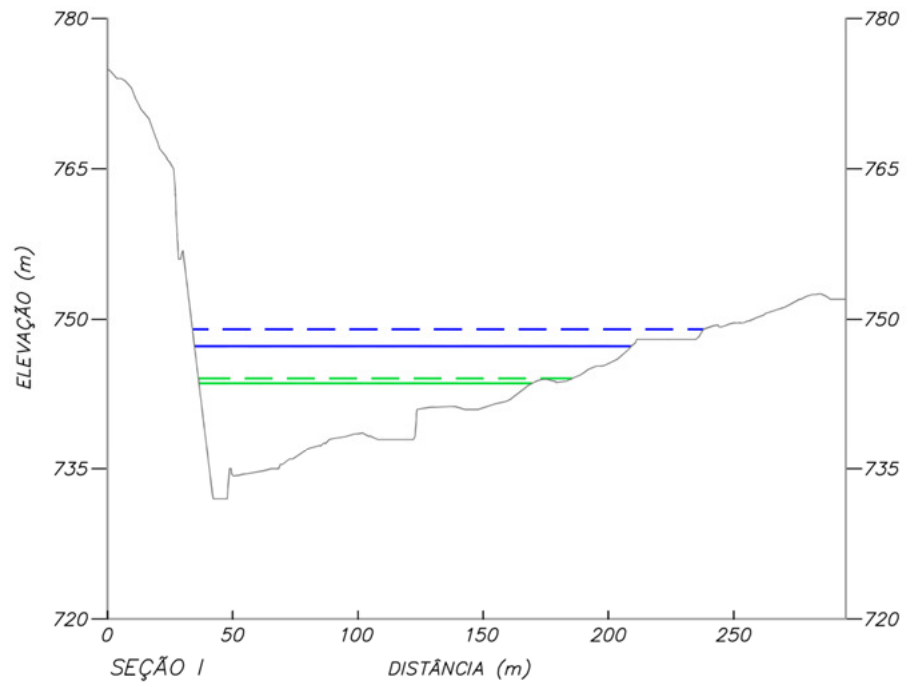
APÊNDICE A-1: ELEVAÇÃO MÁXIMA DA INUNDAÇÃO NAS SEÇÕES NOTÁVEIS



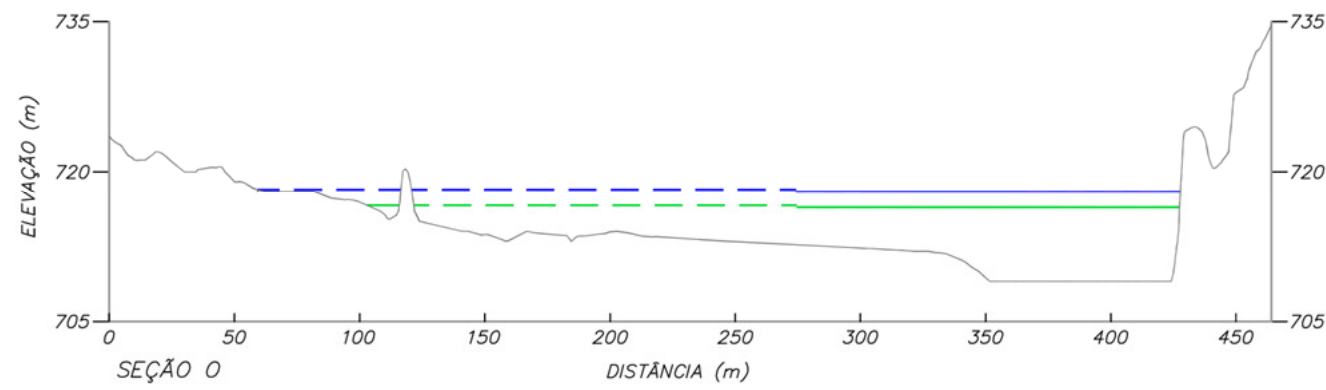
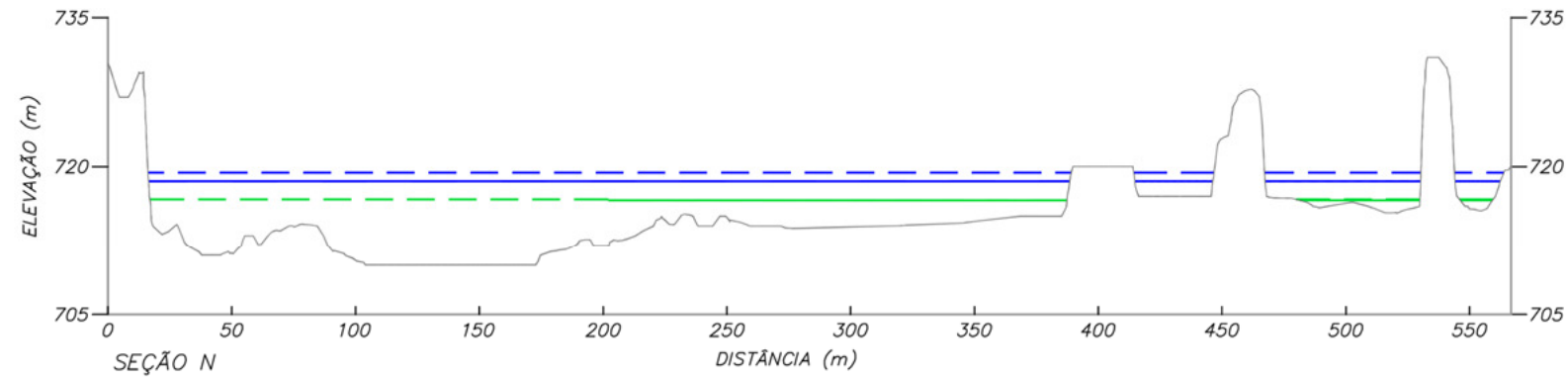
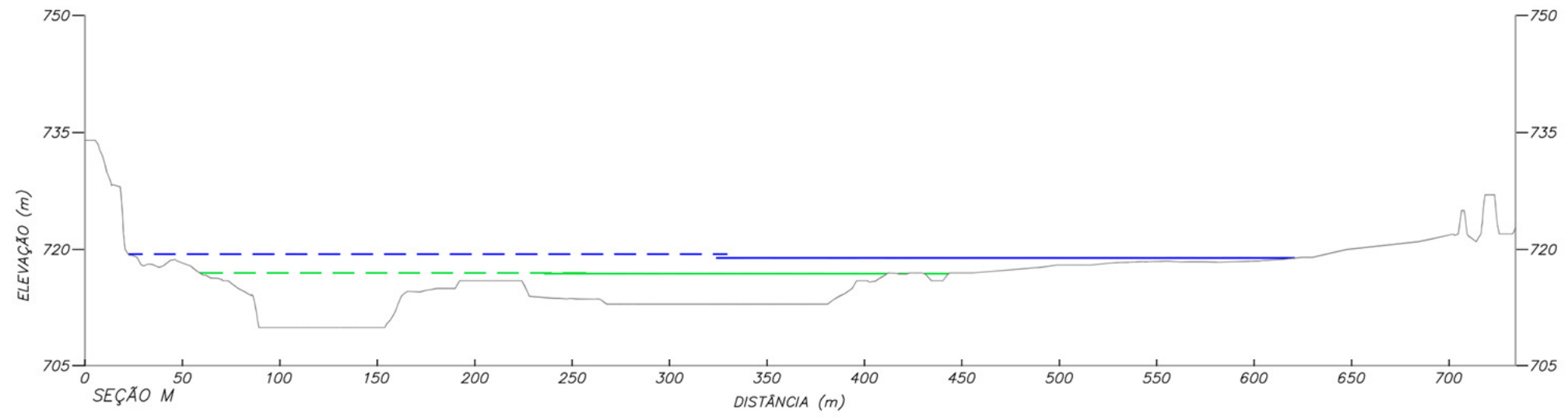
- CENÁRIO 1a — CENÁRIO 2a — CENÁRIO 3a — CENÁRIO 4a
- - CENÁRIO 1b - - CENÁRIO 2b - - CENÁRIO 3b - - CENÁRIO 4b



- CENÁRIO 1a
- CENÁRIO 2a
- CENÁRIO 4a
- - CENÁRIO 1b
- - CENÁRIO 2b
- - CENÁRIO 4b

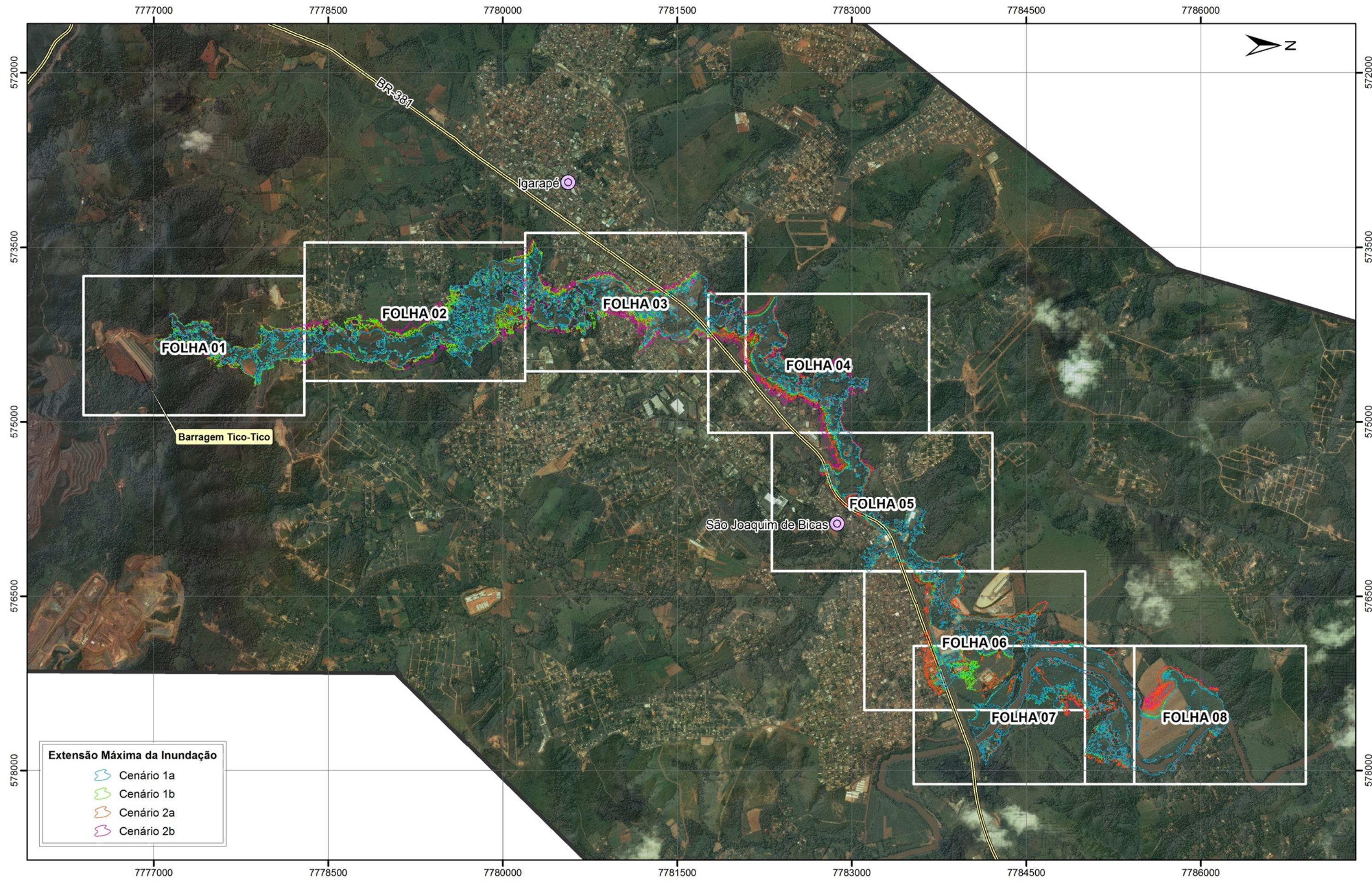


- CENÁRIO 1a — CENÁRIO 2a
- - - CENÁRIO 1b - - - CENÁRIO 2b



- CENÁRIO 1a — CENÁRIO 2a
- - - CENÁRIO 1b - - - CENÁRIO 2b

APÊNDICE A-2: COMPARAÇÃO DAS ENVOLTÓRIAS DE INUNDAÇÃO MÁXIMA



Extensão Máxima da Inundação

- Cenário 1a
- Cenário 1b
- Cenário 2a
- Cenário 2b

LEGENDA

- Sede municipal
- Rodovia

0 150300 600 900 1,200 1,500 m

ESCALA ORIGINAL 1:30,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

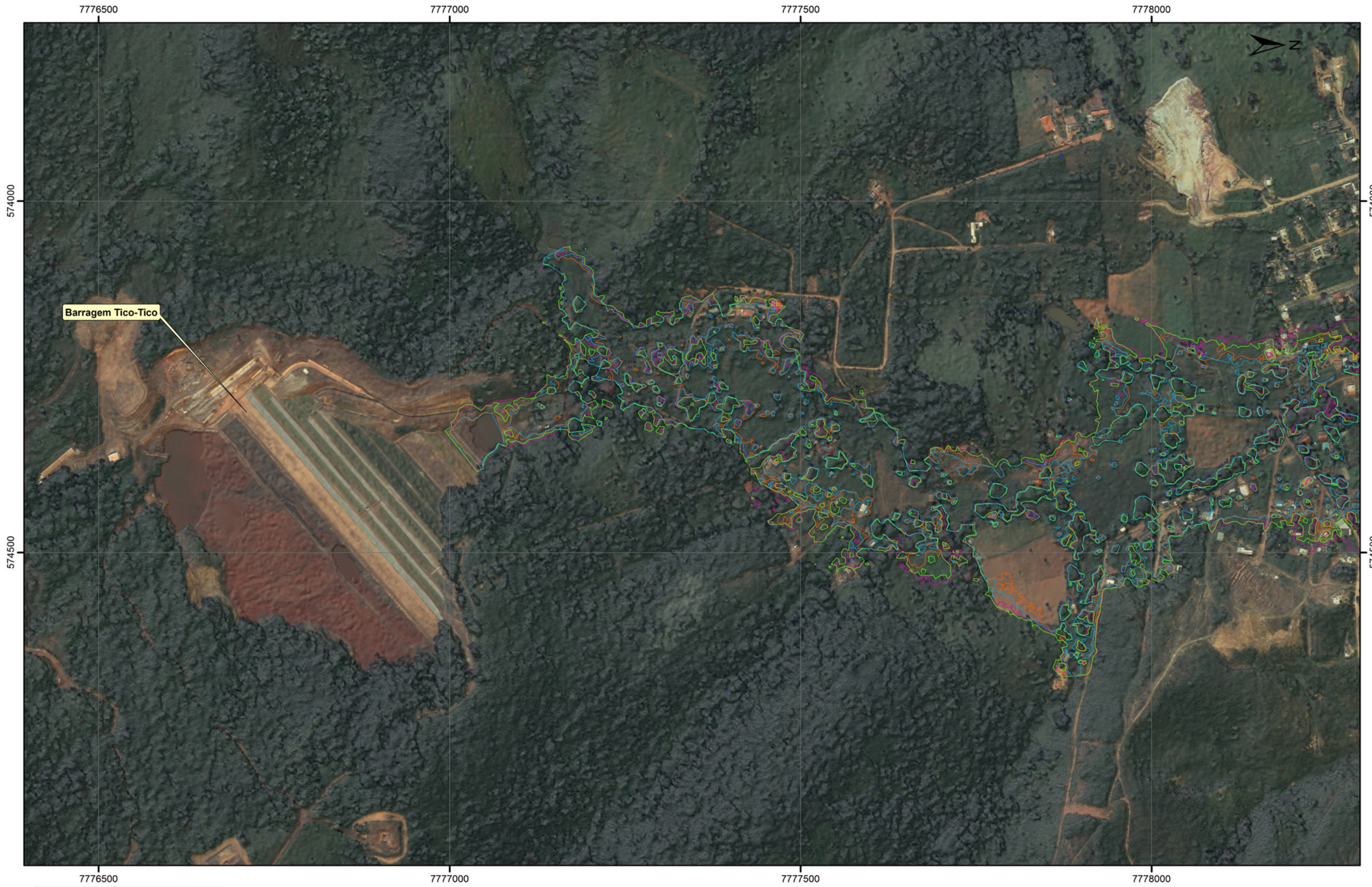
APÊNDICE A-2

ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

COMPARAÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO MÁXIMA CENÁRIOS: 1a / 1b / 2a / 2b

FIGURA A-2.1

ARTICULAÇÃO



- Extensão Máxima da Inundação**
- Cenário 1a
 - Cenário 1b
 - Cenário 2a
 - Cenário 2b

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-2

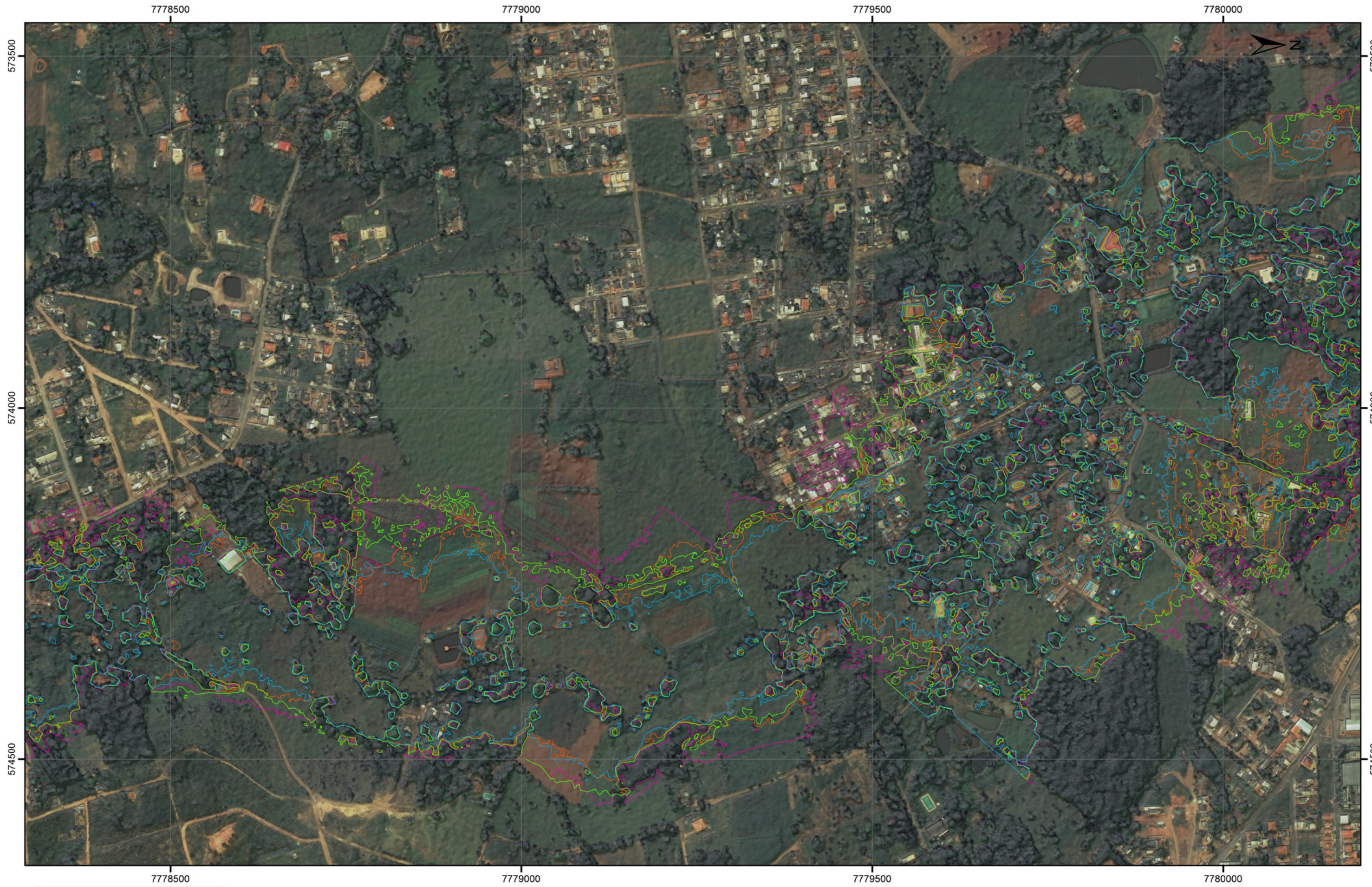
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

COMPARAÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO MÁXIMA

CENÁRIOS: 1a / 1b / 2a / 2b

FIGURA A-2.2

FOLHA 01/08



- Extensão Máxima da Inundação**
- Cenário 1a
 - Cenário 1b
 - Cenário 2a
 - Cenário 2b

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-2

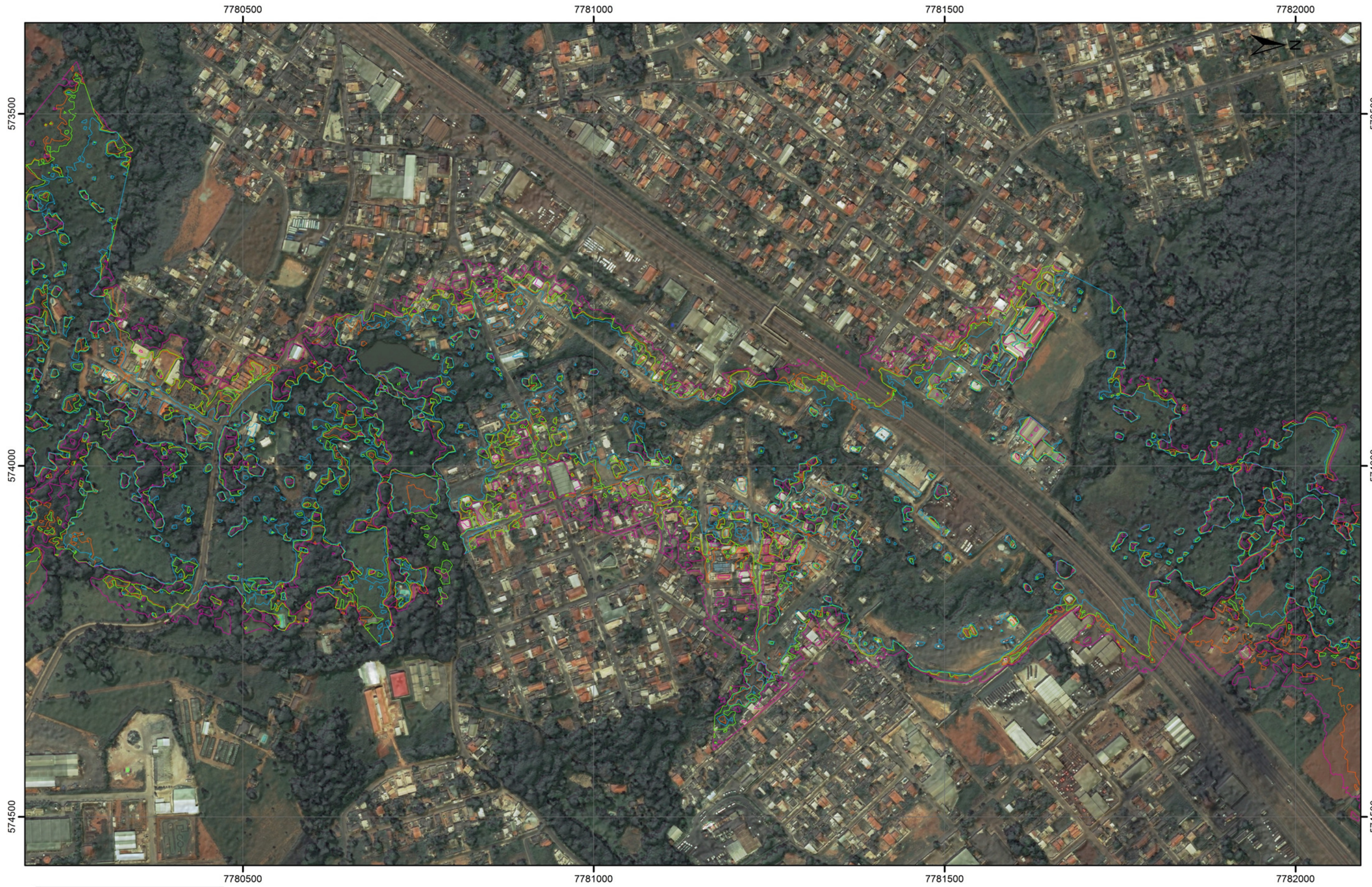
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

COMPARAÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO MÁXIMA

CENÁRIOS: 1a / 1b / 2a / 2b

FIGURA A-2.3

FOLHA 02/08



- Extensão Máxima da Inundação**
- Cenário 1a
 - Cenário 1b
 - Cenário 2a
 - Cenário 2b

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-2

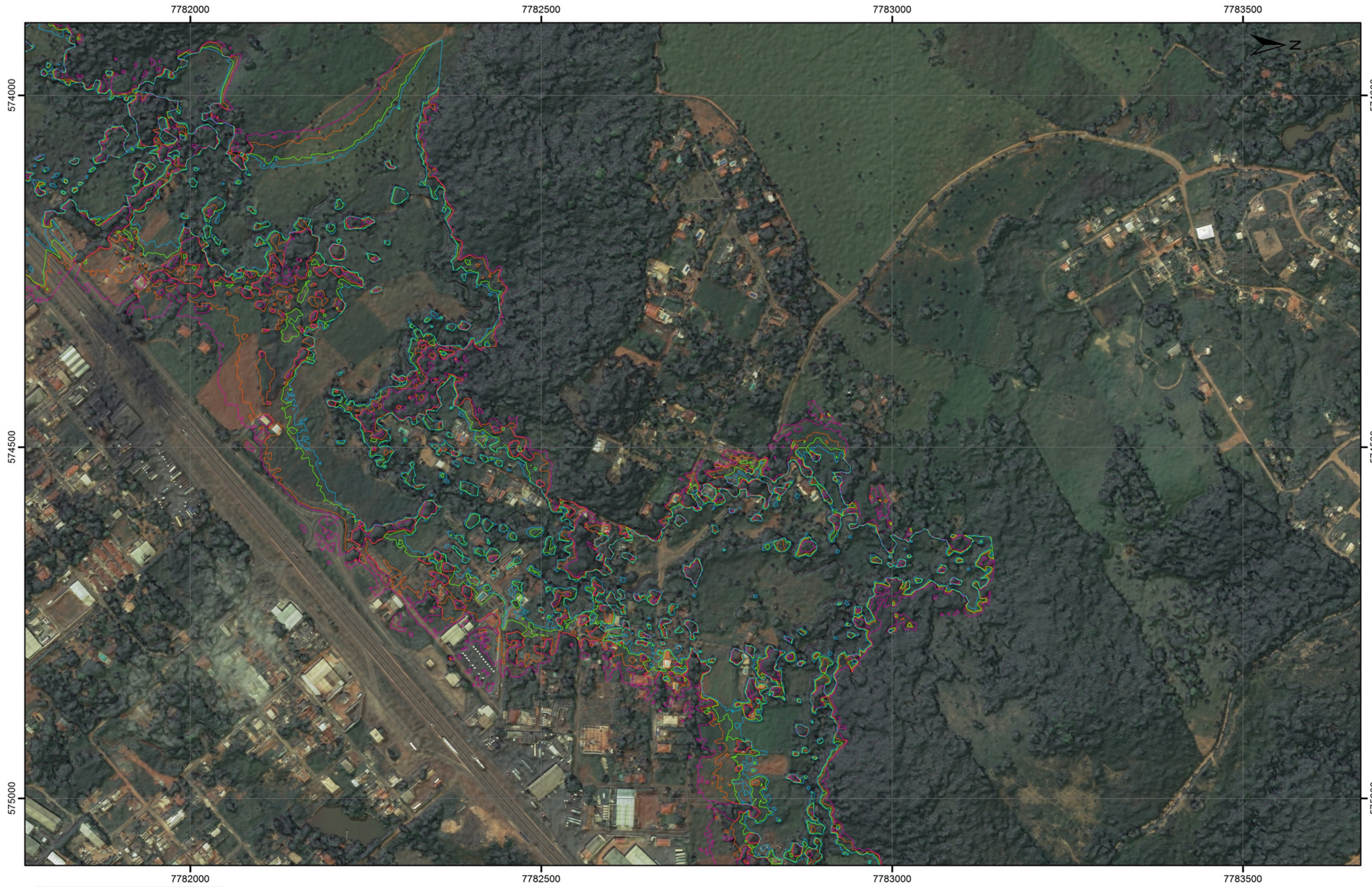
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

COMPARAÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO MÁXIMA

CENÁRIOS: 1a / 1b / 2a / 2b

FIGURA A-2.4

FOLHA 03/08



- Extensão Máxima da Inundação**
- Cenário 1a
 - Cenário 1b
 - Cenário 2a
 - Cenário 2b

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-2

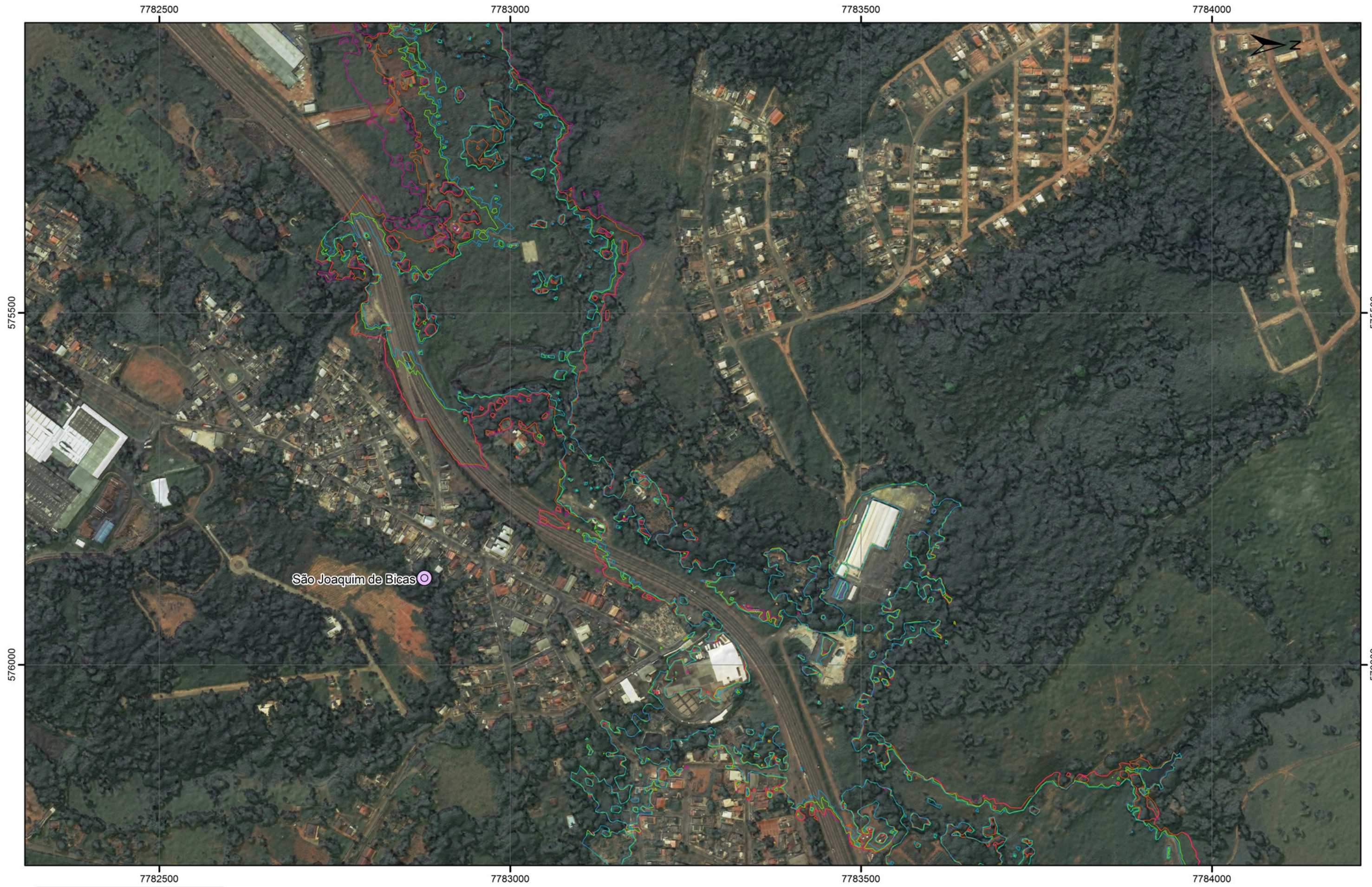
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

COMPARAÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO MÁXIMA

CENÁRIOS: 1a / 1b / 2a / 2b

FIGURA A-2.5

FOLHA 04/08



São Joaquim de Bicas

- Extensão Máxima da Inundação**
- Cenário 1a
 - Cenário 1b
 - Cenário 2a
 - Cenário 2b

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°Wgr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-2

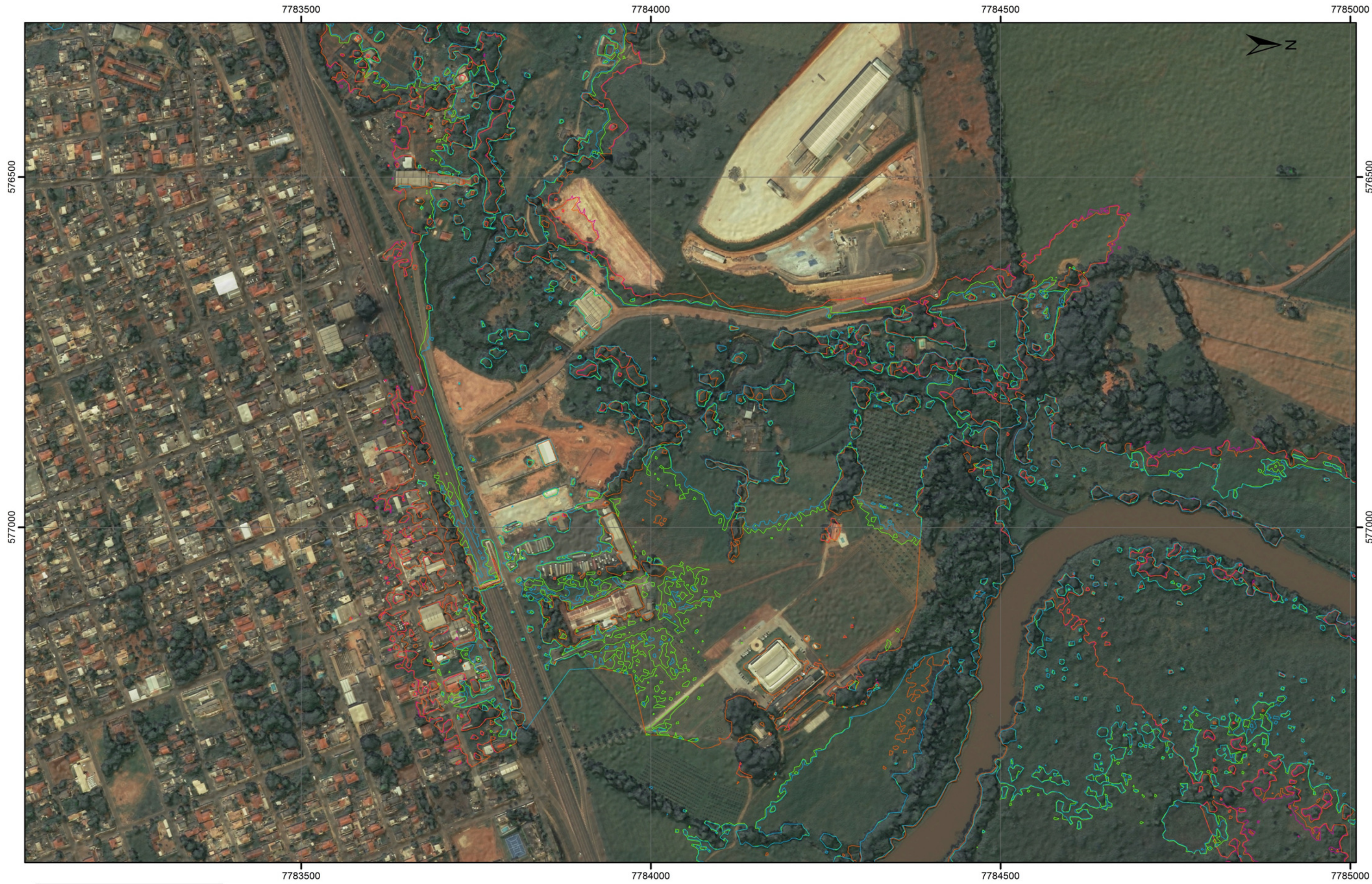
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

COMPARAÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO MÁXIMA

CENÁRIOS: 1a / 1b / 2a / 2b

FIGURA A-2.6

FOLHA 05/08



- Extensão Máxima da Inundação**
- Cenário 1a
 - Cenário 1b
 - Cenário 2a
 - Cenário 2b

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-2

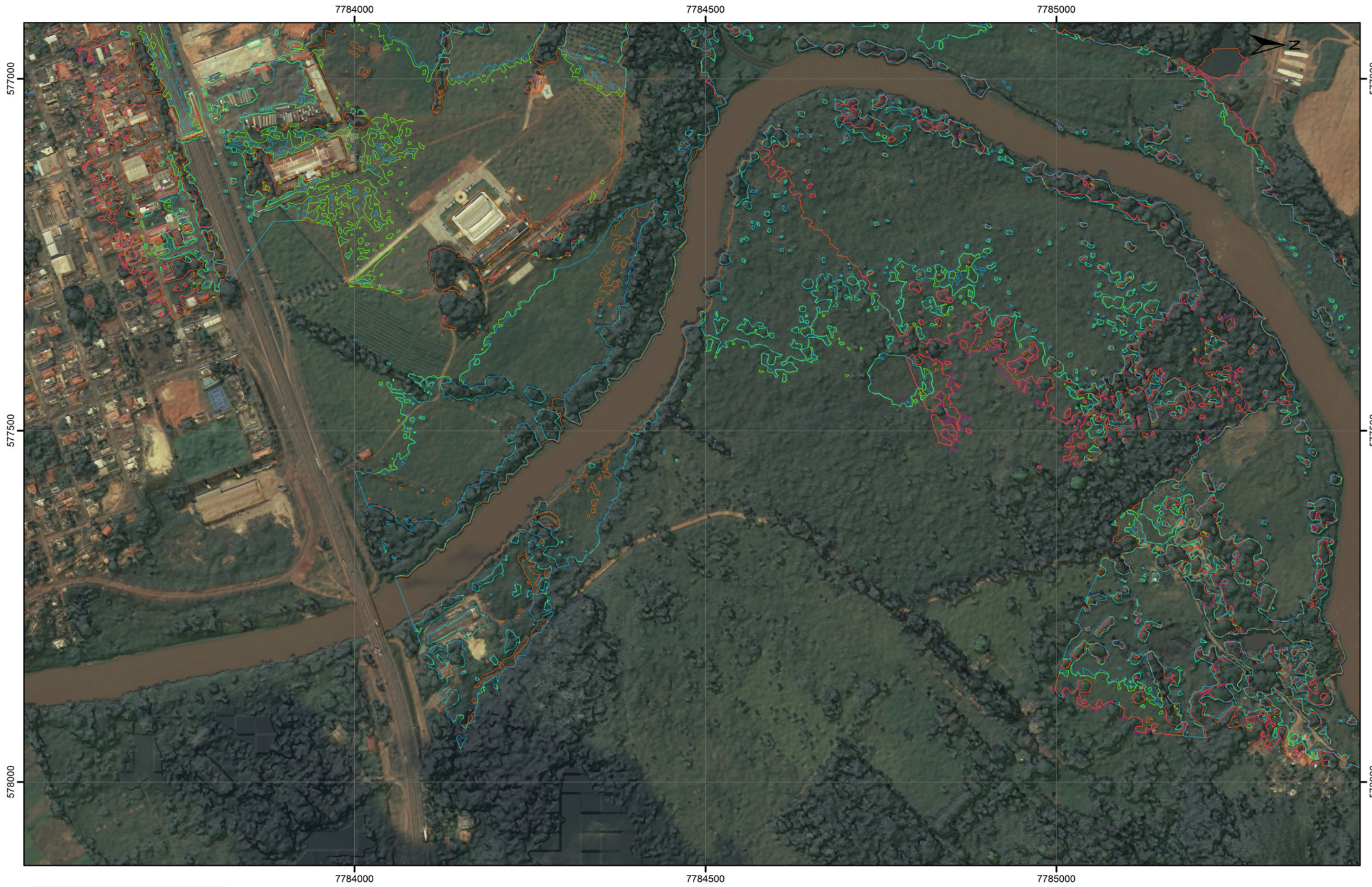
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

COMPARAÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO MÁXIMA

CENÁRIOS: 1a / 1b / 2a / 2b

FIGURA A-2.7

FOLHA 06/08



- Extensão Máxima da Inundação**
- Cenário 1a
 - Cenário 1b
 - Cenário 2a
 - Cenário 2b

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-2

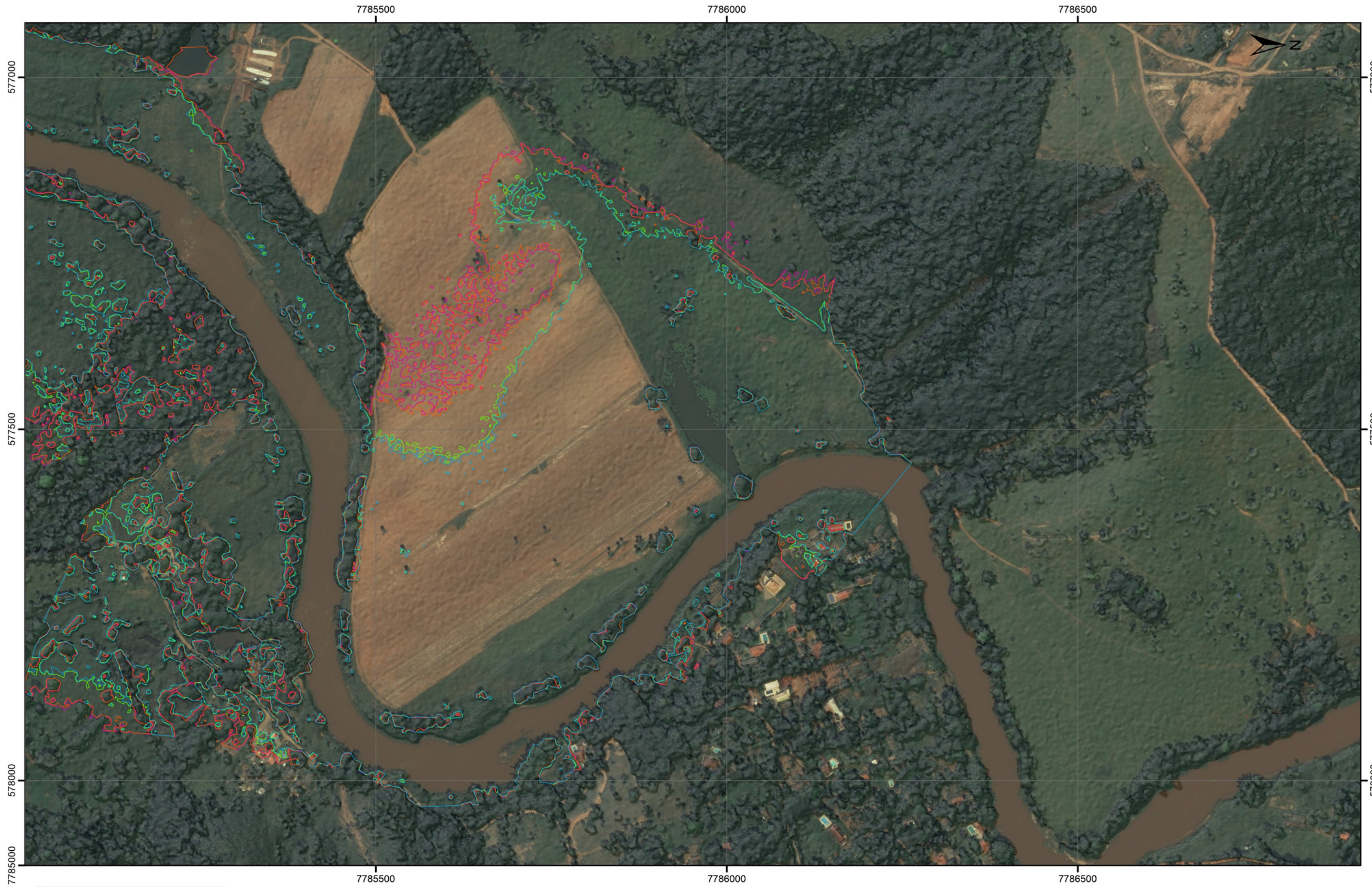
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

COMPARAÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO MÁXIMA

CENÁRIOS: 1a / 1b / 2a / 2b

FIGURA A-2.8

FOLHA 07/08



- Extensão Máxima da Inundação**
- ⬭ Cenário 1a
 - ⬭ Cenário 1b
 - ⬭ Cenário 2a
 - ⬭ Cenário 2b

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°Wgr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-2

ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

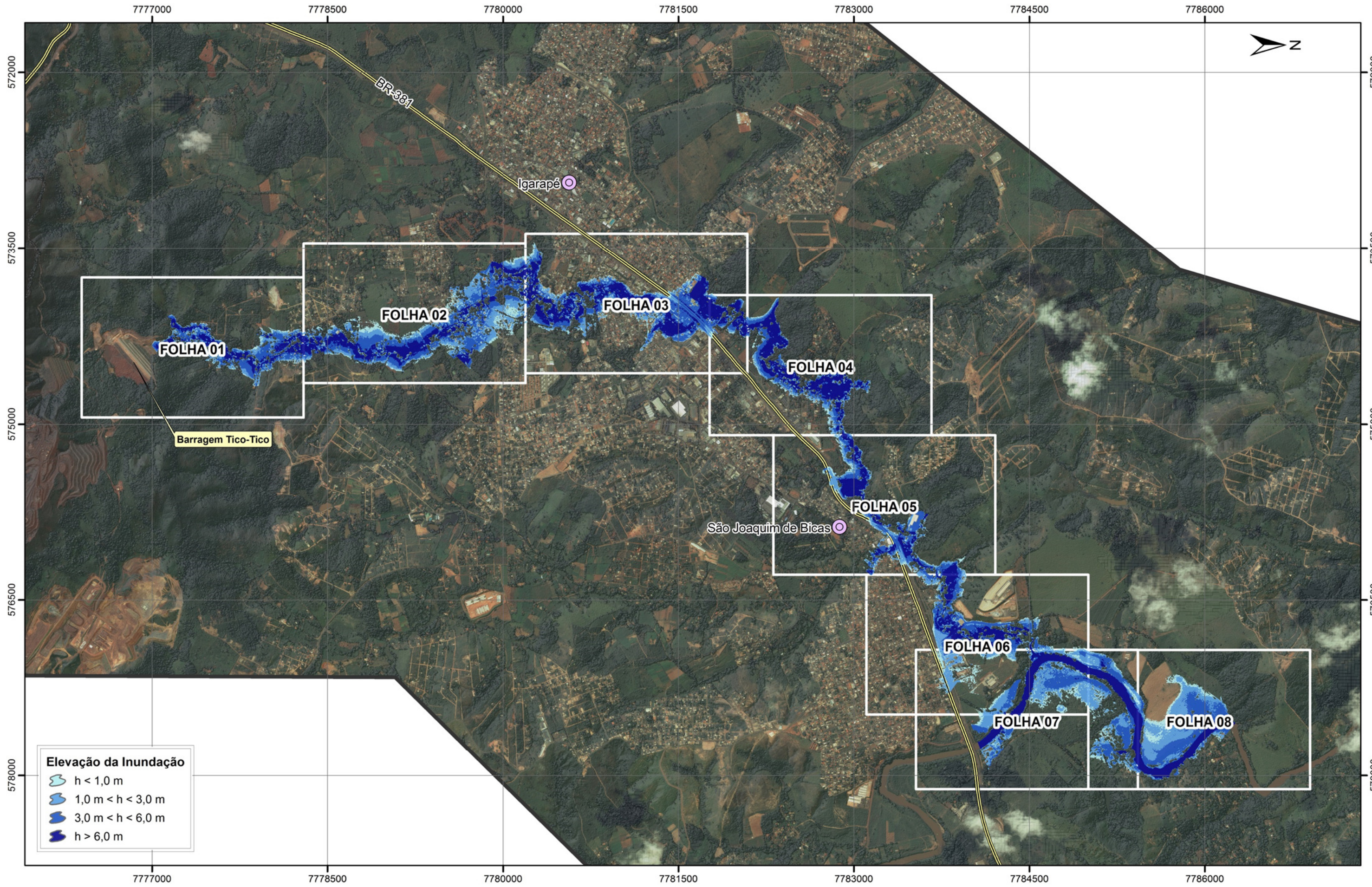
COMPARAÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO MÁXIMA

CENÁRIOS: 1a / 1b / 2a / 2b

FIGURA A-2.9

FOLHA 08/08

APÊNDICE A-3: MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO ESTÁTICA MÁXIMA DO CENÁRIO 1B



Elevação da Inundação

	$h < 1,0 \text{ m}$
	$1,0 \text{ m} < h < 3,0 \text{ m}$
	$3,0 \text{ m} < h < 6,0 \text{ m}$
	$h > 6,0 \text{ m}$

LEGENDA

	Sede municipal
	Rodovia

0 150300 600 900 1,200 1,500 m

ESCALA ORIGINAL 1:30,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-3

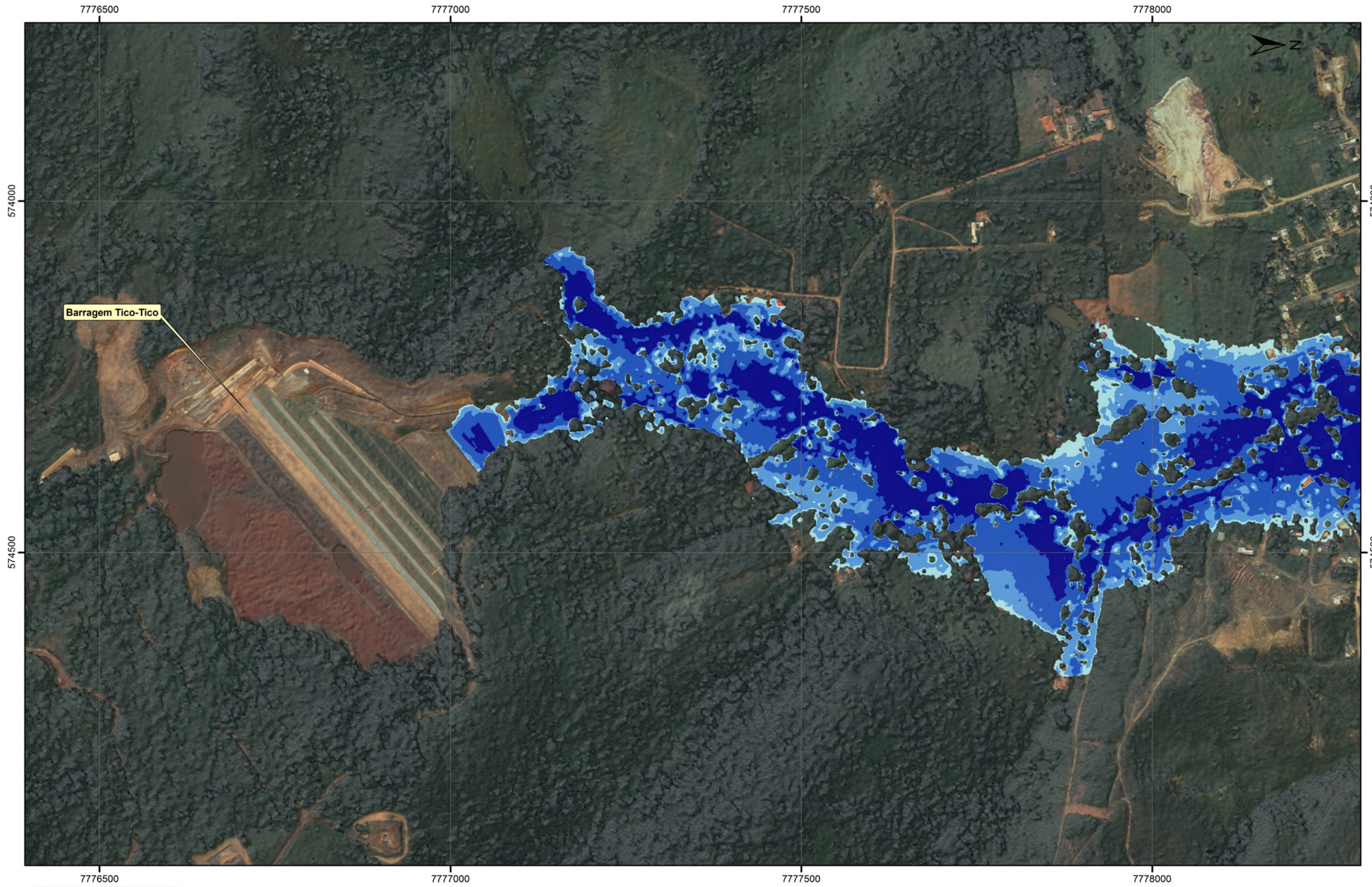
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO ESTÁTICA MÁXIMA





FIGURA A-3.1

CENÁRIO 1b

ARTICULAÇÃO



Barragem Tico-Tico

Elevação da Inundação	
	$h < 1,0 \text{ m}$
	$1,0 \text{ m} < h < 3,0 \text{ m}$
	$3,0 \text{ m} < h < 6,0 \text{ m}$
	$h > 6,0 \text{ m}$

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-3

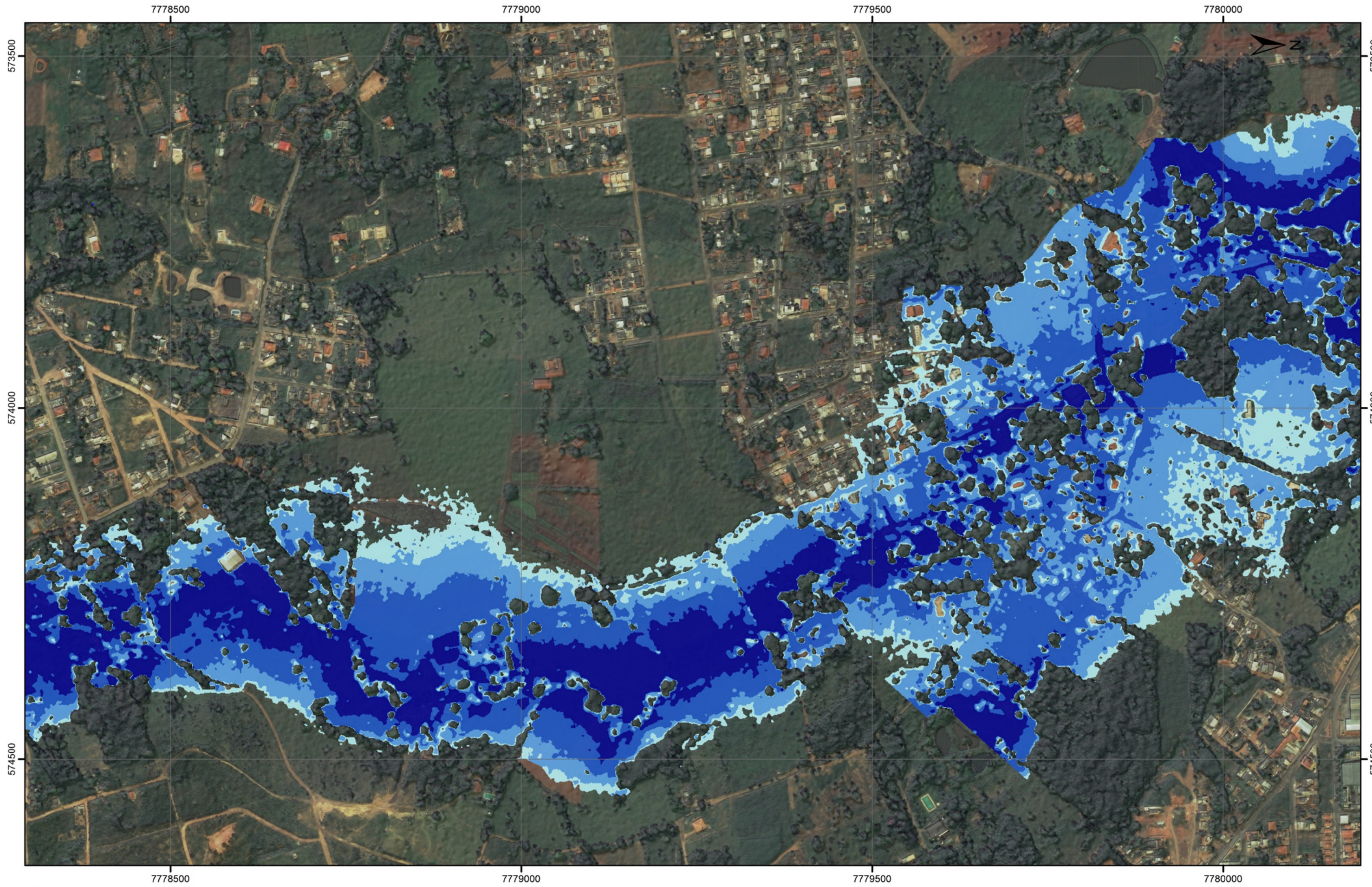
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO ESTÁTICA MÁXIMA





FIGURA A-3.2

CENÁRIO 1b

FOLHA 01/08



Elevação da Inundação

-  $h < 1,0$ m
-  $1,0$ m $< h < 3,0$ m
-  $3,0$ m $< h < 6,0$ m
-  $h > 6,0$ m

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-3

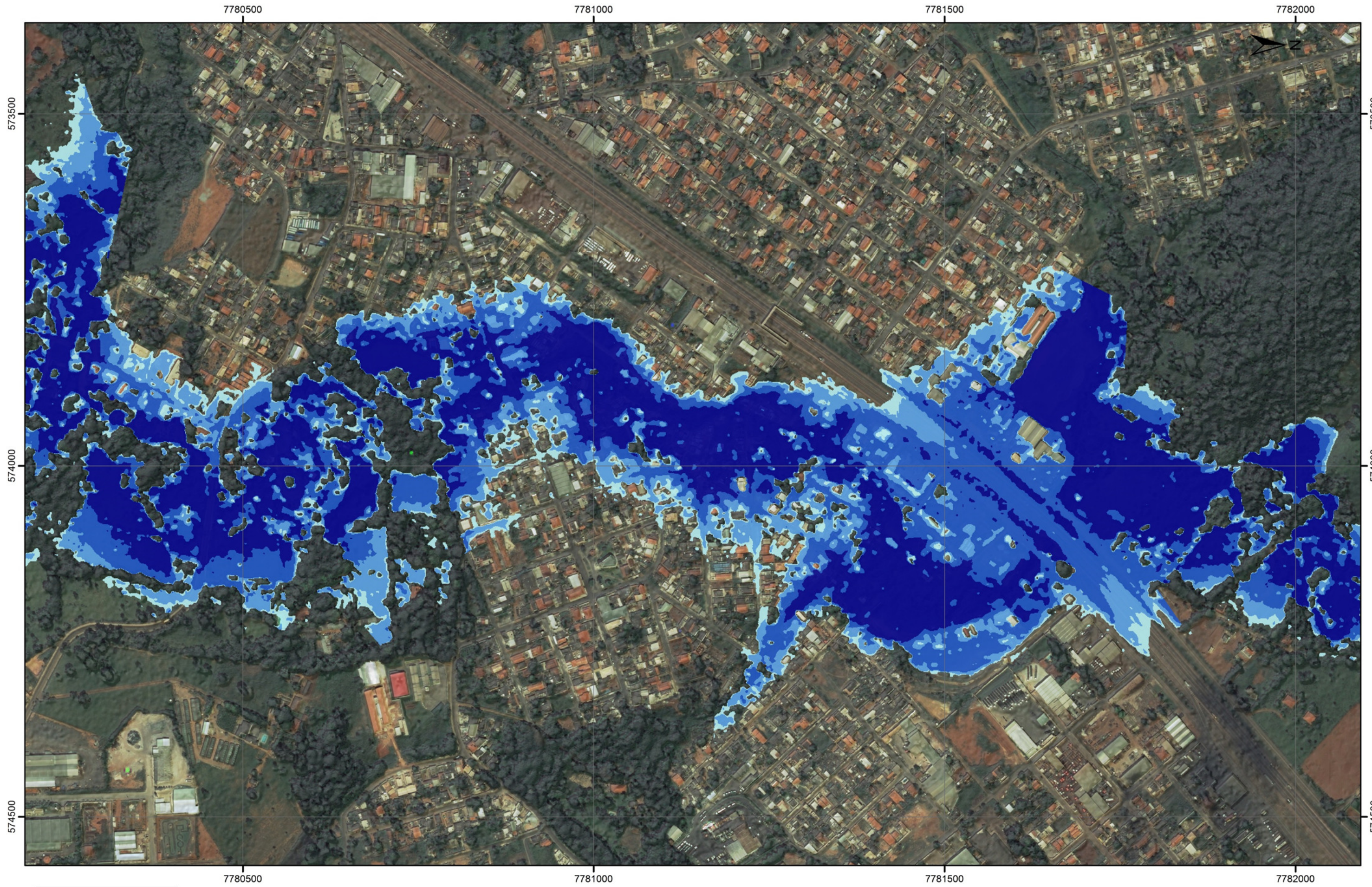
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO





MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO ESTÁTICA MÁXIMA

FIGURA A-3.3

CENÁRIO 1b

FOLHA 02/08



Elevação da Inundação	
	$h < 1,0$ m
	$1,0$ m $< h < 3,0$ m
	$3,0$ m $< h < 6,0$ m
	$h > 6,0$ m

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°Wgr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-3

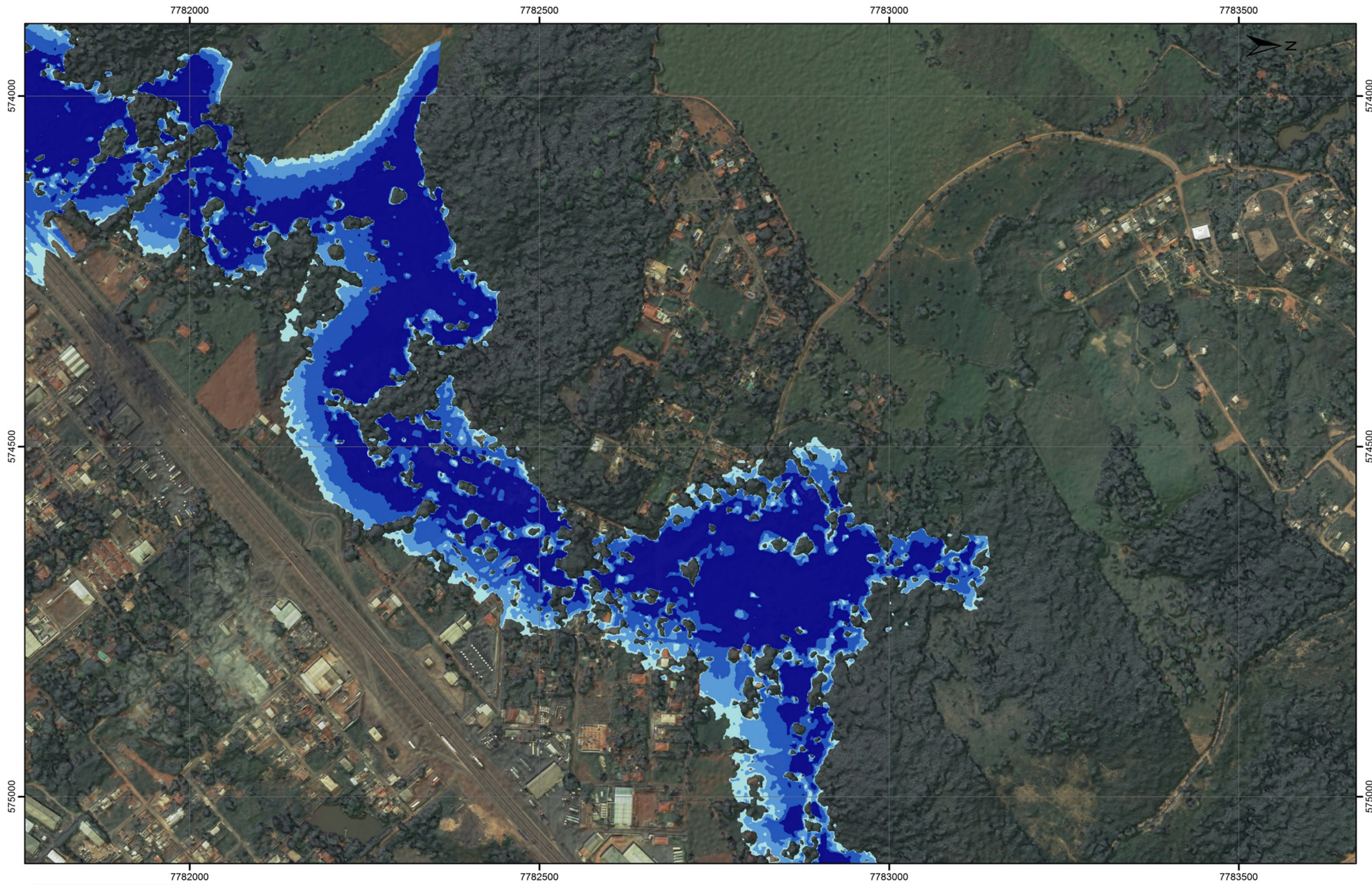
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO ESTÁTICA MÁXIMA





FIGURA A-3.4

CENÁRIO 1b

FOLHA 03/08



Elevação da Inundação

	$h < 1,0 \text{ m}$
	$1,0 \text{ m} < h < 3,0 \text{ m}$
	$3,0 \text{ m} < h < 6,0 \text{ m}$
	$h > 6,0 \text{ m}$

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-3

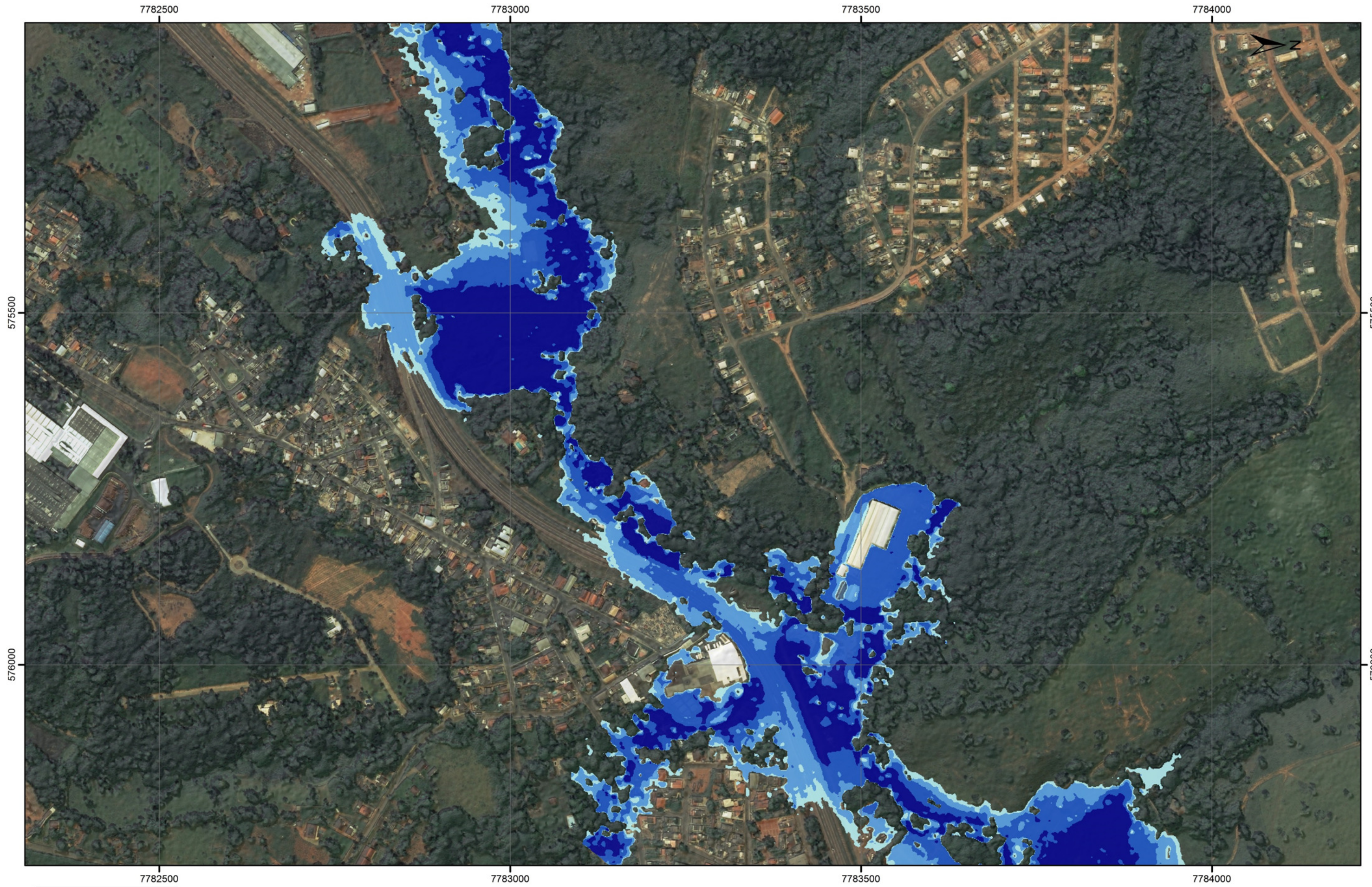
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO ESTÁTICA MÁXIMA





FIGURA A-3.5

CENÁRIO 1b

FOLHA 04/08



Elevação da Inundação

	$h < 1,0 \text{ m}$
	$1,0 \text{ m} < h < 3,0 \text{ m}$
	$3,0 \text{ m} < h < 6,0 \text{ m}$
	$h > 6,0 \text{ m}$

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°Wgr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-3

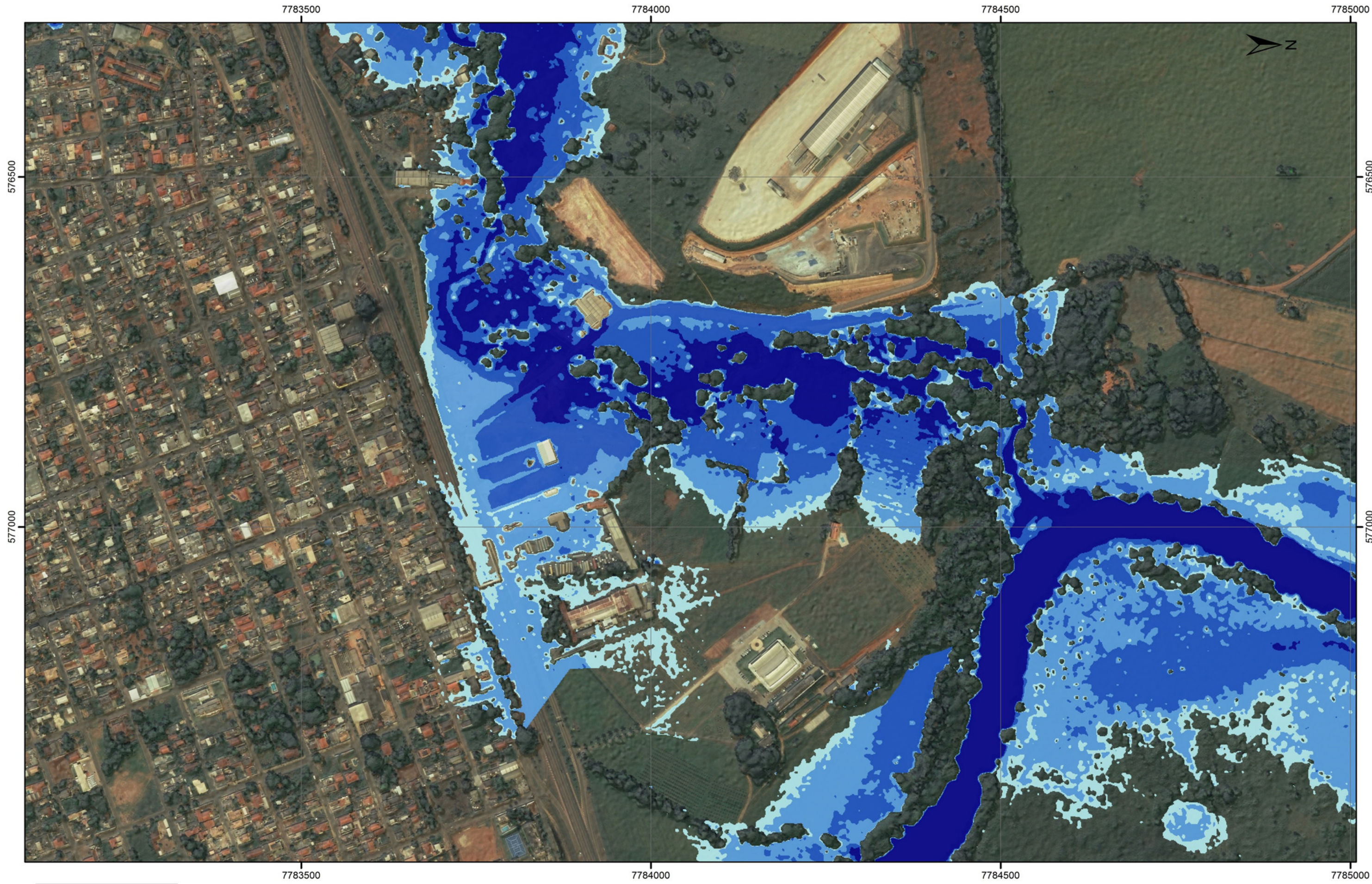
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO





MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO ESTÁTICA MÁXIMA

FIGURA A-3.6

CENÁRIO 1b

FOLHA 05/08



Elevação da Inundação	
	$h < 1,0 \text{ m}$
	$1,0 \text{ m} < h < 3,0 \text{ m}$
	$3,0 \text{ m} < h < 6,0 \text{ m}$
	$h > 6,0 \text{ m}$

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5.000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-3

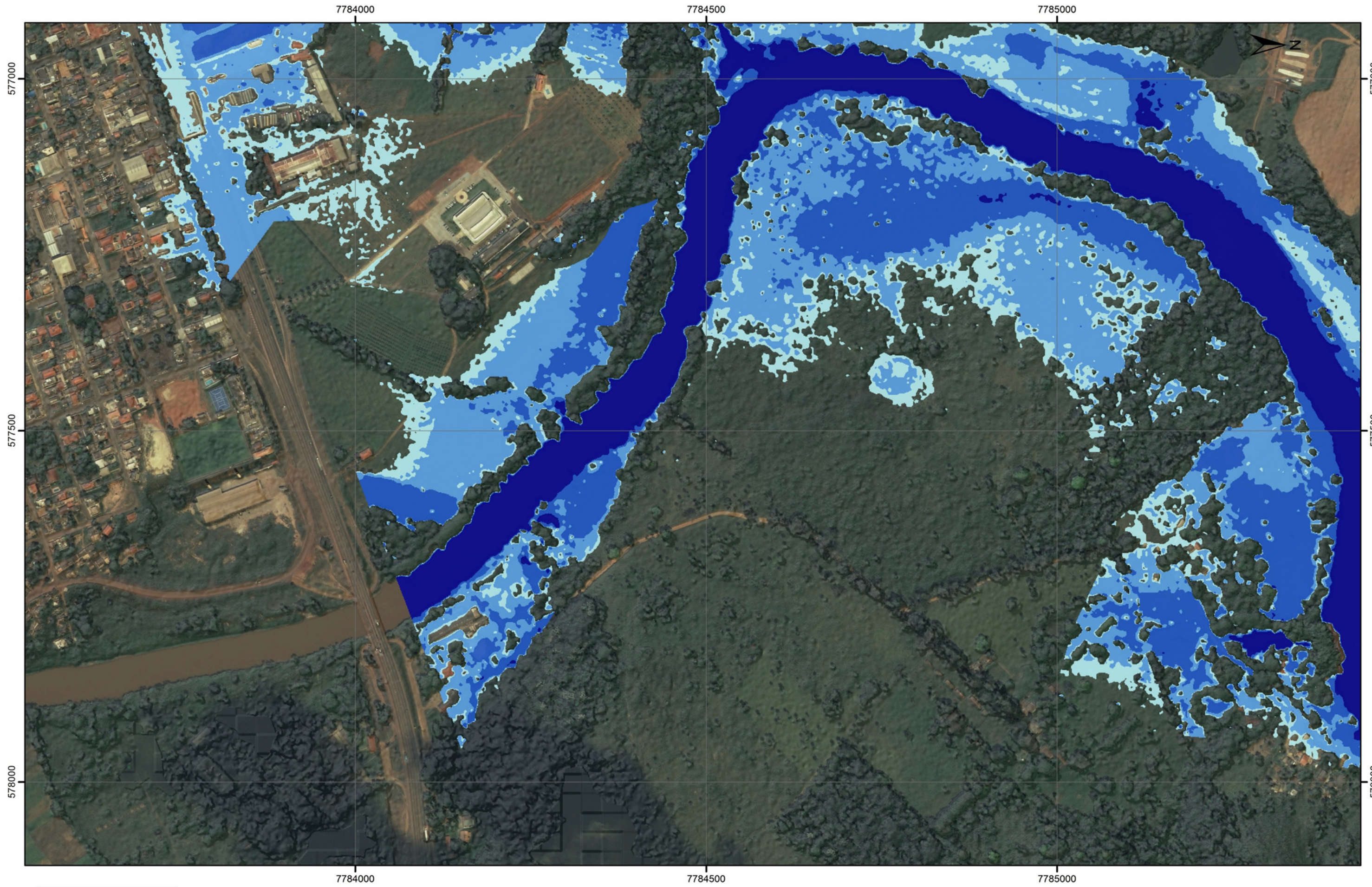
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO ESTÁTICA MÁXIMA





FIGURA A-3.7

CENÁRIO 1b

FOLHA 06/08



Elevação da Inundação

	$h < 1,0$ m
	$1,0 \text{ m} < h < 3,0$ m
	$3,0 \text{ m} < h < 6,0$ m
	$h > 6,0$ m

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°Wgr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-3

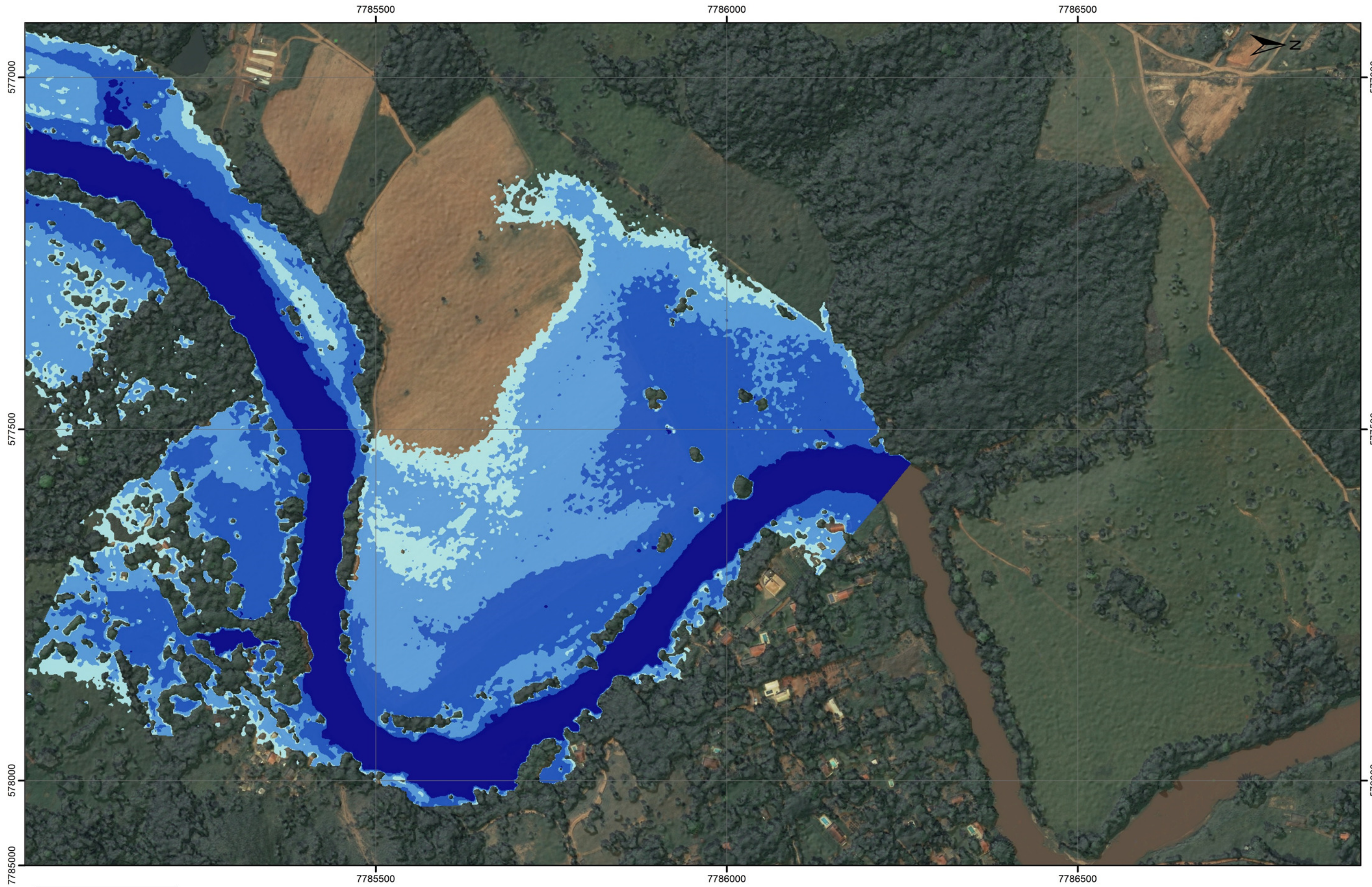
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO





MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO ESTÁTICA MÁXIMA

FIGURA A-3.8

CENÁRIO 1b

FOLHA 07/08



Elevação da Inundação	
	$h < 1,0 \text{ m}$
	$1,0 \text{ m} < h < 3,0 \text{ m}$
	$3,0 \text{ m} < h < 6,0 \text{ m}$
	$h > 6,0 \text{ m}$

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-3

ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

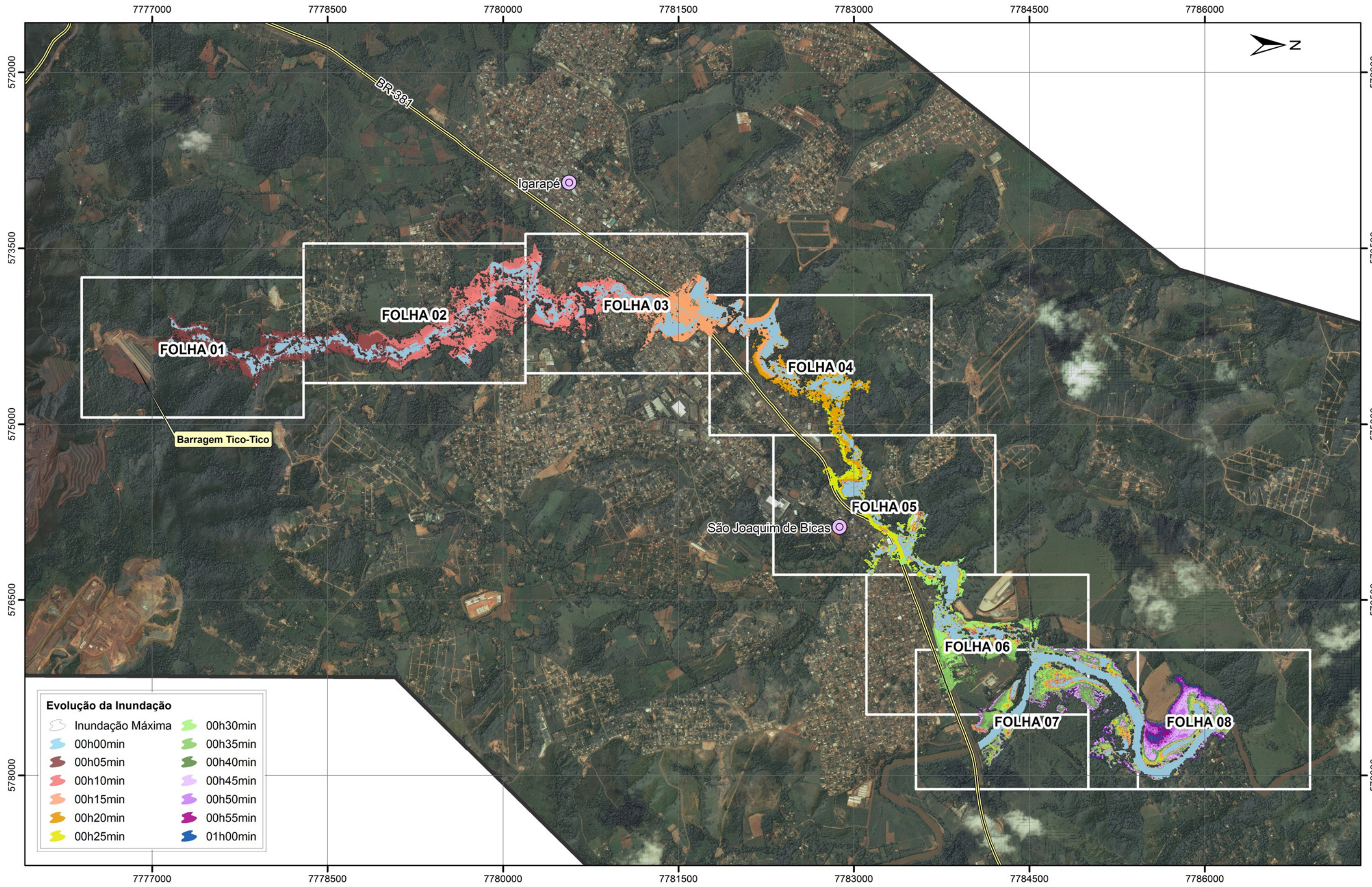
MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO ESTÁTICA MÁXIMA

FIGURA A-3.9

CENÁRIO 1b

FOLHA 08/08

APÊNDICE A-4: EVOLUÇÃO TEMPORAL DA MANCHA DE INUNDAÇÃO DO CENÁRIO 1B



Evolução da Inundação

Inundação Máxima	00h30min
00h00min	00h35min
00h05min	00h40min
00h10min	00h45min
00h15min	00h50min
00h20min	00h55min
00h25min	01h00min

LEGENDA

- Sede municipal
- Rodovia

0 150300 600 900 1,200 1,500 m

ESCALA ORIGINAL 1:30,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-4

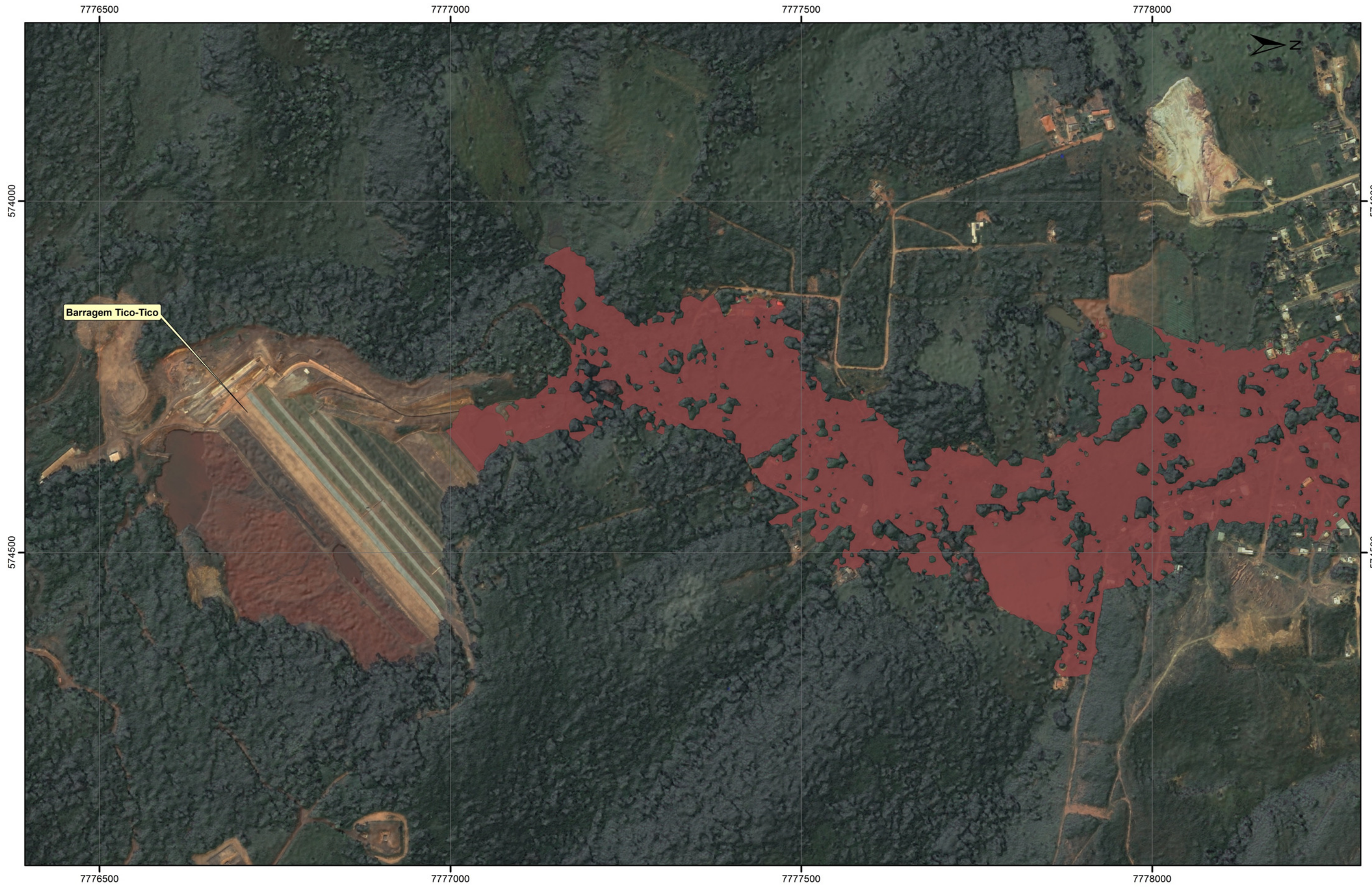
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

EVOLUÇÃO TEMPORAL DA MANCHA DE INUNDAÇÃO



FIGURA A-4.1

CENÁRIO 1b

ARTICULAÇÃO



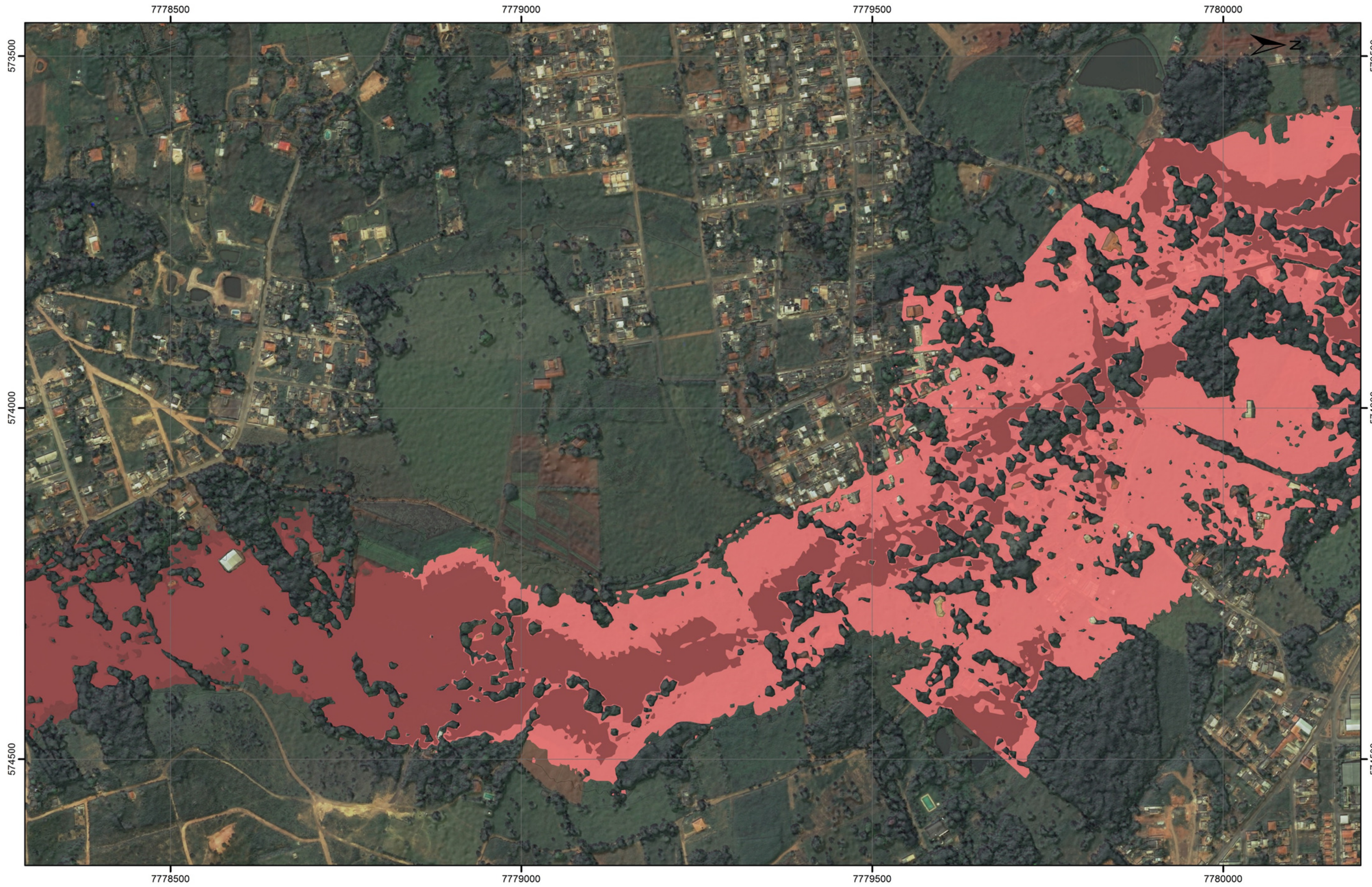
Barragem Tico-Tico

Evolução da Inundação
 Inundação Máxima
 00h05min

0 25 50 100 150 200 250 m
 ESCALA ORIGINAL 1:5,000
 PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE
 DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
 APÊNDICE A-4

ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO
 EVOLUÇÃO TEMPORAL DA MANCHA DE INUNDAÇÃO
 FIGURA A-4.2 CENÁRIO 1b - FOLHA 01/08



573500

574000

574500

573500

574000

574500

7778500

7779000

7779500

7780000



7778500

7779000

7779500

7780000

Evolução da Inundação

-  Inundação Máxima
-  00h05min
-  00h10min

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-4

ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

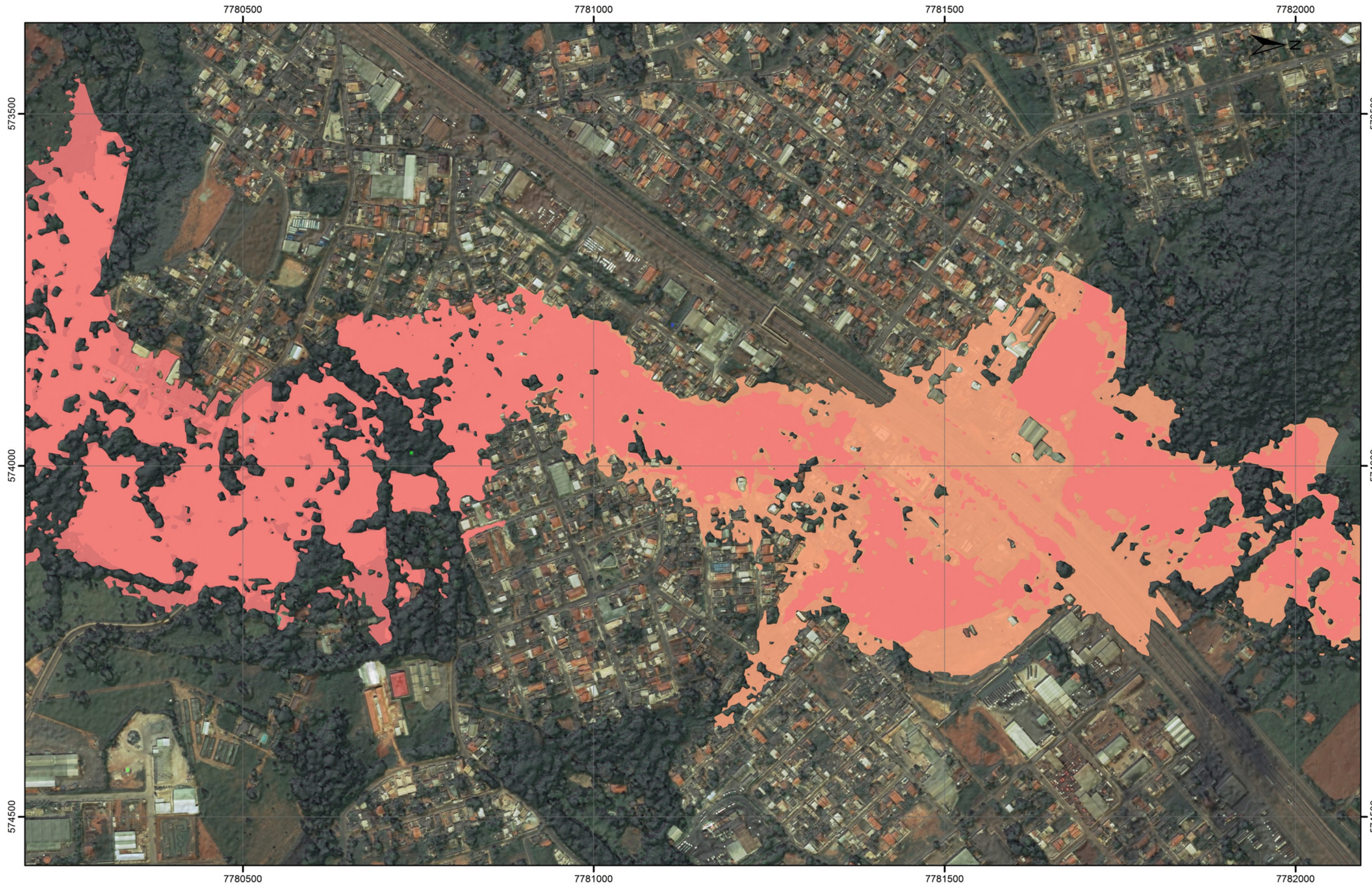
EVOLUÇÃO TEMPORAL DA MANCHA DE INUNDAÇÃO

FIGURA A-4.3

CENÁRIO 1b

-

FOLHA 02/08



573500

574000

574500

7780500

7781000

7781500

7782000

7780500

7781000

7781500

7782000

Evolução da Inundação

-  Inundação Máxima
-  00h10min
-  00h15min

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-4

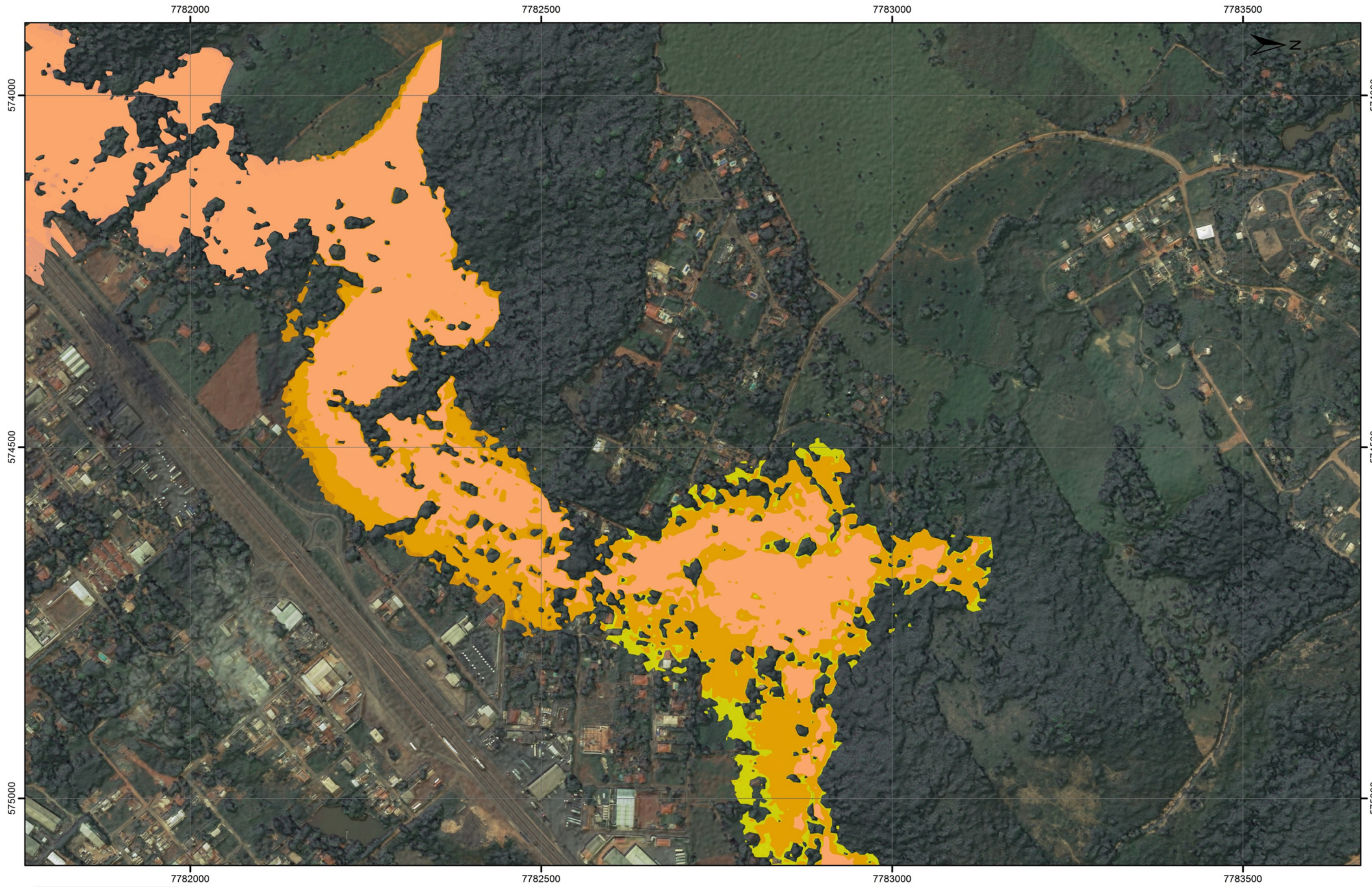
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

EVOLUÇÃO TEMPORAL DA MANCHA DE INUNDAÇÃO



FIGURA A-4.4

CENÁRIO 1b

FOLHA 03/08



Evolução da Inundação

-  Inundação Máxima
-  00h15min
-  00h20min
-  00h25min

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°Wgr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-4

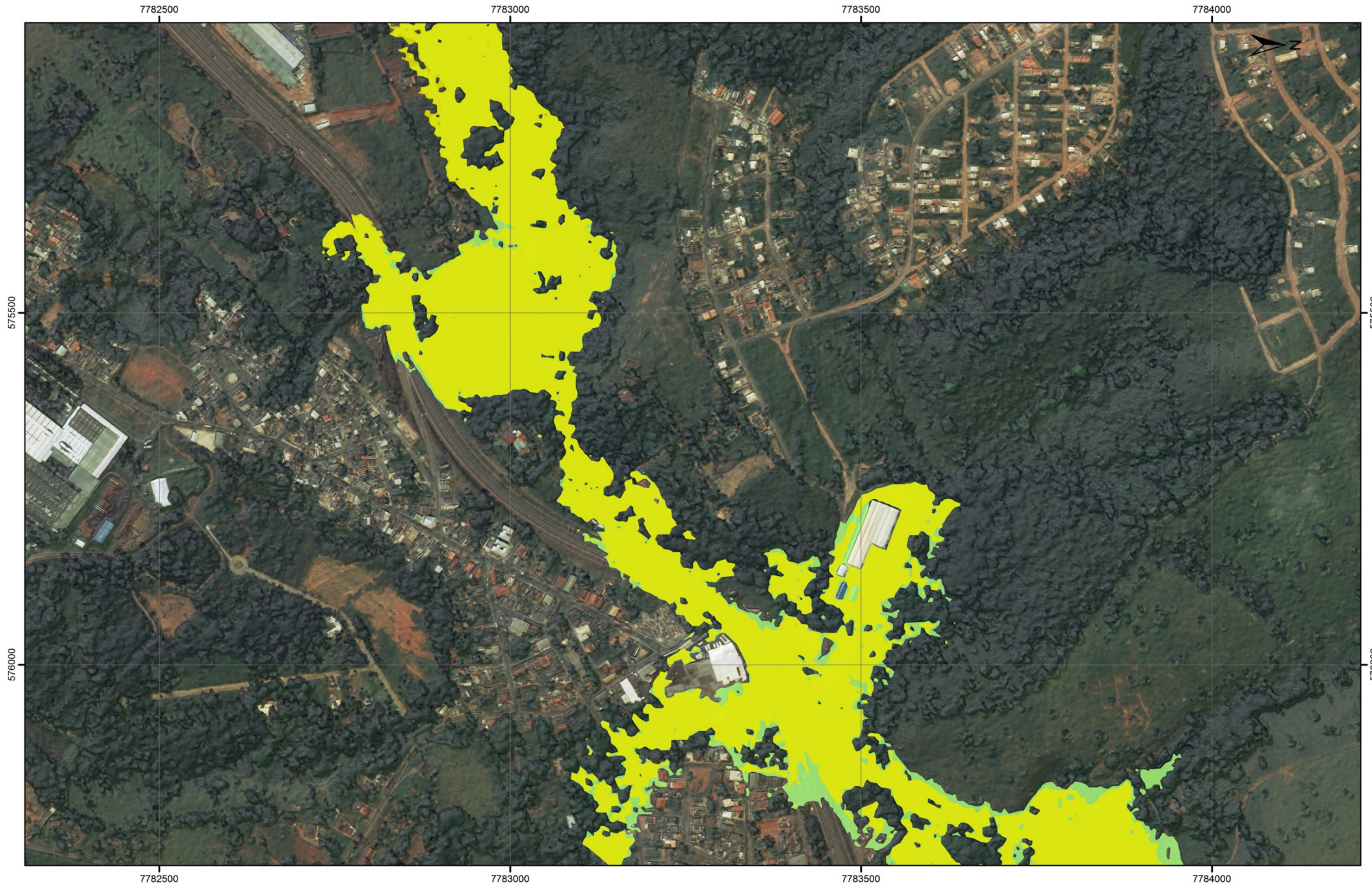
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

EVOLUÇÃO TEMPORAL DA MANCHA DE INUNDAÇÃO

FIGURA A-4.5

CENÁRIO 1b

FOLHA 04/08



575500

575500

576000

576000

7782500

7783000

7783500

7784000


7782500

7783000

7783500

7784000

Evolução da Inundação

-  Inundação Máxima
-  00h25min
-  00h30min

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-4

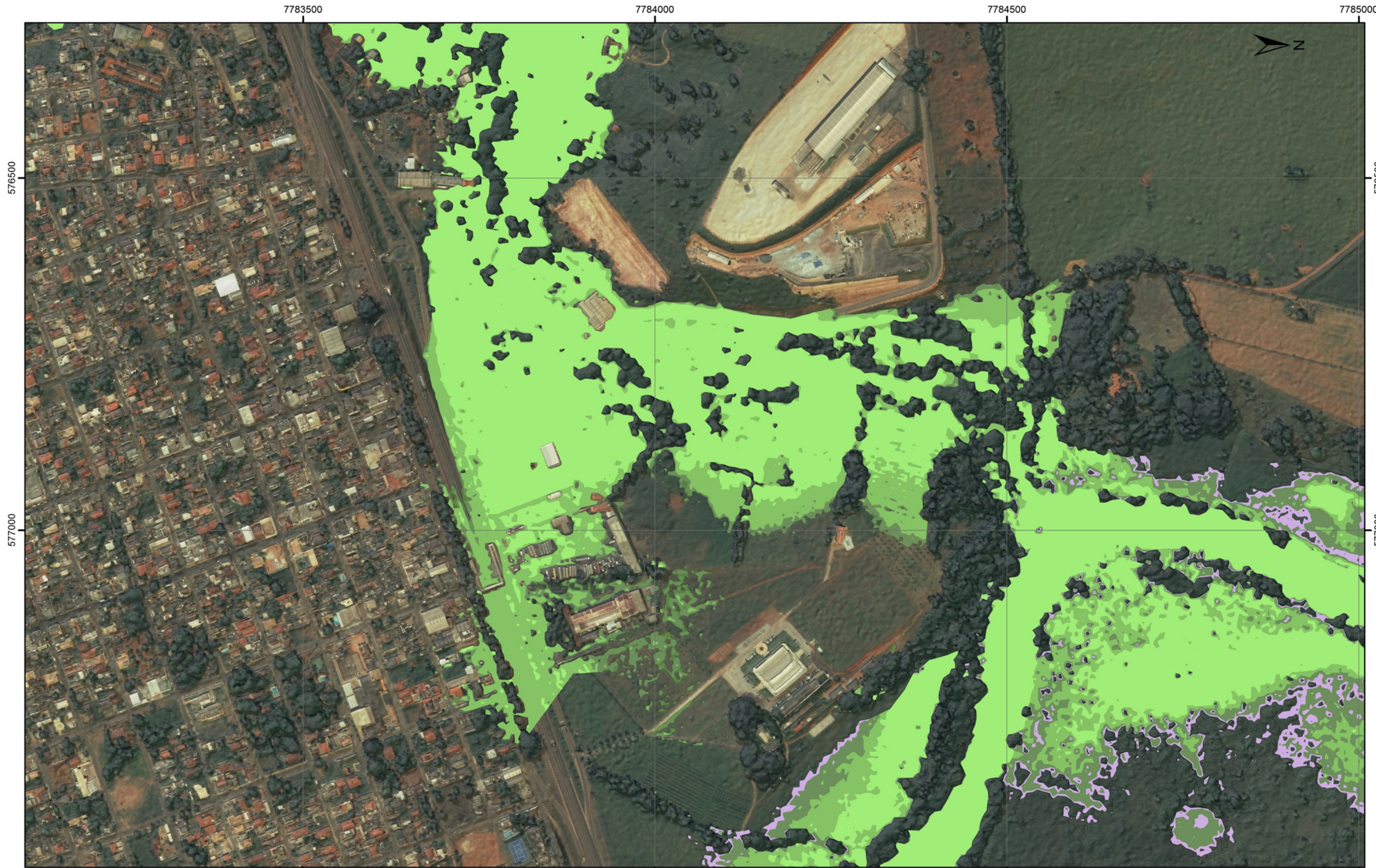
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

EVOLUÇÃO TEMPORAL DA MANCHA DE INUNDAÇÃO

FIGURA A-4.6

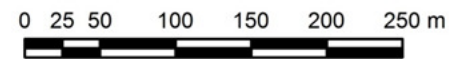
CENÁRIO 1b

FOLHA 05/08



Evolução da Inundação

-  Inundação Máxima
-  00h30min
-  00h35min
-  00h40min
-  00h45min








ESCALA ORIGINAL 1:5,000
 PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO
 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO
 CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E
 500km RESPECTIVAMENTE
 DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL
 DE
 MINAS GERAIS
 APÊNDICE A-4

ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO
 EVOLUÇÃO TEMPORAL DA MANCHA DE INUNDAÇÃO
 FIGURA A-4.7 CENÁRIO 1b - FOLHA 06/08



- Evolução da Inundação**
-  Inundação Máxima
 -  00h40min
 -  00h45min
 -  00h50min
 -  00h55min

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-4

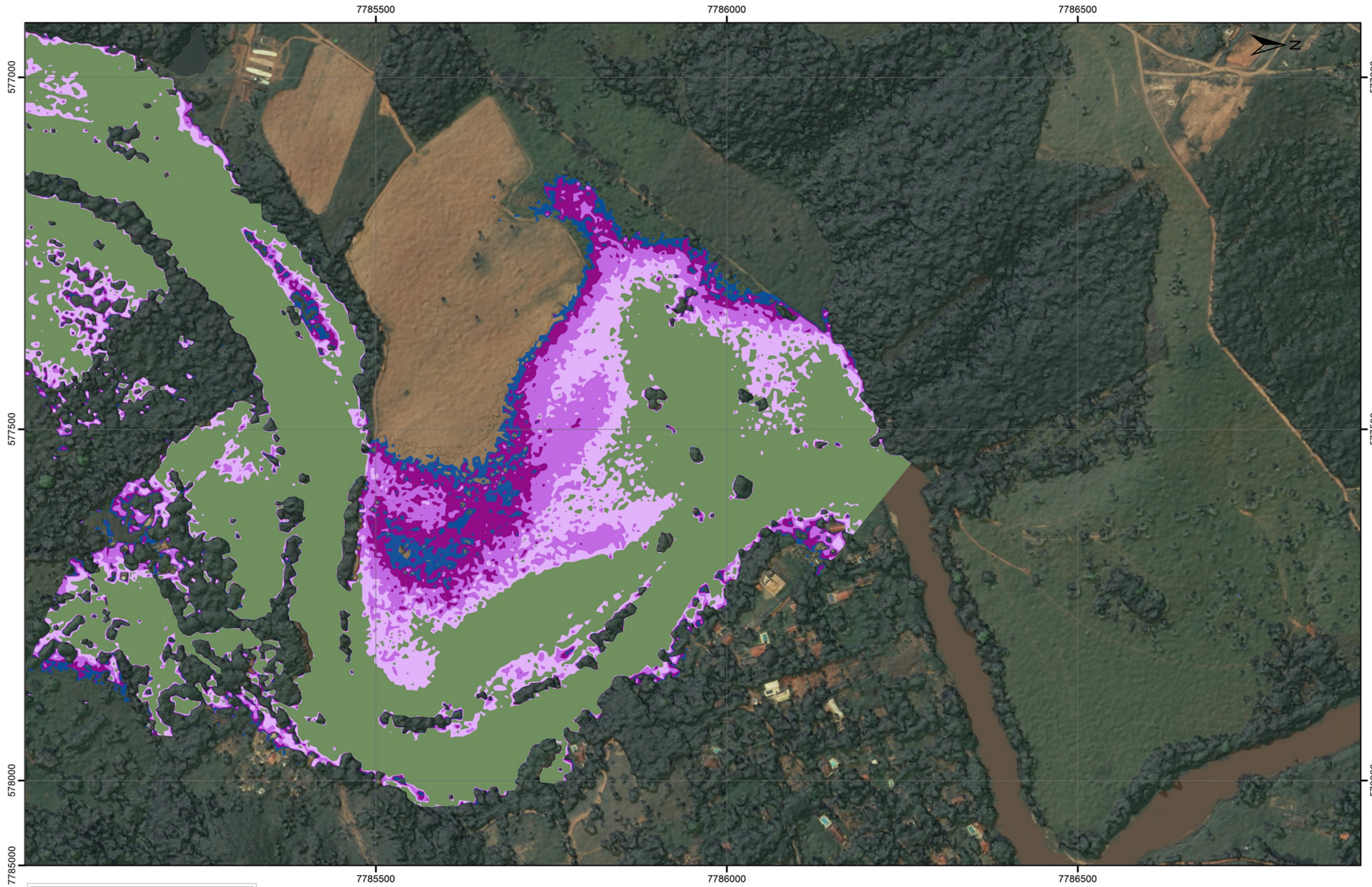
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

EVOLUÇÃO TEMPORAL DA MANCHA DE INUNDAÇÃO

FIGURA A-4.8

CENÁRIO 1b

FOLHA 07/08



Evolução da Inundação

Inundação Máxima	00h50min
00h40min	00h55min
00h45min	01h00min

0 25 50 100 150 200 250 m

ESCALA ORIGINAL 1:5,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-4

ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

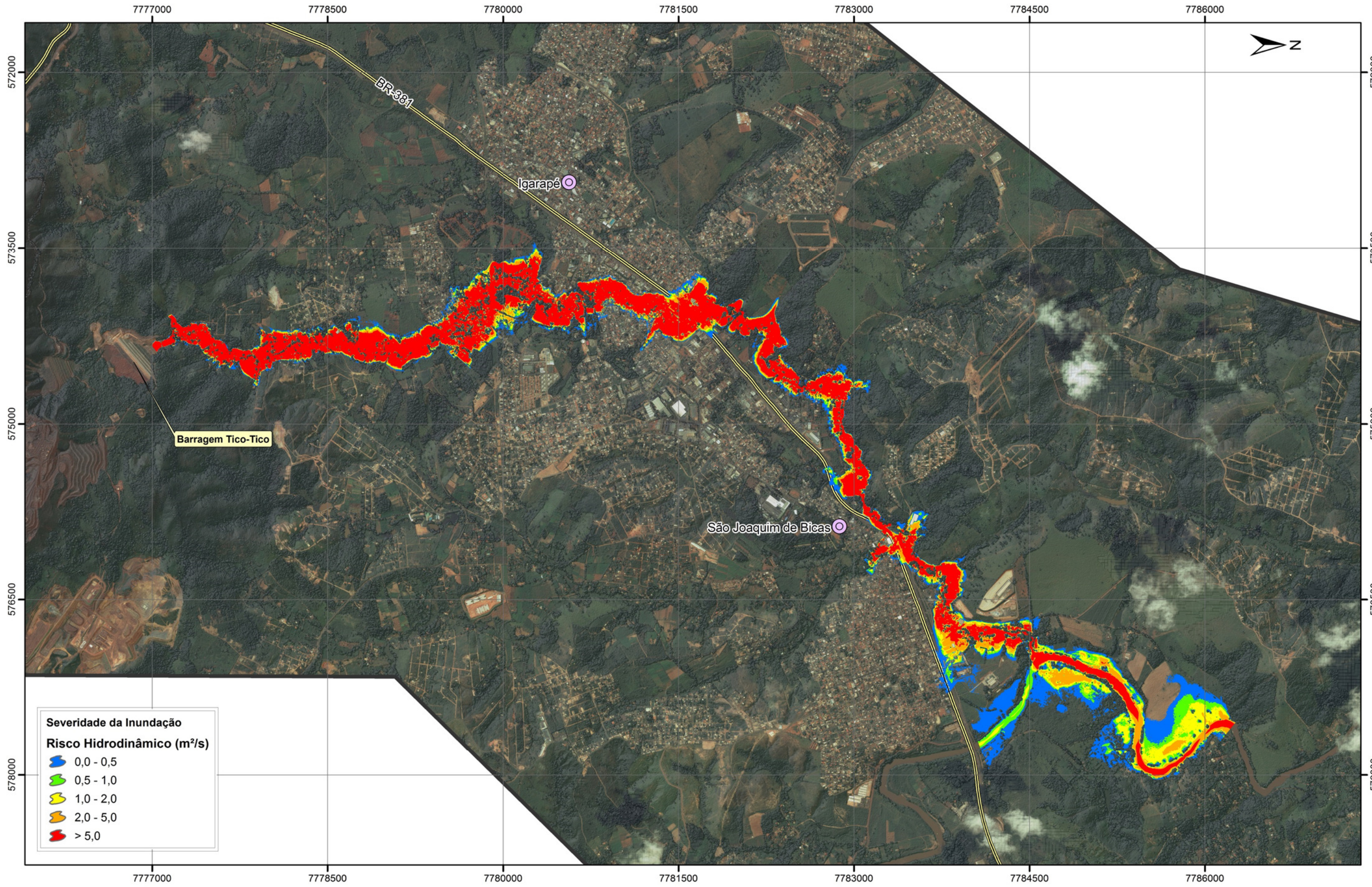
EVOLUÇÃO TEMPORAL DA MANCHA DE INUNDAÇÃO

FIGURA A-4.9

CENÁRIO 1b

FOLHA 08/08

APÊNDICE A-5: MAPEAMENTO DO RISCO HIDRODINÂMICO DOS CENÁRIOS 1B E 2B



Severidade da Inundação
Risco Hidrodinâmico (m²/s)

- 0,0 - 0,5
- 0,5 - 1,0
- 1,0 - 2,0
- 2,0 - 5,0
- > 5,0

LEGENDA

- Sede municipal
- Rodovia

0 150 300 600 900 1,200 1,500 m

ESCALA ORIGINAL 1:30,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-5

ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

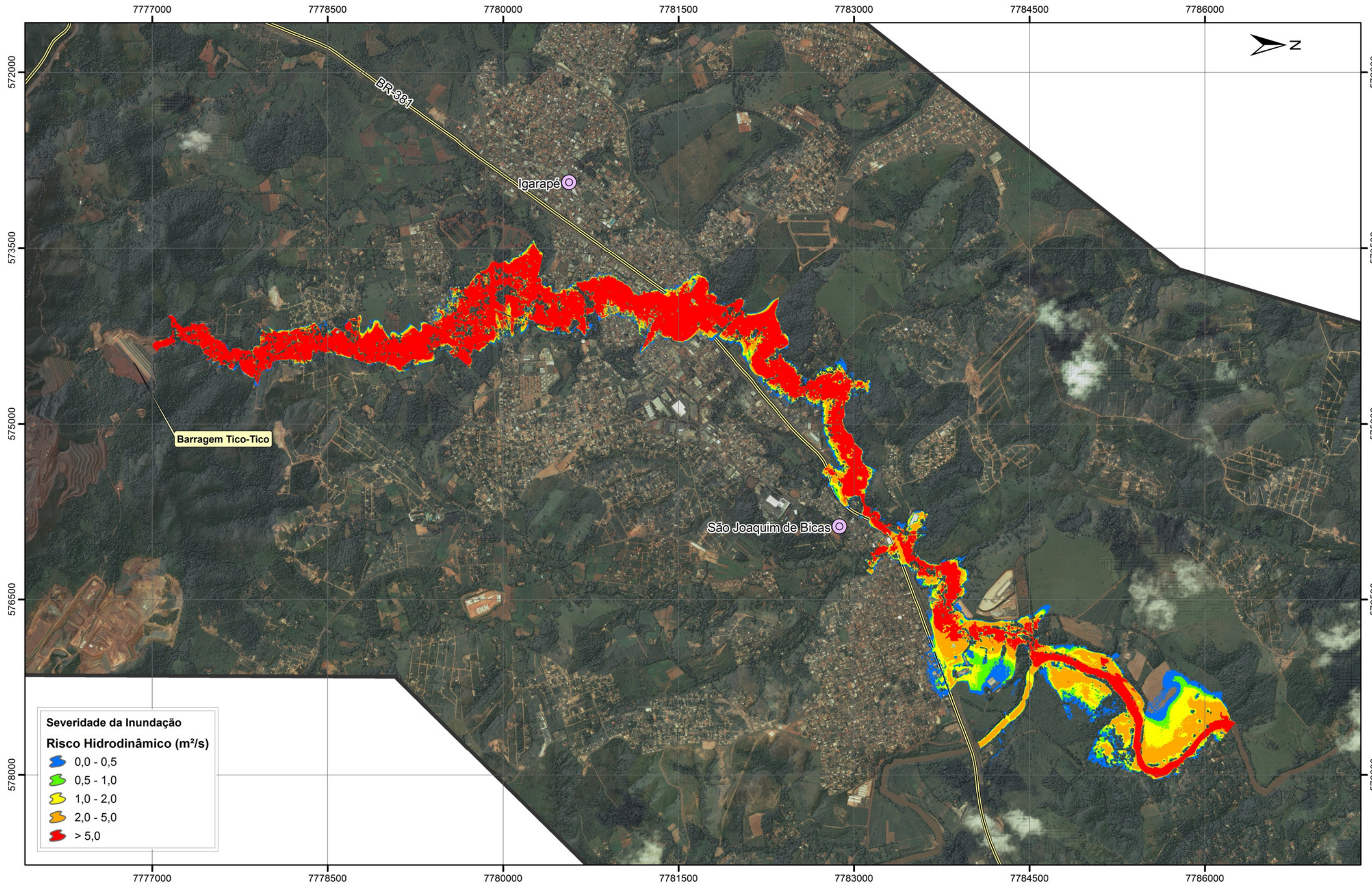
MAPEAMENTO DO RISCO HIDRODINÂMICO

FIGURA A-5.1

CENÁRIO 1b

-

GERAL



Severidade da Inundação
Risco Hidrodinâmico (m²/s)

- 0,0 - 0,5
- 0,5 - 1,0
- 1,0 - 2,0
- 2,0 - 5,0
- > 5,0

LEGENDA

- Sede municipal
- Rodovia

0 150300 600 900 1,200 1,500 m

ESCALA ORIGINAL 1:30,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-5

ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

MAPEAMENTO DO RISCO HIDRODINÂMICO

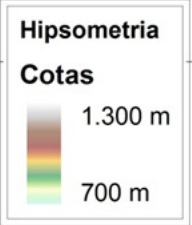
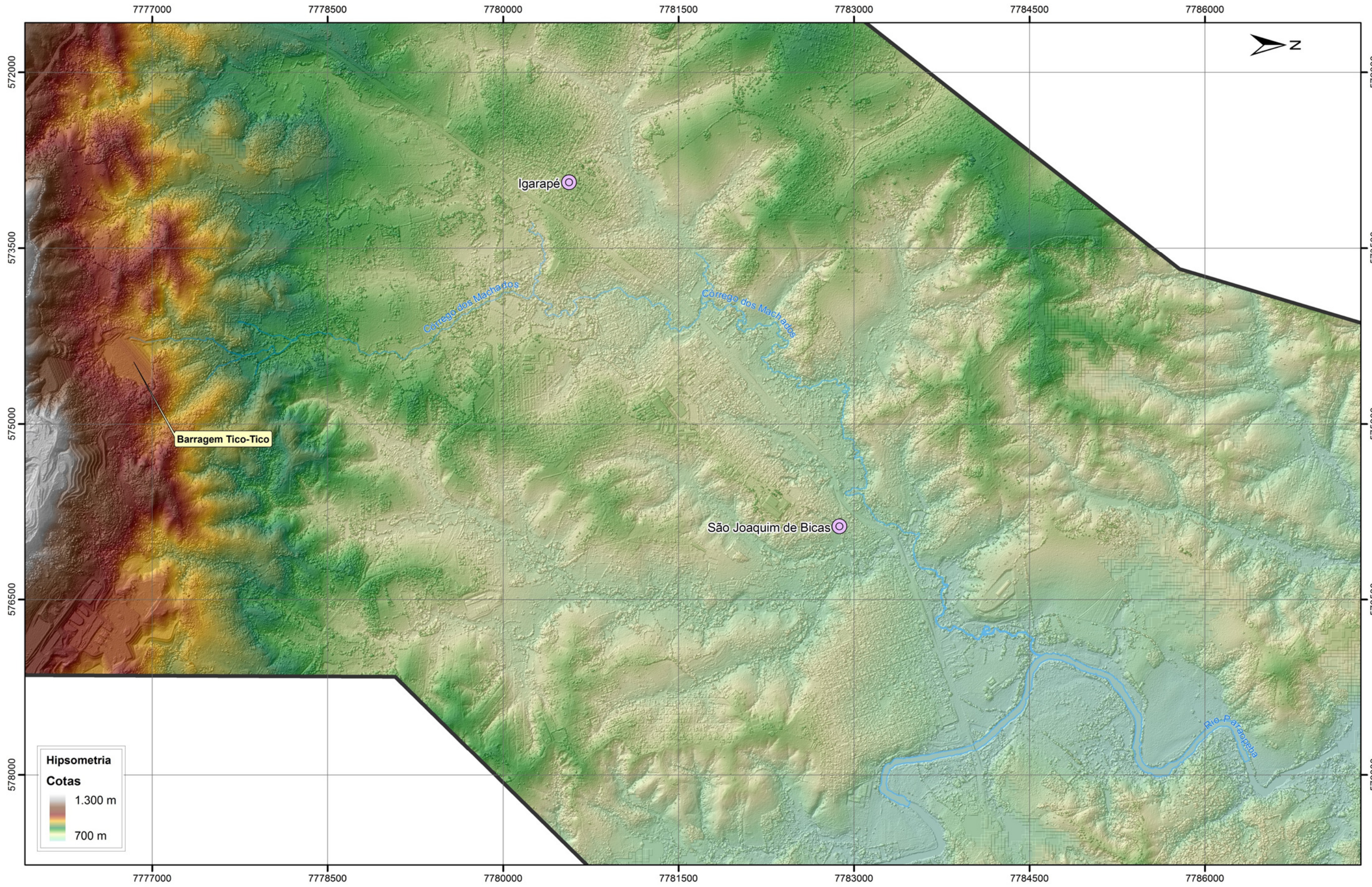
FIGURA A-5.2

CENÁRIO 2b

-

GERAL

APÊNDICE A-6: MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO



LEGENDA

- Sede municipal
- Hidrografia

0 150 300 600 900 1,200 1,500 m

ESCALA ORIGINAL 1:30,000

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR - FUSO 23 SUL ORIGEM DA QUILOMETRAGEM: EQUADOR E MERIDIANO CENTRAL 39°WGr., ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000km E 500km RESPECTIVAMENTE

DATUM HORIZONTAL: WGS-84

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

APÊNDICE A-6

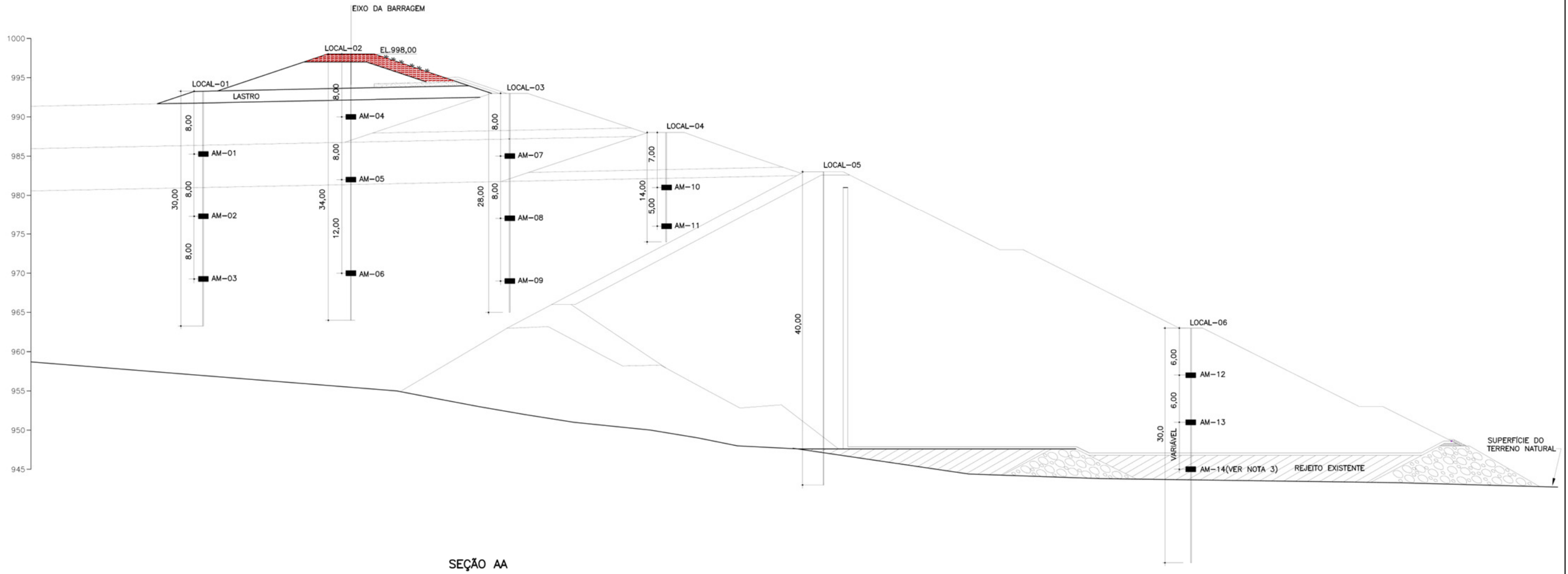
ESTUDO DE RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM TICO-TICO

MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO

FIGURA A-6.1

GERAL

ANEXO 1: RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS DOS REJEITOS DA BARRAGEM TICO-TICO (OU B1-AUXILIAR)



SEÇÃO AA



NOTAS:

- 1-TODAS AS DIMENSÕES E ELEVAÇÕES SÃO DADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- 2-PARA LOCAÇÃO DAS SEÇÕES VES DES. BSC-E-B1-DE-202.
- 3-A AMOSTRA AM-14 DEVERÁ SER COLETADA NO HORIZONTE DE REJEITO.

DESENHOS DE REFERÊNCIA:

BSC-E-B1-DE-202 - INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS - PLANTA

REV.	T.E.	DESCRIÇÃO	PROJ.	DES.	VER.	APR.	DATA
1	B	REVISÃO GERAL	TMM	TMM	PCP	PCP	11/12
0	B	EMISSÃO INICIAL	TMM	TMM	PCP	PCP	10/12

REVISÕES			
T.E.	TIPO DE EMISSÃO	(A) PRELIMINAR (B) PARA APROVAÇÃO (C) PARA CONHECIMENTO	(D) PARA COTAÇÃO (E) PARA CONSTRUÇÃO (F) CONFORME COMPRADO
		(G) CONFORME CONSTRUÍDO	(H) CANCELADO

PROJETO: ALTEAMENTO DA BARRAGEM B1 AUXILIAR

TÍTULO: MINA TICO-TICO
ALTEAMENTO DA BARRAGEM B1 AUXILIAR - EL.998,00
INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS
SEÇÃO

ESCALA: 1:250	Nº DAM: BSC-E-B1-DE-203-1	Nº CONTRATANTE:	REVISÃO: 1
---------------	---------------------------	-----------------	------------

PATTROL - PAVIMENTOS, TRAÇADOS E OBRAS LTDA

LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Solo - Ensaio de Palheta In Situ - NBR 10.905/89 - ASTM D 2573-01



DADOS DO LOCAL DE ENSAIO

Obra:	MMXMineracaoMetalicosMina Tico-Tico	Identificação:	Virgem/amolgada
Local:	Mina Tico-Tico	Coord.UTM [N]:	7.776.907,4008
Trecho:	Barragem B1 Auxiliar	Coord.UTM [E]:	574.516,0072
Data:	5/3/2013	Cota de boca [m]:	
No. Ensaio:	SM.01		

DADOS DO EQUIPAMENTO

Tipo:	Vane Tester	Rotação Lenta:	0,1 o/s
Acionamento:	Elétrico	Rotação Rápida:	1,0 o/s
Fabricante:	A.P.v.d.Berg	Torque Máximo:	100 Nm
No. Série:	41524	Palheta:	50 x 100 mm

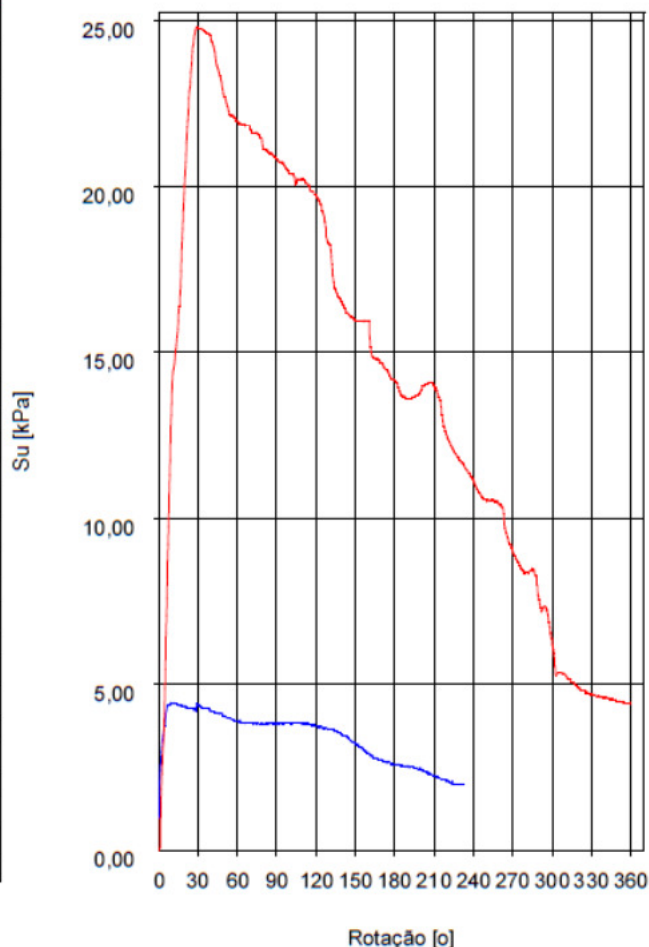
DADOS DO ENSAIO

Pré-Furo:	Sim	Responsável:	Almir Monteiro
Mét. Abertura:	SR	Sondador:	Sebastião Santos
Revestimento:	HW	Cota de Ensaio:	7.0 m

RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Resistência Não Drenada: 24.8 kPa Resist. Não Dren. Amolgada: 4.4 kPa
 Vane Shear Test

Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]	Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]
6.0	7.1	4.2	186.0	13.7	2.6
12.0	14.6	4.4	192.0	13.6	2.5
18.0	18.4	4.4	198.0	13.7	2.4
24.0	23.0	4.3	204.0	14.1	2.4
30.0	24.8	4.4	210.0	14.0	2.2
36.0	24.7	4.3	216.0	13.1	2.2
42.0	24.2	4.2	222.0	12.3	2.0
48.0	23.2	4.1	228.0	11.8	2.0
54.0	22.2	4.0	234.0	11.5	-
60.0	22.0	3.9	240.0	11.1	-
66.0	21.8	3.8	246.0	10.6	-
72.0	21.6	3.8	252.0	10.5	-
78.0	21.5	3.8	258.0	10.5	-
84.0	21.0	3.8	264.0	9.7	-
90.0	20.8	3.8	270.0	9.0	-
96.0	20.6	3.8	276.0	8.5	-
102.0	20.4	3.8	282.0	8.4	-
108.0	20.2	3.8	288.0	8.2	-
114.0	20.0	3.8	294.0	7.3	-
120.0	19.8	3.7	300.0	6.2	-
126.0	19.1	3.7	306.0	5.3	-
132.0	17.6	3.6	312.0	5.2	-
138.0	16.6	3.5	318.0	5.0	-
144.0	16.2	3.4	324.0	4.8	-
150.0	16.0	3.2	330.0	4.7	-
156.0	15.9	3.1	336.0	4.6	-
162.0	15.0	2.9	342.0	4.6	-
168.0	14.8	2.7	348.0	4.6	-
174.0	14.5	2.6	354.0	4.5	-
180.0	14.2	2.6	360.0	4.4	-



PATTROL - PAVIMENTOS, TRAÇADOS E OBRAS LTDA

LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Solo - Ensaio de Palheta In Situ - NBR 10.905/89 - ASTM D 2573-01



DADOS DO LOCAL DE ENSAIO

Obra:	MMXMineracaoMetalicosMina Tico-Tico	Identificação:	Virgem/amolgada
Local:	Mina Tico-Tico	Coord.UTM [N]:	7.776.907,4008
Trecho:	Barragem B1 Auxiliar	Coord.UTM [E]:	574.516,0072
Data:	5/3/2013	Cota de boca [m]:	
No. Ensaio:	SM.01		

DADOS DO EQUIPAMENTO

Tipo:	Vane Tester	Rotação Lenta:	0,1 o/s
Acionamento:	Elétrico	Rotação Rápida:	1,0 o/s
Fabricante:	A.P.v.d.Berg	Torque Máximo:	100 Nm
No. Série:	41524	Palheta:	50 x 100 mm

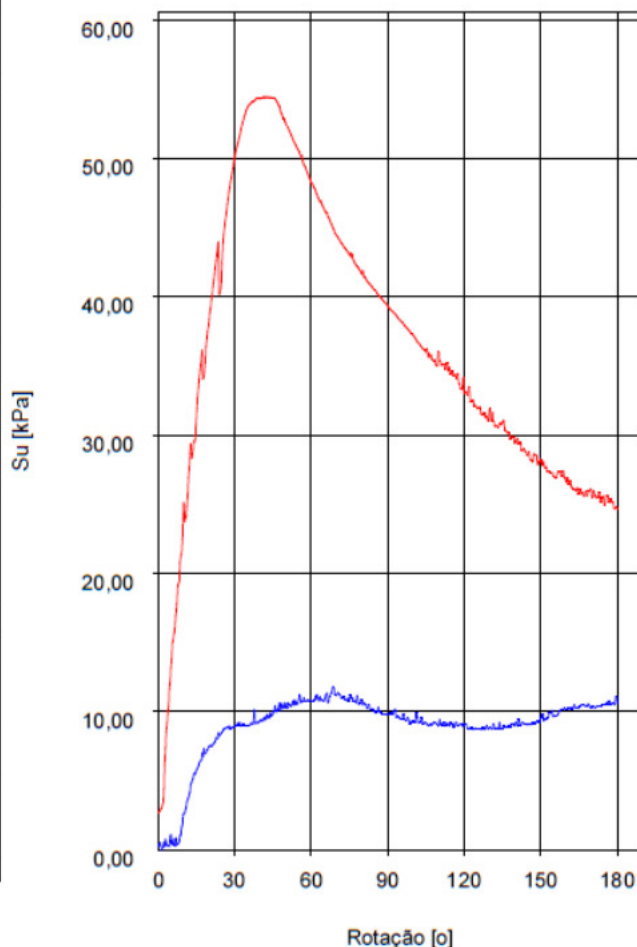
DADOS DO ENSAIO

Pré-Furo:	Sim	Responsável:	Almir Monteiro
Mét. Abertura:	SR	Sondador:	Sebastião Santos
Revestimento:	HW	Cota de Ensaio:	9.0 m

RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Resistência Não Drenada: 54.5 kPa Resist. Não Dren. Amolgada: 11.8 kPa
 Vane Shear Test

Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]	Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]
3.0	7.4	0.8	93.0	38.7	10.1
6.0	15.1	0.4	96.0	38.1	9.8
9.0	21.3	1.1	99.0	37.4	9.1
12.0	26.9	3.8	102.0	36.7	9.2
15.0	30.8	5.7	105.0	36.0	9.2
18.0	34.2	7.3	108.0	35.3	9.2
21.0	39.7	7.5	111.0	35.0	9.1
24.0	40.1	8.2	114.0	34.9	9.0
27.0	46.3	8.9	117.0	34.0	9.2
30.0	49.9	8.9	120.0	33.0	9.1
33.0	52.5	9.0	123.0	32.4	8.9
36.0	53.9	9.0	126.0	32.0	8.7
39.0	54.4	9.2	129.0	31.3	9.0
42.0	54.4	9.6	132.0	30.6	8.8
45.0	54.4	9.8	135.0	30.8	8.8
48.0	53.5	10.1	138.0	29.8	8.9
51.0	52.2	10.6	141.0	29.8	9.0
54.0	50.9	10.7	144.0	28.8	9.1
57.0	49.6	10.7	147.0	28.1	9.2
60.0	48.3	10.8	150.0	28.2	9.5
63.0	47.1	11.0	153.0	27.3	9.5
66.0	46.0	11.2	156.0	26.9	9.7
69.0	44.8	11.7	159.0	27.4	10.1
72.0	43.9	11.0	162.0	26.2	10.1
75.0	43.0	10.8	165.0	25.8	10.3
78.0	42.2	11.1	168.0	25.6	10.4
81.0	41.4	10.6	171.0	25.9	10.3
84.0	40.7	10.2	174.0	25.5	10.5
87.0	40.0	10.0	177.0	25.2	10.7
90.0	39.4	9.8	180.0	24.6	10.6



PATTROL - PAVIMENTOS, TRAÇADOS E OBRAS LTDA

LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Solo - Ensaio de Palheta In Situ - NBR 10.905/89 - ASTM D 2573-01



DADOS DO LOCAL DE ENSAIO

Obra:	MMX Mineracao MetalicMina Tico-Tico	Identificação:	Virgem/Amolgada
Local:	Mina Tico-Tico	Coord.UTM [N]:	7.776.923,0810
Trecho:	Barragem B1 Auxiliar	Coord.UTM [E]:	574.502,3664
Data:	02/03/2013	Cota de boca [m]:	
No. Ensaio:	SM.02		

DADOS DO EQUIPAMENTO

Tipo:	Vane Tester	Rotação Lenta:	0,1 o/s
Acionamento:	Elétrico	Rotação Rápida:	1,0 o/s
Fabricante:	A.P.v.d.Berg	Torque Máximo:	100 Nm
No. Série:	41524	Palheta:	50 x 100 mm

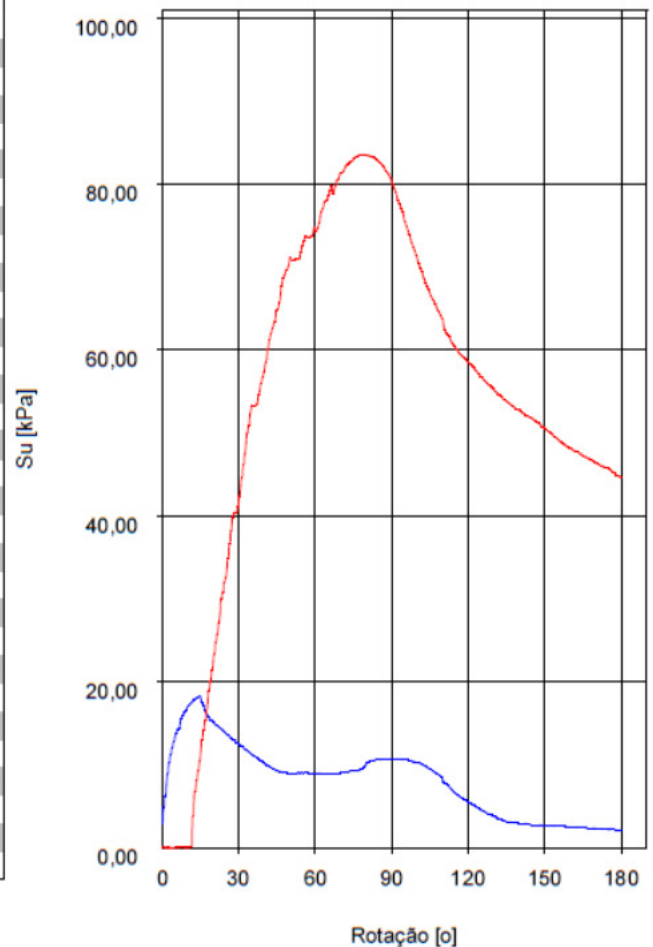
DADOS DO ENSAIO

Pré-Furo:	Sim	Responsável:	Almir Monteiro
Mét. Abertura:	SR	Sondador:	Sebastião Santos
Revestimento:	HW	Cota de Ensaio:	10.0 m

RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Resistência Não Drenada: 83.5 kPa Resist. Não Dren. Amolgada: 18.4 kPa
 Vane Shear Test

Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]	Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]
3.0	0.0	10.2	93.0	77.6	10.6
6.0	0.1	14.3	96.0	74.9	10.6
9.0	0.1	16.3	99.0	71.8	10.4
12.0	3.8	17.7	102.0	69.5	10.1
15.0	10.5	18.4	105.0	66.8	9.5
18.0	17.7	15.9	108.0	64.8	8.9
21.0	24.8	14.8	111.0	62.5	7.9
24.0	30.8	14.1	114.0	60.6	6.9
27.0	38.2	13.2	117.0	59.5	6.2
30.0	41.1	12.6	120.0	58.5	5.5
33.0	48.8	11.8	123.0	57.5	5.0
36.0	53.2	11.1	126.0	56.4	4.4
39.0	55.9	10.4	129.0	55.5	3.9
42.0	61.1	9.9	132.0	54.7	3.5
45.0	64.8	9.3	135.0	53.8	3.2
48.0	69.0	9.1	138.0	53.1	3.1
51.0	70.8	9.0	141.0	52.5	3.0
54.0	71.0	9.0	144.0	51.9	2.8
57.0	73.5	9.1	147.0	51.3	2.8
60.0	74.7	9.0	150.0	50.5	2.7
63.0	77.0	8.9	153.0	49.9	2.7
66.0	79.2	8.9	156.0	49.0	2.6
69.0	80.5	8.9	159.0	48.3	2.5
72.0	82.2	9.1	162.0	47.8	2.5
75.0	82.9	9.3	165.0	47.2	2.4
78.0	83.5	9.4	168.0	46.8	2.3
81.0	83.4	10.4	171.0	46.2	2.3
84.0	82.9	10.6	174.0	45.9	2.3
87.0	82.1	10.7	177.0	45.2	2.2
90.0	80.3	10.7	180.0	44.7	2.1



PATTROL - PAVIMENTOS, TRAÇADOS E OBRAS LTDA

LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Solo - Ensaio de Palheta In Situ - NBR 10.905/89 - ASTM D 2573-01



DADOS DO LOCAL DE ENSAIO

Obra:	MMX Mineracao MetalicMina Tico-Tico	Identificação:	Virgem/Amolgada
Local:	Mina Tico-Tico	Coord.UTM [N]:	7.776.923,0810
Trecho:	Barragem B1 Auxiliar	Coord.UTM [E]:	574.502,3664
Data:	02/03/2013	Cota de boca [m]:	
No. Ensaio:	SM.02		

DADOS DO EQUIPAMENTO

Tipo:	Vane Tester	Rotação Lenta:	0,1 o/s
Acionamento:	Elétrico	Rotação Rápida:	1,0 o/s
Fabricante:	A.P.v.d.Berg	Torque Máximo:	100 Nm
No. Série:	41524	Palheta:	50 x 100 mm

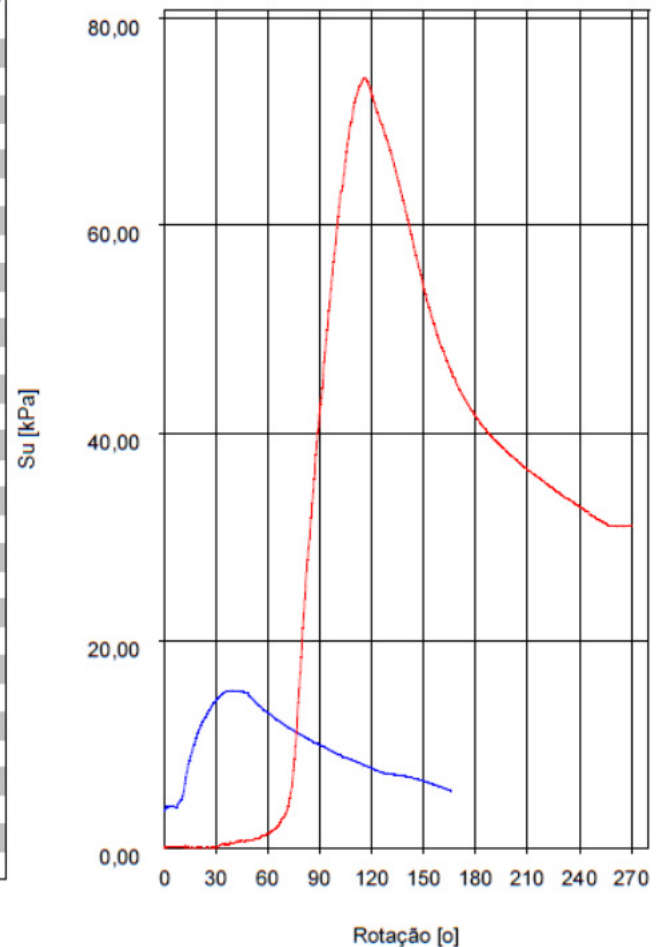
DADOS DO ENSAIO

Pré-Furo:	Sim	Responsável:	Almir Monteiro
Mét. Abertura:	SR	Sondador:	Sebastião Santos
Revestimento:	HW	Cota de Ensaio:	12.0 m

RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Resistência Não Drenada: 74.3 kPa Resist. Não Dren. Amolgada: 15.2 kPa
Vane Shear Test

Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]	Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]
4.5	0.0	4.0	139.5	61.3	6.9
9.0	0.0	4.4	144.0	58.3	6.7
13.5	0.0	7.3	148.5	55.2	6.5
18.0	0.0	10.2	153.0	52.1	6.2
22.5	0.0	12.1	157.5	49.7	6.0
27.0	0.0	13.4	162.0	47.5	5.8
31.5	0.1	14.5	166.5	45.8	-
36.0	0.3	15.1	171.0	44.1	-
40.5	0.5	15.1	175.5	42.8	-
45.0	0.7	15.1	180.0	41.6	-
49.5	0.8	14.6	184.5	40.6	-
54.0	0.9	13.9	189.0	39.6	-
58.5	1.2	13.2	193.5	38.9	-
63.0	1.7	12.7	198.0	38.2	-
67.5	2.5	12.1	202.5	37.5	-
72.0	4.0	11.6	207.0	36.8	-
76.5	11.1	11.2	211.5	36.3	-
81.0	22.5	10.7	216.0	35.7	-
85.5	33.2	10.3	220.5	35.1	-
90.0	41.8	9.9	225.0	34.6	-
94.5	49.9	9.6	229.5	34.0	-
99.0	58.1	9.1	234.0	33.6	-
103.5	63.7	8.8	238.5	33.0	-
108.0	70.0	8.5	243.0	32.6	-
112.5	73.2	8.2	247.5	31.9	-
117.0	74.1	7.9	252.0	31.6	-
121.5	71.9	7.6	256.5	31.2	-
126.0	69.7	7.3	261.0	31.0	-
130.5	67.3	7.1	265.5	31.0	-
135.0	64.6	7.0	270.0	31.1	-



PATTROL - PAVIMENTOS, TRAÇADOS E OBRAS LTDA

LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Solo - Ensaio de Palheta In Situ - NBR 10.905/89 - ASTM D 2573-01



DADOS DO LOCAL DE ENSAIO

Obra:	MMX Mineracao MetalicMina Tico-Tico	Identificação:	Virgem/amolgada
Local:	Mina Tico-Tico	Coord.UTM [N]:	7.776.939,1055
Trecho:	Barragem B1 Auxiliar	Coord.UTM [E]:	574.488,5065
Data:	26/02/2013	Cota de boca [m]:	
No. Ensaio:	SM.03		

DADOS DO EQUIPAMENTO

Tipo:	Vane Tester	Rotação Lenta:	0,1 o/s
Acionamento:	Elétrico	Rotação Rápida:	1,0 o/s
Fabricante:	A.P.v.d.Berg	Torque Máximo:	100 Nm
No. Série:	41524	Palheta:	50 x 100 mm

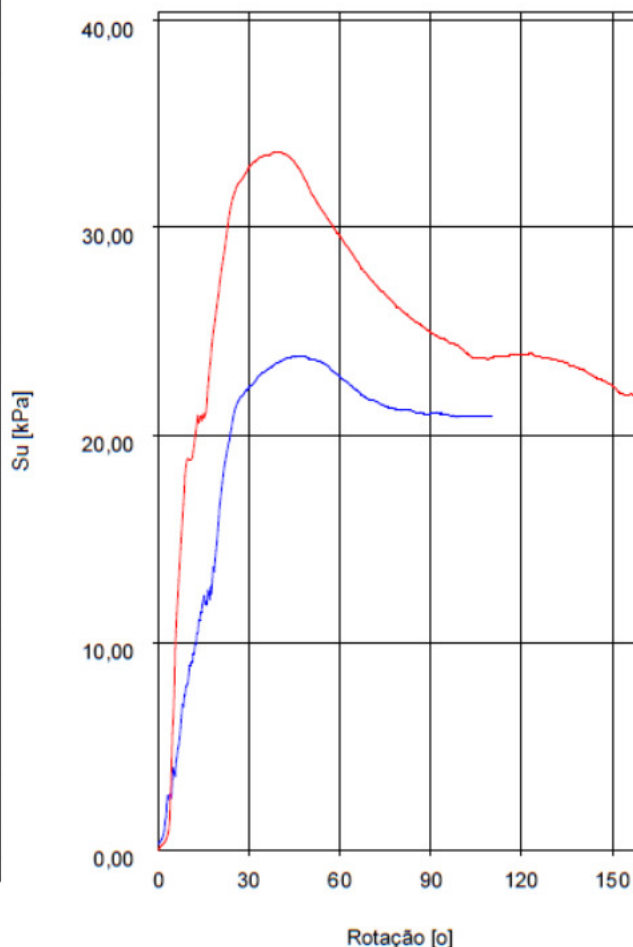
DADOS DO ENSAIO

Pré-Furo:	Sim	Responsável:	Almir Monteiro
Mét. Abertura:	SR	Sondador:	Sebastião Santos
Revestimento:	HW	Cota de Ensaio:	7.0 m

RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Resistência Não Drenada: 33.6 kPa Resist. Não Dren. Amolgada: 23.8 kPa
Vane Shear Test

Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]	Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]
3.0	0.6	2.2	93.0	24.7	21.1
6.0	10.5	4.2	96.0	24.4	20.9
9.0	18.0	7.4	99.0	24.3	20.9
12.0	19.5	9.5	102.0	24.0	20.9
15.0	21.0	12.0	105.0	23.7	20.9
18.0	24.5	13.0	108.0	23.7	20.9
21.0	27.9	17.3	111.0	23.8	-
24.0	30.9	20.1	114.0	23.8	-
27.0	32.2	21.7	117.0	23.9	-
30.0	32.9	22.3	120.0	23.9	-
33.0	33.3	22.8	123.0	23.9	-
36.0	33.5	23.1	126.0	23.8	-
39.0	33.6	23.4	129.0	23.7	-
42.0	33.5	23.7	132.0	23.6	-
45.0	33.2	23.8	135.0	23.4	-
48.0	32.5	23.8	138.0	23.3	-
51.0	31.5	23.6	141.0	23.1	-
54.0	30.8	23.5	144.0	22.8	-
57.0	30.2	23.2	147.0	22.6	-
60.0	29.6	22.8	150.0	22.4	-
63.0	29.0	22.5	153.0	22.0	-
66.0	28.3	22.1	156.0	22.0	-
69.0	27.7	21.7	159.0	21.8	-
72.0	27.2	21.6	162.0	21.6	-
75.0	26.8	21.4	165.0	21.3	-
78.0	26.3	21.3	-	-	-
81.0	25.9	21.2	-	-	-
84.0	25.6	21.1	-	-	-
87.0	25.2	21.0	-	-	-
90.0	24.9	21.0	-	-	-



PATTROL - PAVIMENTOS, TRAÇADOS E OBRAS LTDA

LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Solo - Ensaio de Palheta In Situ - NBR 10.905/89 - ASTM D 2573-01



DADOS DO LOCAL DE ENSAIO

Obra:	MMX Mineracao MetalicMina Tico-Tico	Identificação:	Virgem/amolgada
Local:	Mina Tico-Tico	Coord.UTM [N]:	7.776.939,1055
Trecho:	Barragem B1 Auxiliar	Coord.UTM [E]:	574.488,5065
Data:	27/02/2013	Cota de boca [m]:	
No. Ensaio:	SM.03		

DADOS DO EQUIPAMENTO

Tipo:	Vane Tester	Rotação Lenta:	0,1 o/s
Acionamento:	Elétrico	Rotação Rápida:	1,0 o/s
Fabricante:	A.P.v.d.Berg	Torque Máximo:	100 Nm
No. Série:	41524	Palheta:	50 x 100 mm

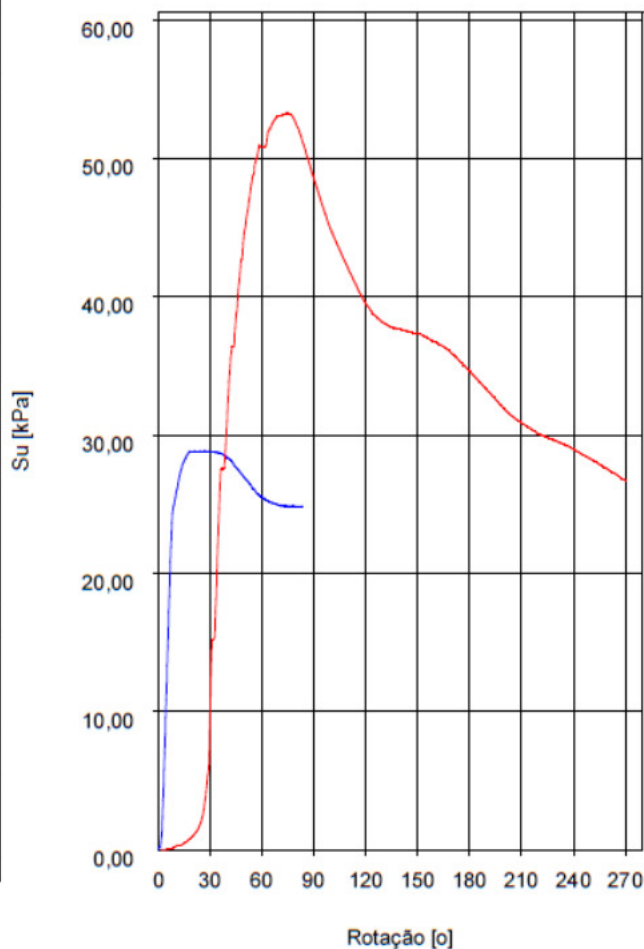
DADOS DO ENSAIO

Pré-Furo:	Sim	Responsável:	Almir Monteiro
Mét. Abertura:	SR	Sondador:	Sebastião Santos
Revestimento:	HW	Cota de Ensaio:	11.0 m

RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Resistência Não Drenada: 53.3 kPa Resist. Não Dren. Amolgada: 28.8 kPa
 Vane Shear Test

Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]	Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]
4.5	0.0	9.6	139.5	37.6	-
9.0	0.2	24.8	144.0	37.5	-
13.5	0.4	27.5	148.5	37.4	-
18.0	0.8	28.7	153.0	37.2	-
22.5	1.4	28.8	157.5	36.9	-
27.0	3.3	28.8	162.0	36.6	-
31.5	15.2	28.7	166.5	36.2	-
36.0	26.5	28.7	171.0	35.8	-
40.5	32.5	28.3	175.5	35.2	-
45.0	38.3	27.7	180.0	34.6	-
49.5	44.2	27.0	184.5	34.0	-
54.0	48.1	26.3	189.0	33.4	-
58.5	51.0	25.6	193.5	32.8	-
63.0	51.3	25.2	198.0	32.2	-
67.5	52.8	25.0	202.5	31.6	-
72.0	53.1	24.8	207.0	31.1	-
76.5	53.3	24.8	211.5	30.7	-
81.0	52.2	24.8	216.0	30.4	-
85.5	50.4	-	220.5	30.0	-
90.0	48.6	-	225.0	29.8	-
94.5	46.8	-	229.5	29.5	-
99.0	45.1	-	234.0	29.3	-
103.5	43.8	-	238.5	29.1	-
108.0	42.5	-	243.0	28.7	-
112.5	41.3	-	247.5	28.4	-
117.0	40.1	-	252.0	28.1	-
121.5	39.2	-	256.5	27.7	-
126.0	38.5	-	261.0	27.4	-
130.5	38.1	-	265.5	27.1	-
135.0	37.8	-	270.0	26.7	-





PATTROL - PAVIMENTOS, TRAÇADOS E OBRAS LTDA

LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Solo - Ensaio de Palheta In Situ - NBR 10.905/89 - ASTM D 2573-01

DADOS DO LOCAL DE ENSAIO

Obra:	MMX Mineracao MetalicMina Tico-Tico	Identificação:	Virgem/Amolgada
Local:	Mina Tico-Tico	Coord.UTM [N]:	7.776.939,1055
Trecho:	Barragem B1 Auxiliar	Coord.UTM [E]:	574.488,5065
Data:	28/02/2013	Cota de boca [m]:	
No. Ensaio:	SM.03		

DADOS DO EQUIPAMENTO

Tipo:	Vane Tester	Rotação Lenta:	0,1 o/s
Acionamento:	Elétrico	Rotação Rápida:	1,0 o/s
Fabricante:	A.P.v.d.Berg	Torque Máximo:	100 Nm
No. Série:	41524	Palheta:	50 x 100 mm

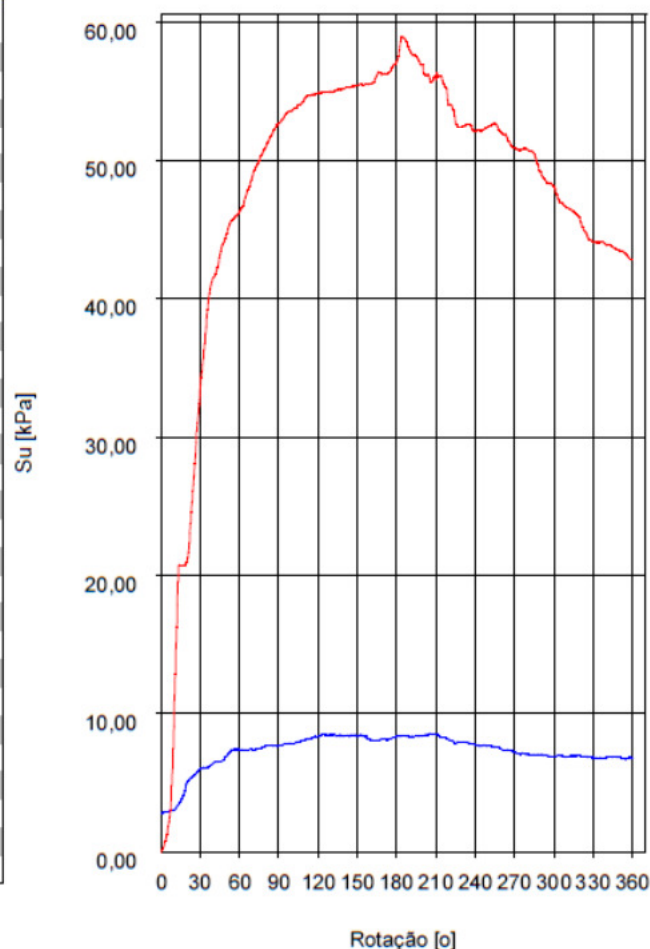
DADOS DO ENSAIO

Pré-Furo:	Sim	Responsável:	Almir Monteiro
Mét. Abertura:	SR	Sondador:	Sebastião Santos
Revestimento:	HW	Cota de Ensaio:	13.0 m

RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Resistência Não Drenada: 59.0 kPa Resist. Não Dren. Amolgada: 8.6 kPa
 Vane Shear Test

Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]	Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]
6.0	2.1	2.9	186.0	58.9	8.4
12.0	16.2	3.2	192.0	57.7	8.4
18.0	20.7	4.2	198.0	57.0	8.4
24.0	25.3	5.4	204.0	56.3	8.5
30.0	33.7	6.0	210.0	55.9	8.5
36.0	39.6	6.1	216.0	55.5	8.2
42.0	41.8	6.5	222.0	54.0	8.0
48.0	44.0	6.6	228.0	52.5	7.9
54.0	45.6	7.4	234.0	52.6	7.9
60.0	46.3	7.4	240.0	52.1	7.7
66.0	47.7	7.4	246.0	52.2	7.7
72.0	49.3	7.4	252.0	52.6	7.7
78.0	50.6	7.6	258.0	52.2	7.5
84.0	51.7	7.7	264.0	51.6	7.4
90.0	52.7	7.7	270.0	50.9	7.2
96.0	53.4	7.8	276.0	50.8	7.1
102.0	53.8	7.8	282.0	50.6	7.0
108.0	54.2	8.1	288.0	49.6	7.0
114.0	54.7	8.2	294.0	48.5	6.9
120.0	54.9	8.4	300.0	48.1	6.9
126.0	55.0	8.5	306.0	46.9	6.9
132.0	55.0	8.5	312.0	46.5	6.9
138.0	55.2	8.4	318.0	46.0	6.9
144.0	55.4	8.4	324.0	44.8	6.9
150.0	55.5	8.4	330.0	44.1	6.8
156.0	55.6	8.3	336.0	44.1	6.8
162.0	55.6	8.1	342.0	43.9	6.8
168.0	56.3	8.2	348.0	43.5	6.8
174.0	56.4	8.2	354.0	43.3	6.7
180.0	57.1	8.4	360.0	42.8	6.8



PATTROL - PAVIMENTOS, TRAÇADOS E OBRAS LTDA

LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Solo - Ensaio de Palheta In Situ - NBR 10.905/89 - ASTM D 2573-01



DADOS DO LOCAL DE ENSAIO

Obra:	MMX Mineracao MetalicMina Tico-Tico	Identificação:	Virgem/Amolgada
Local:	Mina Tico-Tico	Coord.UTM [N]:	7.776.939,1055
Trecho:	Barragem B1 Auxiliar	Coord.UTM [E]:	574.488,5065
Data:	28/02/2013	Cota de boca [m]:	
No. Ensaio:	SM.03		

DADOS DO EQUIPAMENTO

Tipo:	Vane Tester	Rotação Lenta:	0,1 o/s
Acionamento:	Elétrico	Rotação Rápida:	1,0 o/s
Fabricante:	A.P.v.d.Berg	Torque Máximo:	100 Nm
No. Série:	41524	Palheta:	50 x 100 mm

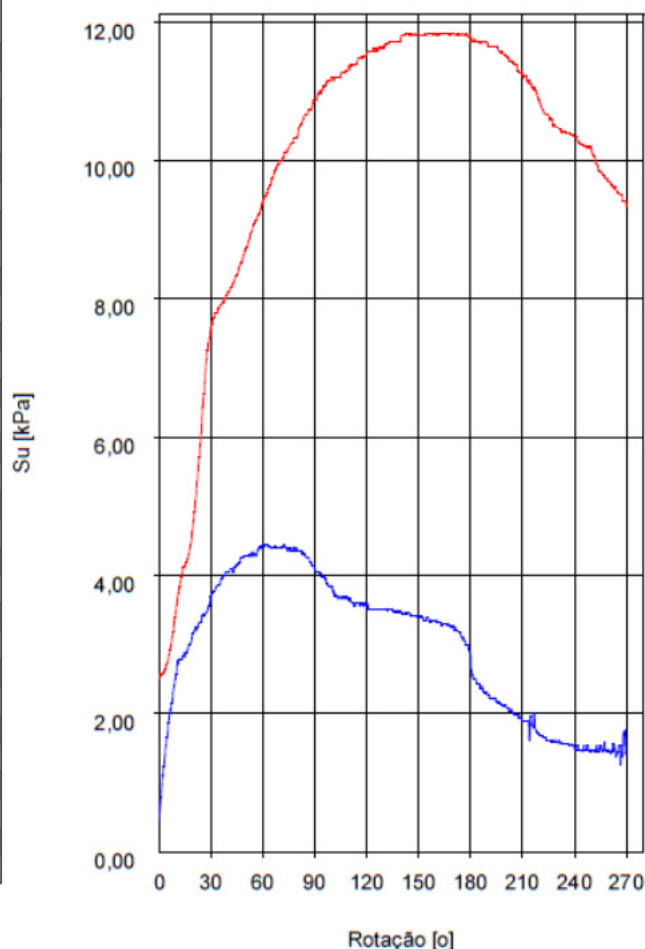
DADOS DO ENSAIO

Pré-Furo:	Sim	Responsável:	Almir Monteiro
Mét. Abertura:	SR	Sondador:	Sebastião Santos
Revestimento:	HW	Cota de Ensaio:	15.0 m

RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Resistência Não Drenada: 11.8 kPa Resist. Não Dren. Amolgada: 4.4 kPa
Vane Shear Test

Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]	Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]
4.5	2.7	1.6	139.5	11.7	3.5
9.0	3.4	2.4	144.0	11.8	3.5
13.5	4.0	2.8	148.5	11.8	3.4
18.0	4.4	3.0	153.0	11.8	3.3
22.5	5.5	3.2	157.5	11.8	3.3
27.0	7.0	3.4	162.0	11.8	3.3
31.5	7.7	3.8	166.5	11.8	3.3
36.0	7.9	3.9	171.0	11.8	3.2
40.5	8.1	4.1	175.5	11.8	3.1
45.0	8.3	4.2	180.0	11.7	2.8
49.5	8.7	4.3	184.5	11.7	2.4
54.0	9.0	4.3	189.0	11.7	2.3
58.5	9.2	4.4	193.5	11.6	2.2
63.0	9.6	4.4	198.0	11.6	2.1
67.5	9.9	4.4	202.5	11.4	2.0
72.0	10.0	4.4	207.0	11.3	2.0
76.5	10.2	4.4	211.5	11.2	1.9
81.0	10.5	4.4	216.0	11.0	1.8
85.5	10.7	4.2	220.5	10.8	1.7
90.0	10.9	4.1	225.0	10.7	1.6
94.5	11.0	4.0	229.5	10.5	1.6
99.0	11.2	3.8	234.0	10.4	1.6
103.5	11.2	3.7	238.5	10.4	1.6
108.0	11.3	3.7	243.0	10.2	1.5
112.5	11.4	3.6	247.5	10.2	1.5
117.0	11.5	3.6	252.0	10.0	1.5
121.5	11.6	3.5	256.5	9.8	1.5
126.0	11.6	3.5	261.0	9.7	1.4
130.5	11.7	3.5	265.5	9.5	1.5
135.0	11.7	3.5	270.0	9.3	1.4



PATTROL - PAVIMENTOS, TRAÇADOS E OBRAS LTDA

LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Solo - Ensaio de Palheta In Situ - NBR 10.905/89 - ASTM D 2573-01



DADOS DO LOCAL DE ENSAIO

Obra:	MMX Mineracao MetalicMina Tico-Tico	Identificação:	8.0 m
Local:	Mina Tico-Tico	Coord.UTM [N]:	7.776.954,1803
Trecho:	Barragem B1 Auxiliar	Coord.UTM [E]:	574.475,4913
Data:	21/02/2013	Cota de boca [m]:	Não informa
No. Ensaio:	SM-04	Sonda rotativa	

DADOS DO EQUIPAMENTO

Tipo:	Vane Tester	Rotação Lenta:	0,1 o/s
Acionamento:	Elétrico	Rotação Rápida:	1,0 o/s
Fabricante:	A.P.v.d.Berg	Torque Máximo:	100 Nm
No. Série:	41524	Palheta:	50 x 100 mm

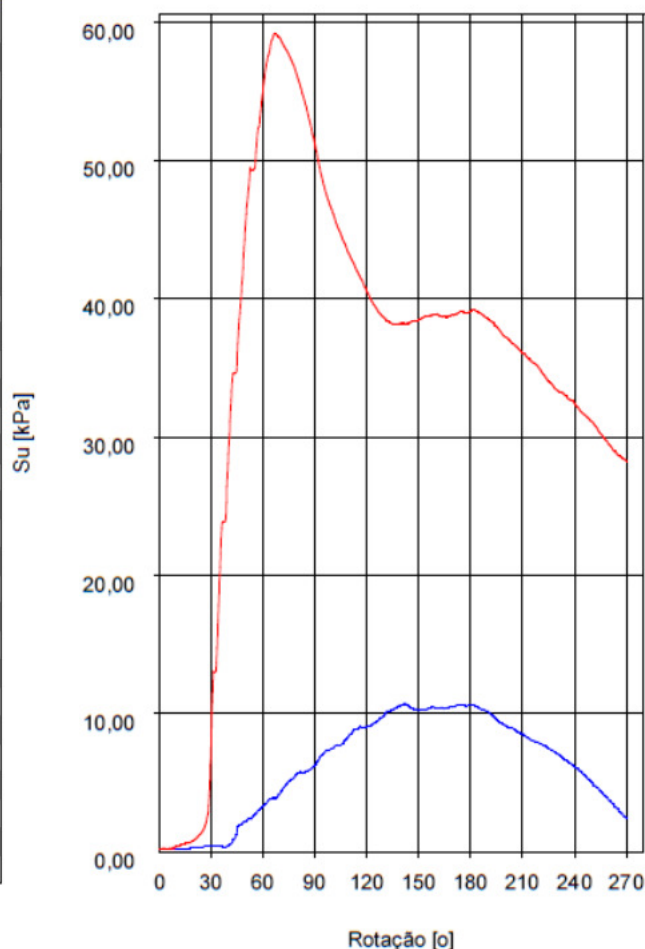
DADOS DO ENSAIO

Pré-Furo:	Sim	Responsável:	Almir Monteiro
Mét. Abertura:	Sonda rotativa	Sondador:	Sebastião Santos
Revestimento:	4.0 metros	Cota de Ensaio:	8.0 metros

RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Resistência Não Drenada: 59.2 kPa Resist. Não Dren. Amolgada: 10.8 kPa
Vane Shear Test

Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]	Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]
4.5	0.2	0.2	139.5	38.2	10.6
9.0	0.3	0.2	144.0	38.2	10.6
13.5	0.5	0.2	148.5	38.4	10.3
18.0	0.7	0.3	153.0	38.6	10.3
22.5	1.1	0.3	157.5	38.7	10.4
27.0	2.0	0.4	162.0	38.7	10.4
31.5	13.0	0.4	166.5	38.6	10.4
36.0	22.7	0.4	171.0	38.8	10.5
40.5	29.5	0.4	175.5	39.0	10.6
45.0	34.8	1.2	180.0	39.1	10.6
49.5	44.2	2.2	184.5	39.0	10.4
54.0	49.3	2.5	189.0	38.6	10.2
58.5	53.2	3.1	193.5	38.2	9.8
63.0	57.6	3.7	198.0	37.5	9.3
67.5	59.2	3.9	202.5	37.0	9.0
72.0	58.4	4.7	207.0	36.5	8.7
76.5	57.3	5.2	211.5	36.0	8.4
81.0	55.7	5.7	216.0	35.4	8.0
85.5	53.7	5.9	220.5	34.8	7.8
90.0	51.2	6.2	225.0	34.0	7.5
94.5	48.6	7.0	229.5	33.4	7.1
99.0	46.7	7.4	234.0	33.1	6.7
103.5	45.1	7.8	238.5	32.6	6.3
108.0	43.8	8.1	243.0	31.9	5.8
112.5	42.5	8.8	247.5	31.4	5.3
117.0	41.4	9.0	252.0	30.8	4.8
121.5	40.2	9.1	256.5	30.0	4.2
126.0	39.2	9.4	261.0	29.3	3.6
130.5	38.6	10.0	265.5	28.6	3.0
135.0	38.2	10.3	270.0	28.2	2.4



PATTROL - PAVIMENTOS, TRAÇADOS E OBRAS LTDA

LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Solo - Ensaio de Palheta In Situ - NBR 10.905/89 - ASTM D 2573-01



DADOS DO LOCAL DE ENSAIO

Obra:	MMXMineracaoMetalicosMina Tico-Tico	Identificação:	Virgem/amolgada
Local:	Mina Tico-Tico	Coord.UTM [N]:	7.776.954,1803
Trecho:	Barragem B1 Auxiliar	Coord.UTM [E]:	574.475,4913
Data:	22/2/2013	Cota de boca [m]:	
No. Ensaio:	SM.04		

DADOS DO EQUIPAMENTO

Tipo:	Vane Tester	Rotação Lenta:	0,1 o/s
Acionamento:	Elétrico	Rotação Rápida:	1,0 o/s
Fabricante:	A.P.v.d.Berg	Torque Máximo:	100 Nm
No. Série:	41524	Palheta:	50 x 100 mm

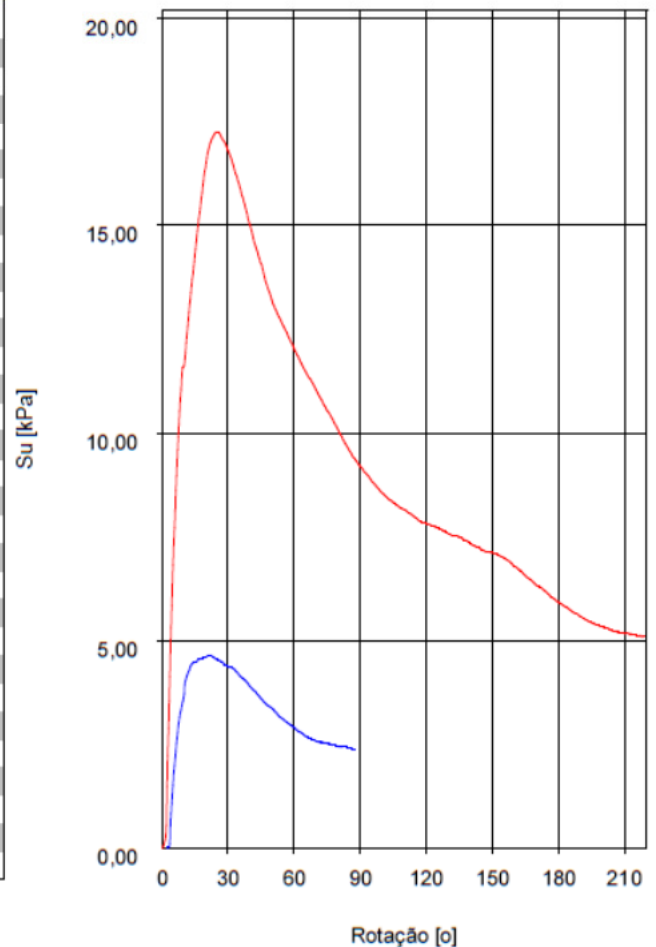
DADOS DO ENSAIO

Pré-Furo:	Sim	Responsável:	Almir Monteiro
Mét. Abertura:	SR	Sondador:	Sebastião Santos
Revestimento:	HW	Cota de Ensaio:	10.0 m

RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Resistência Não Drenada: 17.2 kPa Resist. Não Dren. Amolgada: 4.6 kPa
 Vane Shear Test

Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]	Rotação [o]	NATURAL Su [kPa]	AMOLGADA Sur [kPa]
4.5	5.8	1.1	139.5	7.4	-
9.0	11.3	3.4	144.0	7.2	-
13.5	13.5	4.4	148.5	7.1	-
18.0	15.7	4.6	153.0	7.1	-
22.5	17.1	4.6	157.5	6.9	-
27.0	17.1	4.5	162.0	6.7	-
31.5	16.6	4.3	166.5	6.5	-
36.0	15.8	4.1	171.0	6.3	-
40.5	14.9	3.9	175.5	6.1	-
45.0	14.1	3.6	180.0	5.9	-
49.5	13.3	3.4	184.5	5.8	-
54.0	12.7	3.1	189.0	5.6	-
58.5	12.2	3.0	193.5	5.5	-
63.0	11.7	2.8	198.0	5.4	-
67.5	11.3	2.6	202.5	5.3	-
72.0	10.8	2.5	207.0	5.2	-
76.5	10.4	2.5	211.5	5.2	-
81.0	10.0	2.4	216.0	5.1	-
85.5	9.5	2.4	-	-	-
90.0	9.2	-	-	-	-
94.5	8.9	-	-	-	-
99.0	8.6	-	-	-	-
103.5	8.4	-	-	-	-
108.0	8.2	-	-	-	-
112.5	8.1	-	-	-	-
117.0	7.9	-	-	-	-
121.5	7.8	-	-	-	-
126.0	7.7	-	-	-	-
130.5	7.6	-	-	-	-
135.0	7.5	-	-	-	-



Project:

Location:

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G _o (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (KN/m ³)
7.00 9.00	2.00	3.18E-06 (±1.75E-06)	9.7 (±3.4)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	10.7 (±17.7)	11.0 (±18.2)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	18.2 (±1.5)
9.00 31.35	22.35	3.49E-06 (±1.13E-05)	9.7 (±5.7)	66.2 (±27.9)	31.2 (±9.8)	34.1 (±2.3)	59.2 (±30.6)	88.5 (±41.7)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	17.9 (±1.1)

Depth values presented in this table are measured from free ground surface

Project:
Location:

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G _o (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (KN/m ³)
7.00 16.70	9.70	1.00E-06 (±5.8+E-06)	6.6 (±3.2)	29.6 (±18.6)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	21.9 (±19.4)	60.2 (±33.6)	106.9 (±72.8)	0.8 (±0.5)	4.6 (±3.4)	17.5 (±1.3)
16.70 22.85	6.15	1.29E-07 (±1.42E-07)	15.7 (±4.1)	150.3 (±23.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	100.5 (±33.4)	186.2 (±31.8)	460.7 (±161.9)	2.6 (±0.9)	17.7 (±8.6)	20.3 (±0.4)

Depth values presented in this table are measured from free ground surface



PATTROL

Relatório

Ensaios de Laboratório

CLIENTE:

MMX

OBRA:

Projeto Executivo



RELATÓRIO DE ENSAIOS

CLIENTE: MMX	Revisão N°
LOCAL: Mina Tico Tico – Barragem B1 Auxiliar	00
PROJETO: BSC E B1 RE 022 – 2	DATA DA EMISSÃO: 08/04/2013
Página 1 de 5	
Ensaio Realizados: Triaxial CIU; Massa Especifica Aparente; Limite de Atteberg; Granulometria Peneiramento e Sedimentação.	

1. Metodologia Aplicada

- ✓ Triaxial CIU – Adensado e não drenado – ASTM D4757;
- ✓ Limites de Atteberg (LL e LP) – NBR 6459/84 e NBR 7180/84;
- ✓ Massa Especifica real dos grãos – NBR 6508/84;
- ✓ Granulometria por peneiramento e sedimentação – NBR 7181/84;
- ✓ Permeabilidade Carga Constante – NBR 13292;
- ✓ Adensamento Unidimensional – ASTM D2435 – 04.

2. Considerações

As amostras oriundas de amostradores tipo Shelby, retiradas dos furos 01, 02, 03, 04 e 06 da Mina Tico Tico – Barragem B1 Aux. Teve como finalidade sua caracterização e parâmetros de resistência. As amostras foram encaminhadas ao laboratório, onde foram caracterizadas e submetidas a ensaios de resistência (Triaxial CIU).

Dividido em duas etapas, as amostras primeiro foram caracterizadas e de acordo com perfis de sondagem foram selecionadas quatro amostras para ensaios de Triaxial CIU, executados na segunda etapa.

Abaixo tabela com identificação das amostras:

Local	Coordenadas	Registro	Profundidade	Furo	Amostra
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.907,4008 E: 574.516,0072	6515	7,00 a 8,00	AI - 1	01
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.907,4008 E: 574.516,0072	6516	9,00 a 10,00	AI - 1	02
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.923,0810 E: 574.502,3664	6517	10,50 a 11,00	AI - 2	01
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.939,1055 E: 574.488,5065	6518	10,00 a 11,00	AI - 3	01
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.939,1055 E: 574.488,5065	6519	14,00 a 15,00	AI - 3	02
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.987,7934 E: 574.446,5151	6520	15,45 a 16,00	AI - 6	01
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.987,7934 E: 574.446,5151	6521	17,45 a 18,00	AI - 6	02
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.954,1803 E: 574.475,4913	6522	9,00 a 10,00	AI - 4	01



RELATÓRIO DE ENSAIOS

CLIENTE: MMX	Revisão N°
LOCAL: Mina Tico Tico – Barragem B1 Auxiliar	00
PROJETO: BSC E B1 RE 022 – 2	DATA DA EMISSÃO: 08/04/2013
Página 2 de 5	
Ensaio Realizado: Triaxial CIU; Massa Especifica Aparente; Limite de Atteberg; Granulometria Peneiramento e Sedimentação.	

3. Resultados

3.1. Triaxial CIU:

Os corpos de prova foram talhados com diâmetro aproximado de 35 mm e altura de 73 mm.

O ensaio foi realizado em células de confinamento em amostras isoladas por membranas de látex e teve fases de saturação por percolação e saturação por contra-pressão.

Certificamos que o parâmetro "B" de Skempton fosse superior a 0,98.

Os corpos de prova foram submetidos a 4 níveis de tensões de confinamento, sendo esses de 50, 100, 200 e 400 KPa.

Local	Registro	Profundidade	Furo	Amostra	Resistência			
					Triaxial (kPa)			
					c	ϕ	c'	ϕ'
Barragem B1 - Aux	6515	7,00 a 8,00	AI - 1	01	-	-	-	-
Barragem B1 - Aux	6516	9,00 a 10,00	AI - 1	02	81,6	33,3	15,9	36,9
Barragem B1 - Aux	6517	10,50 a 11,00	AI - 2	01	68,9	25,9	23,8	33
Barragem B1 - Aux	6518	10,00 a 11,00	AI - 3	01	-	-	-	-
Barragem B1 - Aux	6519	14,00 a 15,00	AI - 3	02	356	42,9	41,3	42,5
Barragem B1 - Aux	6520	15,45 a 16,00	AI - 6	01	-	-	-	-
Barragem B1 - Aux	6521	17,45 a 18,00	AI - 6	02	65,9	31,8	1	40,4
Barragem B1 - Aux	6522	9,00 a 10,00	AI - 4	01	-	-	-	-



RELATÓRIO DE ENSAIOS

CLIENTE: MMX	Revisão N°
LOCAL: Mina Tico Tico – Barragem B1 Auxiliar	00
PROJETO: BSC E B1 RE 022 – 2	DATA DA EMISSÃO: 08/04/2013
Página 3 de 5	
Ensaio Realizados: Triaxial CIU; Massa Especifica Aparente; Limite de Atteberg; Granulometria Peneiramento e Sedimentação.	

3.2. Caracterização:

Os demais ensaios estão segue em abaixo em quadros de resumo.

As amostras avaliadas apresentaram os seguintes resultados:

Local	Coordenadas	Registro	Profundidade	Material	Furo	Amostra
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.907,4008 E: 574.516,0072	6515	7,00 a 8,00	Areia Siltosa	AI - 1	01
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.907,4008 E: 574.516,0072	6516	9,00 a 10,00	Silte Arenoso	AI - 1	02
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.923,0810 E: 574.502,3664	6517	10,50 a 11,00	Silte Arenoso	AI - 2	01
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.939,1055 E: 574.488,5065	6518	10,00 a 11,00	Areia Siltosa	AI - 3	01
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.939,1055 E: 574.488,5065	6519	14,00 a 15,00	Areia Siltosa	AI - 3	02
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.987,7934 E: 574.446,5151	6520	15,45 a 16,00	Areia Siltosa	AI - 6	01
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.987,7934 E: 574.446,5151	6521	17,45 a 18,00	Areia Siltosa	AI - 6	02
Barragem B1 - Aux	N: 7.776.954,1803 E: 574.475,4913	6522	9,00 a 10,00	Silte Arenoso	AI - 4	01

1.1. Massa específica real dos grãos – NBR 6508

Resultado:

Coordenadas	Registro	Profundidade	Furo	Amostra	Densidade Real (Yg)
N: 7.776.907,4008 E: 574.516,0072	6515	7,00 a 8,00	AI - 1	01	4,097
N: 7.776.907,4008 E: 574.516,0072	6516	9,00 a 10,00	AI - 1	02	3,665
N: 7.776.923,0810 E: 574.502,3664	6517	10,50 a 11,00	AI - 2	01	3,964
N: 7.776.939,1055 E: 574.488,5065	6518	10,00 a 11,00	AI - 3	01	3,735
N: 7.776.939,1055 E: 574.488,5065	6519	14,00 a 15,00	AI - 3	02	4,397
N: 7.776.987,7934 E: 574.446,5151	6520	15,45 a 16,00	AI - 6	01	3,705
N: 7.776.987,7934 E: 574.446,5151	6521	17,45 a 18,00	AI - 6	02	4,020
N: 7.776.954,1803 E: 574.475,4913	6522	9,00 a 10,00	AI - 4	01	3,468



RELATÓRIO DE ENSAIOS

CLIENTE: MMX	Revisão N°
LOCAL: Mina Tico Tico – Barragem B1 Auxiliar	00
PROJETO: BSC E B1 RE 022 – 2	DATA DA EMISSÃO: 08/04/2013
Página 4 de 5	
Ensaio Realizados: Triaxial CIU; Massa Especifica Aparente; Limite de Atteberg; Granulometria Peneiramento e Sedimentação.	

1.2. Limites de Atteberg (LL e LP) – NBR 6459 e NBR 7180:

Resultados:

Local	Registro	Profundidade	Furo	Amostra	Limites de Atteberg		
					LL (%)	LP (%)	IP (%)
Barragem B1 - Aux	6515	7,00 a 8,00	AI - 1	01	NL	NP	-
Barragem B1 - Aux	6516	9,00 a 10,00	AI - 1	02	17,6	9,0	8,5
Barragem B1 - Aux	6517	10,50 a 11,00	AI - 2	01	16,5	11,0	5,5
Barragem B1 - Aux	6518	10,00 a 11,00	AI - 3	01	NL	NP	-
Barragem B1 - Aux	6519	14,00 a 15,00	AI - 3	02	NL	NP	-
Barragem B1 - Aux	6520	15,45 a 16,00	AI - 6	01	NL	NP	-
Barragem B1 - Aux	6521	17,45 a 18,00	AI - 6	02	14,0	9,7	4,3
Barragem B1 - Aux	6522	9,00 a 10,00	AI - 4	01	16,6	10,3	6,3

1.3. Granulometria por peneiramento e sedimentação – NBR 7181:

Resultados:

Local	Registro	Profundidade	Furo	Amostra	Análise Granulométrica (%)					
					#2"	#3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200
Barragem B1 - Aux	6515	7,00 a 8,00	AI - 1	01	100	100	100	100	89,36	60,42
Barragem B1 - Aux	6516	9,00 a 10,00	AI - 1	02	100,0	100,0	99,5	99,3	96,9	83,6
Barragem B1 - Aux	6517	10,50 a 11,00	AI - 2	01	100,0	100,0	99,4	99,2	95,9	78,5
Barragem B1 - Aux	6518	10,00 a 11,00	AI - 3	01	100,0	100,0	100,0	100,0	71,5	46,2
Barragem B1 - Aux	6519	14,00 a 15,00	AI - 3	02	100,0	100,0	100,0	100,0	90,7	36,1
Barragem B1 - Aux	6520	15,45 a 16,00	AI - 6	01	100,0	100,0	100,0	100,0	86,2	50,5
Barragem B1 - Aux	6521	17,45 a 18,00	AI - 6	02	100,0	100,0	100,0	100,0	87,0	56,4
Barragem B1 - Aux	6522	9,00 a 10,00	AI - 4	01	100,0	100,0	100,0	100,0	88,8	68,3



RELATÓRIO DE ENSAIOS

CLIENTE: MMX	Revisão N°
LOCAL: Mina Tico Tico – Barragem B1 Auxiliar	00
PROJETO: BSC E B1 RE 022 – 2	DATA DA EMISSÃO: 08/04/2013
Página 5 de 5	
Ensaio Realizado: Triaxial CIU; Massa Especifica Aparente; Limite de Atteberg; Granulometria Peneiramento e Sedimentação.	

Local	Registro	Profundidade	Furo	Amostra	Gráfico					
					% P	% ΔG	% ΔM	% ΔF	% S	% A
Barragem B1 - Aux	6515	7,00 a 8,00	AI - 1	01	0	6	14,3	29,8	47,9	2
Barragem B1 - Aux	6516	9,00 a 10,00	AI - 1	02	0,7	1,5	4,0	22,3	66,7	4,8
Barragem B1 - Aux	6517	10,50 a 11,00	AI - 2	01	0,8	1,8	6,3	23,8	66,6	0,8
Barragem B1 - Aux	6518	10,00 a 11,00	AI - 3	01	0,0	20,5	18,5	21,2	38,9	0,9
Barragem B1 - Aux	6519	14,00 a 15,00	AI - 3	02	0,0	5,5	19,9	44,8	26,7	3,2
Barragem B1 - Aux	6520	15,45 a 16,00	AI - 6	01	0,0	5,5	25,9	25,5	40,8	2,3
Barragem B1 - Aux	6521	17,45 a 18,00	AI - 6	02	0,0	3,5	27,4	17,7	47,7	3,7
Barragem B1 - Aux	6522	9,00 a 10,00	AI - 4	01	0,0	6,4	13,1	18,8	59,2	2,4

Onde:

%P = Porcentagem de Pedregulho;

% ΔG = Porcentagem de areia grossa;

% ΔM = Porcentagem de areia média;

% ΔF = Porcentagem de areia fina;

% S = Porcentagem de silte;

% A = Porcentagem de argila.

Atenciosamente,

Almir Antonio Monteiro
Gerente de Laboratório
Patrol Investigações GeotecnicasLtda.
Telefone (31) 3462.0722 Celular (31) 9195-8786