

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

**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**

**Lucas Samuel Santos Brasil**

**Belo Horizonte**

**2005**

**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.**

**Lucas Samuel Santos Brasil**

**Lucas Samuel Santos Brasil**

**UTILIZAÇÃO DE MODELAGENS UNI E  
BIDIMENSIONAL PARA A PROPAGAÇÃO DE ONDA  
DE CHEIA PROVENIENTE DE RUPTURA  
HIPOTÉTICA DE BARRAGEM. ESTUDO DE CASO:  
BARRAGEM DE RIO DE PEDRAS – MG.**

Dissertação 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 Hidráulica

Orientador: Luiz Rafael Palmier

Co-orientador: Nilo de Oliveira Nascimento

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2005

Brasil, Lucas Samuel Santos  
B823u 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 [manuscrito] / Lucas Samuel Santos Brasil – 2005. xiii, 203 f., enc. : il.

Orientador: Luiz Rafael Palmier  
Co-orientador: Nilo de Oliveira Nascimento

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

Bibliografia: f. 154-159

Anexo: f. 160-203

1. Recursos Hídricos – Teses. 2. Barragens e açudes – Rio de Pedras (MG) – Teses. 3. Rio de Pedras (MG) – Inundações – Teses. I. Palmier, Luiz Rafael. II. Nascimento, Nilo de Oliveira. III. Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia. IV. Título

CDU: 626 (043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

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

Av. Contorno 842 – 7º andar 30110-060 Belo Horizonte – BRASIL

Tel: 55 (31) 3238-1882 Fax: 55 (31) 3238-1882 posgrad@desa.ufmg.br

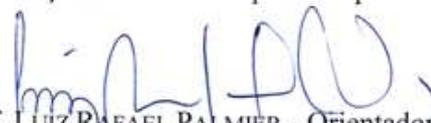
www.smarh.eng.ufmg.br

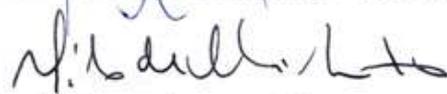
## FOLHA DE APROVAÇÃO

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.

**LUCAS SAMUEL SANTOS BRASIL**

Dissertação defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:

  
Prof. LUIZ RAFAEL PALMIER - Orientador

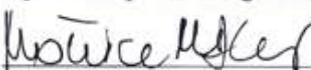
  
Prof. NILO DE OLIVEIRA NASCIMENTO - Co-orientador

  
Prof. MAURO DA CUNHA NAGHETTINI

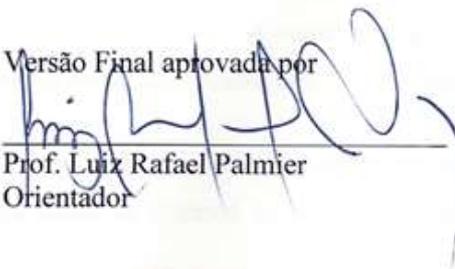
  
Prof. PODALYRO AMARAL DE SOUZA

  
Engº EVANDRO LEITE VASCONCELOS

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH

  
Profa. Mônica Maria Diniz Leão  
Coordenadora

Versão Final aprovada por

  
Prof. Luiz Rafael Palmier  
Orientador

Belo Horizonte, 08 de novembro de 2005.



## AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todos que colaboraram e contribuíram na elaboração deste trabalho, em especial:

Aos amigos e professores Luiz Rafael Palmier e Nilo Nascimento de Oliveira, que souberam orientar, mostrando entusiasmo e buscando contribuir para um trabalho de qualidade. Obrigado pela paciência demonstrada pelas diversas vezes que os “incomodei” para pedir um esclarecimento ou auxílio. VALEU!

Ao amigo e professor Mauro da Cunha Naghettini, pela contribuição ao longo da pesquisa, sempre procurando motivar e incentivar em busca de um trabalho melhor.

Aos professores Márcia e Márcio, pelo auxílio durante as disciplinas de estágio em docência.

Aos amigos Roberto e Jussara, do EHR, pelo apoio dispensado.

Aos alunos de iniciação científica, Cláudio Galdino Campbell e Tais Maria da Fonseca Diniz, pelo trabalho de vetorização da base cartográfica e no auxílio das centenas de simulações realizadas. E realmente foram centenas de simulações.

Aos grandes amigos da CEMIG, em especial, a Luiz César Mendes Botelho, que ao longo de toda a pesquisa forneceu as informações requeridas com presteza e boa vontade. À Fátima Furst Bittencourt, pelo trabalho exemplar de editoração dos mapas de inundação. Obrigado pela paciência. Ao Carlos Alberto Moura, pela contribuição na etapa de mapeamento, indicando alguns caminhos a seguir. Aos demais amigos que conquistei no GT/PH e na GA/SM pelo, auxílio na busca de um melhor trabalho. Obrigado a todos!

Aos meus familiares, à minha avó querida, aos meus pais e irmãos, fonte de luz na minha vida e aos meus amados sobrinhos, Gabriel e Samuel. A Graziella, que mesmo do jeitinho dela soube mostrar paciência e torcida incondicional para a realização deste trabalho.

Aos amigos, Fernando, Wilson, Francisco (Chico), Gustavo e Éber. A caminhada junto com vocês foi uma honra. Vocês são todos grandes profissionais que tenho o orgulho de conhecer.

E, por fim, àqueles amigos, profissionais e familiares que aqui não cito nominalmente, mas que, tenham a certeza, este trabalho é fruto da união de diversas pessoas e que nenhum

resultado poderia ser conquistado isoladamente.

Por fim deixo uma pequena mensagem da autora Lya Luft, do livro *Pensar é Transgredir*, que exprime os sentimentos que me guiaram ao longo dos últimos dois anos e meio:

“Questionar o que nos é imposto, sem rebeldias insensatas mas sem demasiada sensatez. Saborear o bom, mas aqui e ali enfrentar o ruim. Suportar sem se submeter, aceitar sem se humilhar, entregar-se sem renunciar a si mesmo e à possível dignidade. Sonhar, porque se desistimos disso apaga-se a última claridade e nada mais valerá a pena. Escapar, na liberdade do pensamento, desse espírito de manada que trabalha obstinadamente para nos enquadrar, seja lá no que for.

E que o mínimo que a gente faça seja, a cada momento, o melhor que afinal se conseguiu fazer.”

**OBRIGADO!**

## RESUMO

O presente estudo tem o objetivo de avaliar a propagação de uma onda de inundação causada por uma ruptura de barragem utilizando abordagens uni e bidimensional. Essas abordagens foram aplicadas ao caso da barragem de Rio de Pedras, situada na bacia do Alto rio das Velhas. O reservatório associado à barragem recebe a contribuição de uma área de drenagem de 542 km<sup>2</sup>, sendo o seu volume total de aproximadamente 6,0 hm<sup>3</sup>. A barragem é de concreto, do tipo contraforte, com 17 arcos múltiplos. O comprimento total da crista é de 122,00 m e a altura máxima é de 32,00 m. A onda de ruptura foi propagada ao longo de 82 km no rio das Velhas, atravessando as cidades de Rio Acima, Raposos e Sabará, como também dois bairros de Nova Lima: Honório Bicalho e Santa Rita, no estado de Minas Gerais. Para simular um evento de ruptura torna-se necessário, primeiro, determinar o hidrograma defluente devido à brecha formada. As características principais a serem obtidas no momento da ruptura são a forma da brecha e seu tempo de formação. A propagação da onda de ruptura envolve fenômenos de difícil caracterização matemática e com grande variação das variáveis hidráulicas no tempo e espaço. Entre as ferramentas existentes para a propagação da onda de inundação em formulação unidimensional, o modelo numérico FLDWAV foi escolhido. Esse modelo foi desenvolvido pelo *National Weather Service* (NWS) dos Estados Unidos e está baseado na solução das equações completas de Saint-Venant. O modelo numérico bidimensional usado para a propagação de escoamento não permanente e gradualmente variado é o modelo FESWMS. Esse modelo foi desenvolvido pelo *Federal Highways Administration* (FHWA) dos Estados Unidos e foi escolhido porque é um modelo hidrodinâmico que simula a descarga bidimensional de sistemas fluviais com topografia complexa. Durante as simulações realizadas usando o modelo FLDWAV, um estudo de sensibilidade foi feito para avaliar a influência da descarga de pico e do hidrograma de ruptura na variação da onda de cheia formada. As influências do coeficiente de rugosidade e o número de seções transversais utilizadas também foram verificados. Os resultados numéricos foram associados à cartografia da região estudada, com a intenção de gerar mapas de inundação para áreas rurais e urbanas. O software IDRISI, desenvolvido pela Universidade de Clark, no Instituto de *George Perkins Marsh*, foi usado para associar os dados derivados das simulações numéricas à cartografia da área de estudo. Esse modelo também permitiu a delimitação das áreas inundadas a jusante da represa para diferentes cenários adotados.

## ABSTRACT

The present study has the objective to evaluate the propagation of a flood wave caused by a dam failure using one and two-dimensional modeling approaches. Those approaches were applied to the case of the Rio de Pedras Dam, which is located in the rio das Velhas Upper Basin. The associated reservoir receives the contribution of a drainage area of 542 km<sup>2</sup>. The total reservoir volume is about 6.0 hm<sup>3</sup>. The dam was made of concrete, type buttress, with 17 multiple arches. The total length of the crest is 122.00 m and the maximum height is 32.00 m. The flood, due to hypothetical dam breathing, was routed along 82 km of the rio das Velhas River, passing through the cities of Rio Acima, Raposos and Sabará, as well as two neighbourhoods of Nova Lima: Honório Bicalho and Santa Rita, in the Brazilian state of Minas Gerais. In order to simulate a dam failure event it is firstly necessary to determine the breach outflow hydrograph. The main characteristics to be obtained in the moment of the failure process are the form of the breach and its time formation. The routing of the flood wave caused by a dam failure involves phenomena of difficult mathematical characterization and with great variation of the hydraulic variables with time and space. Among the existent tools for the one-dimensional flood wave routing, the numerical model FLDWAV has been chosen. This model was developed by the National Weather Service and it is based on the solution of the complete Saint-Venant equations. The numerical model used for the two-dimensional propagation of unsteady and gradually varied flow is the model FESWMS. This model was developed by U. S. Federal Highways Administration (FHWA) and it has been chosen because it is a hydrodynamic model that simulates two-dimensional discharge of fluvial systems with complex topography. During the simulations carried out using the numerical model FLDWAV, a sensitivity study has been done to evaluate the influence of the peak discharge and the breach outflow hydrograph variation. The influences of the roughness coefficient and the number of cross sections, used to route the flood wave, was also verified. The numerical results were associated to the cartography of the area, with the intention of generating flood maps for rural and urban areas. The software IDRISI, developed by the George Perkins Marsh Institute at Clark University in Worcester, has been used to associate the data produced by the numerical simulation to the contour map of the study area. This model also allowed the delimitation of the flooded areas downstream of the dam for different adopted scenarios.

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS</b>	<b>4</b>
2.1	OBJETIVO GERAL	4
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
<b>3</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA</b>	<b>5</b>
3.1	SEGURANÇA DE BARRAGENS	5
3.1.1	<i>Legislação sobre segurança de barragens</i>	8
3.1.2	<i>Classificação de barragens quanto ao risco</i>	14
3.1.2.1	Classificação quanto ao dano potencial em relação às áreas a jusante	16
3.1.2.2	Critérios adotados pela Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG)	19
3.2	RUPTURA DE BARRAGEM	20
3.2.1	<i>Casos Históricos</i>	20
3.2.1.1	Barragem de St. Francis – Estados Unidos (1928)	20
3.2.1.2	Barragem de Malpasset – França (1959)	21
3.2.1.3	Barragem de Vaiont – Itália (1963)	22
3.2.1.4	Barragem de Teton – Estados Unidos (1976)	23
3.2.1.5	Barragem da Pampulha – Brasil (1954)	23
3.2.1.6	Barragem de Orós – Brasil (1960)	24
3.2.1.7	Barragem de Euclides da Cunha e Armando Salles de Oliveira – Brasil (1977)	25
3.2.1.8	Barragem de Rejeitos da Mineração Rio Verde – Brasil (2001)	26
3.2.1.9	Barragem de Rejeitos da Indústria de Papel Cataguases – Brasil (2003)	26
3.2.1.10	Barragem de Camará – Brasil (2004)	27
3.2.2	<i>Dados estatísticos sobre ruptura de barragens</i>	28
3.2.3	<i>Dados topográficos e hidráulicos requeridos para um estudo de ruptura</i>	30
3.2.3.1	Dados topográficos	31
3.2.3.2	Dados hidráulicos	32
3.2.4	<i>Modelagem da onda de ruptura</i>	33
3.2.4.1	Modelos de simulação de onda de ruptura	33
3.2.4.2	Modelo hidrodinâmico completo	35
3.2.5	<i>Alguns fatores que influenciam a modelagem da onda de ruptura</i>	41
3.2.5.1	Mecanismo e tempo de formação da brecha	41
3.2.5.2	Modelagem do reservatório	42
3.2.5.3	Descrição da topografia da área e identificação do caminho preferencial do escoamento	43
3.2.5.4	Escolha dos coeficientes de rugosidade	43
3.2.5.5	Simplificações na modelagem em áreas urbanas	46
3.2.5.6	Presença de singularidades	46
3.2.5.7	Efeitos dos escombros e sedimentos	47
3.2.6	<i>Cenários de ruptura</i>	47
3.3	DELIMITAÇÃO DAS ZONAS POTENCIAIS DE RISCO DE INUNDAÇÃO	48
3.4	ÁREAS A SEREM PESQUISADAS EM UM ESTUDO DE RUPTURA DE BARRAGEM	49
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>52</b>
4.1	VAZÃO DE PICO E HIDROGRAMA DE RUPTURA DEFLUENTE	52
4.2	PROPAGAÇÃO DA ONDA DE RUPTURA	56
4.2.1	<i>Modelagem unidimensional – modelo FLDWAV</i>	57
4.2.1.1	Solução das equações completas de Saint Venant	59
4.2.1.2	Condições de contorno e condições iniciais	64
4.2.1.3	Seleção dos incrementos espaciais e temporais	66
4.2.1.4	Fluxo misto	68
4.2.1.5	Modelagem da brecha da barragem	73
4.2.1.6	Fluxo lateral	74
4.2.1.7	Seções transversais	75
4.2.1.8	Número de Manning	76
4.2.2	<i>Modelagem bidimensional – modelo FESWMS</i>	77
4.2.2.1	Equações de Saint Venant em formulação bidimensional	77
4.2.2.2	Construção da malha de elementos finitos – Modelo SMS	81
4.2.2.3	Condições de contorno e condições iniciais	84
4.2.2.4	Algumas propriedades do modelo numérico	87
4.3	MAPEAMENTO DE ÁREAS INUNDÁVEIS COM O USO DE SISTEMAS DE INFORMAÇÃO GEOGRÁFICA	87
4.4	DADOS A SEREM UTILIZADOS PARA UM ESTUDO DE RUPTURA	89

4.4.1	<i>Crêterios adotados para a defini�o das se�es topobatimétricas</i>	90
4.4.1.1	Localiza�o das se�es transversais	91
4.4.1.2	Levantamento das se�es transversais	92
4.5	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	93
<b>5</b>	<b>ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE RIO DE PEDRAS</b>	<b>96</b>
5.1	HISTÓRICO – USINA HIDRELÉTRICA DE RIO DE PEDRAS	96
5.1.1	<i>Primeira fase</i>	96
5.1.2	<i>Segunda fase</i>	97
5.2	DESCRI�O GERAL DO APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO	97
5.3	ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM	100
5.4	OCORRÊNCIA DE EVENTO EXTREMO NA BACIA DO ALTO RIO DAS VELHAS - JANEIRO DE 1997	104
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b>	<b>106</b>
6.1	APLICA�O DO MODELO UNIDIMENSIONAL FLDWAV	106
6.1.1	<i>Determina�o das vazões de pico defluentes</i>	106
6.1.1.1	Considera�es sobre um modo de ruptura mais provável	107
6.1.1.2	Vazões de pico utilizadas	109
6.1.2	<i>Determina�o dos hidrogramas de ruptura</i>	110
6.1.3	<i>Análise de sensibilidade da influência da vazão de pico e do hidrograma defluente na propaga�o da onda de ruptura</i>	112
6.1.4	<i>Cenários simulados para toda a área de estudo</i>	120
6.1.5	<i>Análise de sensibilidade</i>	134
6.1.5.1	Rugosidade do leito e plan�cias	134
6.1.5.2	Número de se�es transversais	138
6.2	APLICA�O DO MODELO BIDIMENSIONAL FESWMS	143
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDA�ES</b>	<b>149</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>154</b>
	<b>ANEXOS</b>	<b>160</b>
	ANEXO 1 – FORMULÁRIO PARA CADASTRAMENTO DE BARRAGENS (COPAM n� 062)	
	ANEXO 2 – FATORES DE CORRE�O DA RUGOSIDADE UTILIZADOS NO MÉTODOS DE COWAN	
	ANEXO 3 – ARRANJO GERAL DA UHE RIO DE PEDRAS	
	ANEXO 4 – CARACTERÍSTICAS DAS SE�ES TRANSVERSAIS	
	ANEXO 5 – HIDROGRAMAS DA CHEIA NATURAL DE JANEIRO DE 1997 E VAZÕES DE BASE UTILIZADOS PARA A PROPAGA�O DA ONDA DE RUPTURA	
	ANEXO 6 – RESULTADOS COMPLETOS DAS SIMULA�ES REALIZADAS PARA OS CENÁRIOS 1, 2, 3 E 4	
	ANEXO 7 – DELIMITA�O DAS SUB-BACIAS DENTRO DA ÁREA DE ESTUDO	
	ANEXO 8 – RUGOSIDADE FINAL PARA CADA SE�O TRANSVERSAL DEFINIDO PELO MÉTODOS DE COWAN	
	ANEXO 9 – RESULTADOS COMPLETOS DAS SIMULA�ES REALIZADAS PARA OS CENÁRIOS 1[RV] E 1[RM]	
	ANEXO 10 – RESULTADOS COMPLETOS DAS SIMULA�ES REALIZADAS PARA OS CENÁRIOS 1[55], 1[50] E 1[40]	

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 3.1</b> – Diferentes abordagens para a segurança de barragens-----	7
<b>Figura 3.2</b> – Vista da barragem de St. Francis antes e depois da ruptura-----	20
<b>Figura 3.3</b> – Vista da barragem de Malpasset antes e depois da ruptura-----	21
<b>Figura 3.4</b> – Vista da barragem de Vaiont antes e depois do deslizamento de solo-----	22
<b>Figura 3.5</b> – Vista da barragem de Teton indicando diferentes fases de formação da brecha-----	23
<b>Figura 3.6</b> – Vista da brecha no corpo da barragem da Pampulha-----	24
<b>Figura 3.7</b> – Vista da barragem de Orós após o término de sua construção-----	25
<b>Figura 3.8</b> – Vista da barragem Euclides da Cunha antes e depois da ruptura-----	26
<b>Figura 3.9</b> – Vista da barragem de rejeitos da indústria Cataguases antes e depois da ruptura---	27
<b>Figura 3.10</b> – Vista da brecha no corpo da barragem de Camará-----	28
<b>Figura 3.11</b> – Número de barragens de concreto construídas na Europa e Estados Unidos entre os anos de 1900 e 1969 e a porcentagem de falhas ocorridas-----	30
<b>Figura 3.12</b> – Domínio discreto de solução x-t em formulação unidimensional-----	39
<b>Figura 3.13</b> – Exemplo de malha bidimensional de elementos finitos contendo 6 elementos e 29 nós-----	40
<b>Figura 4.1</b> – Etapas a serem seguidas para a análise de ruptura de barragem-----	52
<b>Figura 4.2</b> – Representação gráfica do esquema de Preismann-----	61
<b>Figura 4.3</b> – Condições de contorno para um curso d'água natural-----	66
<b>Figura 4.4</b> – Filtro LPI-----	70
<b>Figura 4.5</b> – Relação entre o tempo necessário para esquemas numéricos implícitos e explícitos-----	72
<b>Figura 4.6</b> – Cálculo múltiplo: esquema implícito e explícito-----	73
<b>Figura 4.7</b> – Visão frontal de uma barragem mostrando a formação de uma brecha-----	74
<b>Figura 4.8</b> – Esquema de um sistema fluvial mostrando o curso d'água principal com um tributário e um fluxo lateral-----	74
<b>Figura 4.9</b> – Seção transversal mostrando o canal e a planície de inundação-----	76
<b>Figura 4.10</b> – Tipos de elementos bidimensionais usados pelo modelo FESWMS-----	81
<b>Figura 4.11</b> – Módulos utilizados no software SMS para a preparação dos dados para o modelo FESWMS-----	82
<b>Figura 4.12</b> – Exemplo de diferentes regiões delimitadas em um modelo conceitual a partir de um conjunto de vetores e a malha de elementos finitos criada-----	83
<b>Figura 4.13</b> – Exemplo de pontos dispersos no espaço associados a malha de elementos finitos	84
<b>Figura 4.14</b> – Malha de elementos indicando os tipos de limites da rede-----	85
<b>Figura 4.15</b> – Exemplo de modelo digital de terreno criado no software SURFER-----	88
<b>Figura 4.16</b> – Exemplo de mapa de inundação criado no software IDRISI-----	89
<b>Figura 4.17</b> – Trechos fluviais de interesse-----	91
<b>Figura 4.18</b> – Seção com alinhamento perpendicular ao escoamento-----	92
<b>Figura 4.19</b> – Esquema de croquis típicos das seções topobatimétricas-----	93
<b>Figura 4.20</b> – Esquema mostrando vão central da ponte-----	93
<b>Figura 5.1</b> – Vista da seção da barragem da UHE Rio de Pedras-----	98
<b>Figura 5.2</b> – Curva cota-volume do reservatório da UHE Rio de Pedras-----	100
<b>Figura 5.3</b> – Localização da UHE Rio de Pedras e das cidades a jusante-----	101
<b>Figura 5.4</b> – Vista geral da barragem da UHE Rio de Pedras em 05/01/1997-----	104
<b>Figura 5.5</b> – Hidrogramas afluente e defluente a UHE Rio de Pedras em 04/01/1997-----	105
<b>Figura 5.6</b> – Composição das vazões defluentes a UHE Rio de Pedras em 04/01/1997-----	105
<b>Figura 6.1</b> – Vista do arco nº 7 e parcial dos arcos nº 6 e 8-----	108
<b>Figura 6.2</b> – Hidrogramas de ruptura gerados para a vazão de pico de 5000 m <sup>3</sup> /s-----	111
<b>Figura 6.3</b> – Hidrogramas de ruptura gerados para a vazão de pico de 10000 m <sup>3</sup> /s-----	111
<b>Figura 6.4</b> – Hidrogramas de ruptura gerados para a vazão de pico de 17000 m <sup>3</sup> /s-----	112
<b>Figura 6.5</b> – Trecho utilizado para a análise da influência da vazão de pico e do hidrograma defluente na propagação da onda de ruptura-----	113
<b>Figura 6.6</b> – Hidrograma triangular simplificado (Tp = 0,1 h) defluente nas seções SB-01 e SB-15, para as vazões de pico de 5000, 10000 e 17000 m <sup>3</sup> /s-----	118

<b>Figura 6.7</b> – Hidrograma parabólico ( $T_p = 0,1$ h) defluente nas seções SB-01 e SB-15, para as vazões de pico de 5000, 10000 e 17000 m <sup>3</sup> /s-----	118
<b>Figura 6.8</b> – Hidrograma triangular simplificado ( $T_p = 0,0$ h) defluente nas seções SB-01 e SB-15, para as vazões de pico de 5000, 10000 e 17000 m <sup>3</sup> /s-----	119
<b>Figura 6.9</b> – Vazões e cotas máximas atingidas nas diferentes seções levantadas no trecho de 12 km para as vazões de pico de 5000, 10000 e 17000 m <sup>3</sup> /s, utilizando o hidrograma parabólico	119
<b>Figura 6.10</b> – Área de estudo delimitada para a propagação da onda de ruptura com as seções transversais utilizadas no rio das Velhas-----	122
<b>Figura 6.11</b> – Hidrograma defluente observado em sete seções representativas ao longo do tempo para o cenário 1-----	126
<b>Figura 6.12</b> – Vazões máximas atingidas ao longo do rio das Velhas para os quatro cenários simulados, mostrando a localização das áreas urbanas e dos afluentes considerados	127
<b>Figura 6.13</b> – Cotas máximas atingidas ao longo do rio das Velhas para os quatro cenários simulados, mostrando a localização das áreas urbanas e dos afluentes considerados-----	128
<b>Figura 6.14</b> – Tempo de chegada das vazões máximas atingidas ao longo do rio das Velhas para os quatro cenários simulados, mostrando a localização das áreas urbanas e dos afluentes considerados-----	129
<b>Figura 6.15</b> – Tempo de chegada das cotas máximas atingidas ao longo do rio das Velhas para os quatro cenários simulados, mostrando a localização das áreas urbanas e dos afluentes considerados-----	129
<b>Figura 6.16</b> – Mapa de inundação mostrando a cidade de Rio Acima para o cenário 1-----	131
<b>Figura 6.17</b> – Mapa de inundação mostrando a cidade de Rio Acima para o cenário 4-----	132
<b>Figura 6.18</b> – Ortofoto utilizada para a visualização da área máxima inundada na cidade de Rio Acima para o cenário 1-----	133
<b>Figura 6.19</b> – Sensibilidade da profundidade máxima para a variação da rugosidade-----	136
<b>Figura 6.20</b> – Sensibilidade da vazão máxima para a variação da rugosidade-----	137
<b>Figura 6.21</b> – Sensibilidade do tempo de chegada da profundidade máxima para a variação da rugosidade-----	137
<b>Figura 6.22</b> – Sensibilidade do tempo de chegada da vazão máxima para a variação da rugosidade-----	138
<b>Figura 6.23</b> – Cenários utilizados para avaliação da influência do número de seções na resposta da onda de ruptura-----	139
<b>Figura 6.24</b> – Sensibilidade da profundidade máxima para a variação do número de seções transversais-----	141
<b>Figura 6.25</b> – Sensibilidade da vazão máxima para a variação do número de seções transversais-----	141
<b>Figura 6.26</b> – Sensibilidade do tempo de chegada da profundidade máxima para a variação do número de seções transversais-----	142
<b>Figura 6.27</b> – Sensibilidade do tempo de chegada da vazão máxima para a variação do número de seções transversais-----	142
<b>Figura 6.28</b> – Área urbana de Rio Acima utilizada para a modelagem bidimensional-----	144
<b>Figura 6.29</b> – Malha de elementos finitos construída com o modelo SMS para a modelagem bidimensional do escoamento na área urbana de Rio Acima-----	144
<b>Figura 6.30</b> – Cotas máximas atingidas na área urbana de Rio Acima utilizando uma modelagem uni e bidimensional do escoamento-----	147
<b>Figura 6.31</b> – Mapa de inundação mostrando a cidade de Rio Acima para o cenário 1 utilizando uma modelagem uni e bidimensional-----	148
<b>Figura A1.1</b> – Formulário para cadastramento de barragens-----	161
<b>Figura A3.1</b> – Arranjo geral da UHE Rio de Pedras-----	167
<b>Figura A3.2</b> – Planta, vista e seção da tomada d’água e vertedor da UHE Rio de Pedras-----	168
<b>Figura A4.1</b> – Localização das seções levantadas no rio das Velhas e afluentes-----	171
<b>Figura A5.1</b> – Hidrograma de ruptura $Q_p$ 5000 m <sup>3</sup> /s associado ao hidrograma da cheia natural de janeiro de 1997 afluente a UHE Rio de Pedras-----	180

<b>Figura A5.2</b> – Hidrograma de ruptura $Q_p$ 17000 m <sup>3</sup> /s associado ao hidrograma da cheia natural de janeiro de 1997 afluente a UHE Rio de Pedras-----	180
<b>Figura A5.3</b> – Hidrogramas da cheia natural de janeiro de 1997 para os oito afluentes considerados-----	181
<b>Figura A7.1</b> – Estações pluviométricas, polígonos de Thiessen e delimitação das sub-bacias para a área de estudo-----	190

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 3.1</b> – Princípios aplicados à PNSB, ao CNSB e ao SNISB-----	13
<b>Tabela 3.2</b> – Exemplos de classificação de risco a jusante-----	17
<b>Tabela 3.3</b> – Classificação da consequência de ruptura de barragem para as áreas a jusante-----	17
<b>Tabela 3.4</b> – Critérios para a classificação de barragens quanto ao dano ambiental em áreas a jusante-----	18
<b>Tabela 3.5</b> – Critérios para a classificação de barragens da CEMIG-----	19
<b>Tabela 3.6</b> – Coeficiente de rugosidade $n_0$ para canais naturais-----	44
<b>Tabela 3.7</b> – Coeficiente de rugosidade $n_0$ para canais modificados-----	45
<b>Tabela 3.8</b> – Coeficiente de rugosidade $n_0$ para planícies de inundação-----	45
<b>Tabela 3.9</b> – Modelo francês e suíço para a classificação da área de inundação-----	49
<b>Tabela 4.1</b> – Parâmetros para a formação de brecha em barragem-----	53
<b>Tabela 4.2</b> – Diferentes formulações matemáticas para a determinação da vazão de pico-----	54
<b>Tabela 4.3</b> – Hidrogramas de ruptura-----	55
<b>Tabela 4.4</b> – Modelos DAMBRK e DWOPER-----	57
<b>Tabela 4.5</b> – Limitações do modelo FLDWAV-----	59
<b>Tabela 4.6</b> – Condições de contorno que podem ser especificadas no modelo FLDWAV-----	66
<b>Tabela 4.7</b> – Distâncias recomendadas entre seções e comprimento total do curso d'água principal a serem considerados para a propagação de onda de ruptura-----	91
<b>Tabela 5.1</b> – UHE Rio de Pedras: características principais da barragem e dos vertedouros-----	99
<b>Tabela 6.1</b> – Entrada de dados para cálculo das vazões de pico-----	106
<b>Tabela 6.2</b> – Determinação da vazão de pico a partir das diferentes formulações matemáticas apresentadas na Tabela 4.2-----	107
<b>Tabela 6.3</b> – Entrada de dados para cálculo das vazões de pico-----	109
<b>Tabela 6.4</b> – Determinação da vazão de pico a partir das diferentes formulações matemáticas apresentadas na Tabela 4.2-----	109
<b>Tabela 6.5</b> – Tempos de pico e de base para os três hidrogramas de ruptura adotados-----	110
<b>Tabela 6.6</b> – Número de Manning adotado nas seções topobatimétricas-----	113
<b>Tabela 6.7</b> – Resultados da propagação da onda de ruptura para $Q_p$ igual 5000 m <sup>3</sup> /s-----	115
<b>Tabela 6.8</b> – Resultados da propagação da onda de ruptura para $Q_p$ igual 10000 m <sup>3</sup> /s-----	116
<b>Tabela 6.9</b> – Resultados da propagação da onda de ruptura para $Q_p$ igual 17000 m <sup>3</sup> /s-----	117
<b>Tabela 6.10</b> – Cenários simulados para toda área de estudo-----	121
<b>Tabela 6.11</b> – Tabela resumo com o tempo para a cota máxima e valores de cota máxima dos cenários simulados-----	124
<b>Tabela 6.12</b> – Tabela resumo com o tempo para a vazão máxima e valores de vazão máxima dos cenários simulados-----	125
<b>Tabela 6.13</b> – Coeficientes de rugosidade utilizados para os cenários 1[RV] e 1[RM]-----	135
<b>Tabela 6.14</b> – Condições de contorno adotadas para os cenários 1 e 4 em formulação bidimensional-----	143
<b>Tabela 6.15</b> – Cotas máximas atingidas na área urbana de Rio Acima para os cenários 1 e 4 utilizando uma modelagem uni e bidimensional do escoamento-----	146
<b>Tabela 6.16</b> – Comparação entre as marcas de cheia do evento natural de janeiro de 1997 com as cotas máximas atingidas para o cenário 4 utilizando uma modelagem uni e bidimensional do escoamento-----	146
<b>Tabela A2.1</b> – Fatores de correção para a rugosidade na calha principal de um canal (Fonte: adaptado de Aldridge e Garrett, 1973 apud Arcement e Schneider, 1989)-----	163
<b>Tabela A2.2</b> – Fatores de correção para a rugosidade nas planícies de inundação (Fonte: adaptado de Aldridge e Garrett, 1973 apud Arcement e Schneider, 1989)-----	165
<b>Tabela A4.1</b> – Seções topobatimétricas levantadas ao longo do rio das Velhas-----	169
<b>Tabela A4.2</b> – Seções topobatimétricas levantadas ao longo dos afluentes considerados-----	170
<b>Tabela A5.1</b> – Vazões de base utilizadas nos oito afluentes considerados no cenário 3-----	181
<b>Tabela A6.1</b> – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1-----	182
<b>Tabela A6.2</b> – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 2-----	184
<b>Tabela A6.3</b> – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 3-----	186

<b>Tabela A6.4</b> – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 4-----	188
<b>Tabela A7.1</b> – Áreas de drenagem das sub-bacias-----	191
<b>Tabela A8.1</b> – Rugosidade final para cada seção transversal-----	192
<b>Tabela A9.1</b> – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1[RV]-----	194
<b>Tabela A9.2</b> – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1[RM]-----	196
<b>Tabela A10.1</b> – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1[55]-----	198
<b>Tabela A10.2</b> – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1[50]-----	200
<b>Tabela A10.3</b> – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1[40]-----	202

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

$A_s$	Área do reservatório para o NA máximo [m <sup>2</sup> ]
ANA	Agência Nacional de Águas
$B_b$	Comprimento final da brecha [m]
$B_d$	Comprimento da crista da barragem [m]
$c$	Velocidade da onda [km/hora]
$\beta$	Coefficiente adimensional de correção que considera a variação da velocidade na seção (Boussinesq)
$C_n$	Número de Courant
CADAM	Concerted Action on Dambreak Modelling
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CEMIG	Companhia Energética de Minas Gerais
CNB	Cadastro Nacional de Barragens
CNSB	Conselho Nacional de Segurança de Barragens
COPAM	Conselho Estadual de Política Ambiental
D	Raio hidráulico estimado
FEAM	Fundação Estadual de Meio Ambiente
$g$	Aceleração da gravidade [m/s <sup>2</sup> ]
$H_b$	Altura final da brecha [m]
$H_d$	Altura da barragem [m]
$h$	Espessura da lâmina líquida [m]
ICOLD	International Commission on Large Dams
L	Incremento de distância original
LPI	Inércia Parcial Local
MDST	Modelo Digital das Seções Topobatimétricas
MDT	Modelo Digital do Terreno
MI	Ministério da Integração Nacional
$n$	Coefficiente de rugosidade final
$n_0$	Coefficiente de rugosidade básico
NWS	National Weather Service
$\Omega$	Coefficiente adimensional de correção que considera a variação da velocidade na seção (Coriolis)
PAE	Plano de Ação Emergencial
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
$P_a$	Pressão atmosférica na superfície da lâmina d'água [N/m <sup>2</sup> ]

$Q_p$	Descarga máxima defluente da barragem em ruptura [ $m^3/s$ ]
$q_1$	Vazão específica na direção x [ $m^3/s.m$ ]
$q_2$	Vazão específica na direção y [ $m^3/s.m$ ]
$q_m$	Vazão específica lateral [ $m^3/s.m$ ]
$\rho$	Massa Específica da água [ $kg/m^3$ ]
$S_c$	Declividade crítica
$S_0$	Declividade média da calha fluvial ou do fundo do canal [ $m/m$ ]
$S_{0x}$	Declividade média da calha fluvial ou do fundo do canal na direção x [ $m/m$ ]
$S_{0y}$	Declividade média da calha fluvial ou do fundo do canal na direção y [ $m/m$ ]
$S_f$	Declividade da linha de energia [ $m/m$ ], equivalente ao termo de perda de carga unitária por atrito
$S_{fx}$	Declividade da linha de energia na direção x [ $m/m$ ], equivalente ao termo de perda de carga unitária por atrito
$S_{fy}$	Declividade da linha de energia na direção y [ $m/m$ ], equivalente ao termo de perda de carga unitária por atrito
SCS	Soil Conservation Service
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
SIG	Sistema de Informação Geográfica
T	Tempo de subida do hidrograma [hora]
$T_p$	Tempo para desenvolvimento da brecha [s]
$T_b$	Tempo de base [s]
t	Variável independente relativa ao tempo [s]
$\tau_{bx}$ e $\tau_{by}$	Tensão de atrito no leito da seção nas direções x e y, respectivamente [ $N/m^2$ ]
$\tau_{sx}$ e $\tau_{sy}$	Tensão de atrito na superfície da lâmina d'água nas direções x e y, respectivamente [ $N/m^2$ ]
$\tau_{xx}$ , $\tau_{yy}$ , $\tau_{xy}$ e $\tau_{yx}$	Tensão de atrito devido à turbulência, onde, por exemplo, $\tau_{xy}$ é a tensão de atrito atuando na direção x num plano perpendicular à direção y [ $N/m^2$ ]
u	Velocidade média do escoamento na direção x [ $m/s$ ]
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
USBR	United States Bureau of Reclamation
V	Volume do reservatório para o NA máximo [ $m^3$ ]
v	Velocidade média do escoamento na direção y [ $m/s$ ]
x	Variável independente relativa à direção do escoamento no eixo x [ $m$ ]
$Y_{médio}$	Profundidade média no reservatório no instante da ruptura [ $m$ ]
y	Variável independente relativa à direção do escoamento no eixo y [ $m$ ]
$Z_w$	Elevação da superfície livre na calha fluvial [ $m$ ]

# 1 INTRODUÇÃO

O meio natural sofre constantemente a interferência do homem sobre vários aspectos. O represamento de um curso d'água natural pode ser citado como uma dessas mudanças que afetam o equilíbrio do ecossistema. O Brasil, pela sua potencialidade de recursos hídricos, possui uma série de grandes obras de armazenamento de água, construídas com o intuito de gerar benefícios para a sociedade, tais como: produção de energia, abastecimento de água, irrigação, recreação, navegação. Nota-se que os efeitos positivos de uma construção desse tipo para a sociedade humana são bastante relevantes. No entanto, empreendimentos que visam à acumulação artificial de volumes d'água de tal envergadura devem ser objeto de estudo e de avaliação crítica, visto que as barragens não estão livres de acontecimentos de natureza diversa, que possam ocasionar comprometimentos quanto à estabilidade de suas estruturas, podendo levá-las a uma condição de colapso ou ruptura. Percebe-se, então, uma condição de risco relativa a desastres de uma barragem, principalmente quando o processo de ruptura ocorre em barragens localizadas a montante de aglomerações urbanas.

No caso de grandes barragens, estudos de ruptura e de propagação das ondas de cheia resultantes são realizados há muito tempo, a despeito do fato de que no Brasil, ainda no presente momento, não serem feitos de forma obrigatória para todos os grandes empreendimentos existentes ou projetados (BRASIL, 2003). O risco de eventos desse tipo não é desprezível; a título de exemplo, Singh (1996) aponta que no século passado foram relatados mais de 200 casos de ruptura de barragens com altura superior a 15 metros, em escala mundial.

Estudos de ruptura de barragens podem focar diferentes aspectos do evento potencial, tais como:

- a estimativa dos riscos associados a falhas originadas por enchentes de magnitudes superiores à de projeto, dificuldade de operação de estruturas hidráulicas de controle por bloqueio ou pane em sistemas eletromecânicos, obstrução de estruturas hidráulicas por grandes objetos transportados pelo escoamento ou o assoreamento da área de acumulação;
- a definição de mecanismos de ruptura da barragem, da evolução temporal da brecha pela qual o escoamento se dá e da forma do hidrograma de cheia resultante; e
- o estudo da propagação da onda de ruptura e a delimitação das áreas inundáveis a jusante do barramento.

Apesar de cenários críticos de galgamento ou ruptura serem considerados eventos raros, eles podem ocasionar impactos econômicos, ambientais e sociais muito significativos. Para conhecer os efeitos de uma ruptura de barragem, é necessário estudar como a mesma pode romper e qual será o comportamento da onda de cheia no curso d'água. Modelos numéricos e físicos podem ser usados para responder essas questões (MAIJALA, 2001). Morris e Galland (2000) ressaltam que a simulação da modelagem dessa onda de cheia terá um comportamento diferente das condições admitidas na modelagem tradicional do fluxo do rio e nas áreas a serem inundadas, considerando-se que em uma cheia natural essas áreas não são atingidas.

O presente estudo buscou avaliar o comportamento da onda de cheia gerada pela ruptura hipotética da barragem da usina hidrelétrica de Rio de Pedras, construída na bacia do alto rio das Velhas, considerando o escoamento em representação uni e bidimensional. Foram avaliados os tempos de chegada e os valores das cotas e vazões máximas alcançadas em diferentes pontos do curso d'água, para diferentes cenários de ruptura adotados. Mapas de inundação indicando a área atingida pela onda de ruptura, nas zonas rurais e urbanas cortadas pelo rio das Velhas, também foram implementados com a utilização do software IDRISI. A onda de ruptura foi propagada em uma extensão de 82 km, desde a usina até a confluência do rio das Velhas com o ribeirão do Onça, passando pelas cidades de Rio Acima, Raposos, Sabará e dois bairros do município de Nova Lima. Realizou-se ainda um estudo de sensibilidade avaliando a influência da descarga de pico e do hidrograma de ruptura, do coeficiente de rugosidade e do número de seções transversais na resposta da onda de cheia gerada.

Este trabalho é composto por sete capítulos. O primeiro refere-se à própria introdução, onde se descreve o conteúdo da pesquisa, bem como as motivações para o trabalho realizado e o estudo de caso abordado. O Capítulo 2 faz referência ao objetivo geral e aos objetivos específicos que compõem a pesquisa. O Capítulo 3 apresenta uma revisão bibliográfica abordando algumas questões sobre segurança de barragens, com enfoque na legislação existente em alguns países e no Brasil. Apresentam-se também casos históricos de ruptura, informações estatísticas de colapso de barragens, dados requeridos para um estudo de ruptura, aspectos da modelagem e alguns fatores que influenciam na resposta da onda de cheia. Ainda no capítulo 3, apresenta-se uma abordagem para a delimitação de zonas potenciais de risco de inundação. No Capítulo 4 é apresentada a metodologia adotada no decorrer do trabalho, englobando: aspectos sobre a escolha da vazão de pico e do hidrograma de ruptura defluente, a adoção de cenários de ruptura, os modelos numéricos utilizados para a propagação da onda

de cheia, a utilização de sistemas de informação geográfica para o mapeamento de áreas inundáveis e os dados a serem utilizados para um estudo de ruptura. A metodologia utilizada para a análise de sensibilidade de três dos parâmetros que interferem na resposta da onda de cheia também é apresentada nesse capítulo. O Capítulo 5 refere-se ao estudo de caso utilizado para a aplicação da metodologia proposta, indicando um histórico da barragem, com a descrição geral do aproveitamento hidrelétrico. Esse capítulo engloba uma breve caracterização da área a jusante da barragem e cita a ocorrência de um evento natural extremo ocorrido na bacia do alto rio das Velhas em janeiro de 1997. O Capítulo 6 apresenta os resultados obtidos com a aplicação do modelo unidimensional FLDWAV e com o modelo bidimensional FESWMS. É incluída uma discussão dos resultados encontrados para a análise de sensibilidade realizada e ainda são mostrados os mapas de inundação gerados para toda a área de estudo e, em especial, para a cidade de Rio Acima. Finalmente, no Capítulo 7, são apresentadas as conclusões deste trabalho e algumas recomendações para estudos futuros.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo geral**

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar duas alternativas de modelagem da onda de ruptura de barragem, em formulação uni e bidimensional, e realizar uma análise de sensibilidade da influência de alguns fatores na propagação do hidrograma de cheia resultante.

### **2.2 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos que compõem esta pesquisa são:

- avaliar comparativamente a propagação realizada em formulação unidimensional e bidimensional sob o ponto de vista das cotas máximas atingidas em uma determinada área;
- realizar um estudo de sensibilidade para avaliar a influência das descargas de pico e do hidrograma de ruptura defluente na propagação da onda de cheia formada;
- realizar um estudo de sensibilidade para avaliar a influência da variação da rugosidade do leito e das margens ao longo do curso d'água simulado na propagação da descarga líquida;
- realizar um estudo de sensibilidade para avaliar a influência da variação do número de seções topobatimétricas utilizadas para descrever o vale a jusante da barragem, na propagação da descarga líquida; e
- gerar mapas de inundação das áreas rurais e urbanas estudadas, a partir dos diferentes cenários de ruptura adotados.

## 3 REVISÃO DA LITERATURA

### 3.1 *Segurança de Barragens*

Com o avanço na compreensão dos fenômenos hidrológicos e hidráulicos, a tecnologia associada ao processo de construção e à definição de normas regulamentadoras permitiu garantir um maior grau de segurança ao longo da vida útil de uma barragem. Entretanto, a percepção de risco relacionada a desastres também evoluiu, em razão de uma demanda pública por padrões mais altos de segurança e avaliação de estudos de risco.

A primeira lei europeia em análise de risco de ruptura de barragem foi apresentada na França em 1968. Esse decreto tornou compulsório para os responsáveis pelas represas a elaboração de planos de contingência, inclusive com base em estudos de simulação da onda de inundação que pode se formar devido a falhas da estrutura (MORRIS *et al.*, 1998). No Brasil, por exemplo, o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) afirma que o responsável legal pela barragem deve assegurar aspectos relacionados à segurança do empreendimento, devendo ainda fazer com que sua operação e manutenção sejam executadas por pessoas que tenham conhecimento e habilitação para tal (CBDB, 1999).

Percebe-se que vários níveis de segurança podem ser associados a uma barragem em todas as suas fases de vida: projeto, construção e operação. Segundo Viseu e Martins (1997), deve-se salientar que não é possível atingir um nível de segurança de 100%. O grau de segurança a que se deve atingir depende basicamente do número de vidas humanas que possam ser perdidas no caso da ocorrência de um evento crítico. Outro limite diz respeito ao custo de cada obra e aos meios humanos e materiais que podem ser disponibilizados para as tarefas de segurança. Ainda segundo Viseu e Martins (1997), medidas de segurança prioritárias e urgentes podem ser dispendiosas e de execução relativamente demorada. Uma consideração óbvia a ser lembrada, mas que na maioria das vezes é esquecida, é de que interessa não só proteger as populações, mas protegê-las o mais rapidamente possível.

Paralelamente ao avanço tecnológico, leis e regulamentos evoluíram e hoje buscam motivar não somente ações de segurança, mas também minimizar riscos associados a uma barragem. Almeida (1999) afirma que quase a totalidade dos países desenvolvidos já possui regras sobre segurança de barragens, que têm em conta a proteção das pessoas contra riscos de falhas de um empreendimento hidráulico. Mesmo em países onde não existe uma legislação específica, a tendência é de responsabilizar as entidades intervenientes nos projetos de construção,

exploração e manutenção das barragens pelos eventuais danos que venham causar.

Por exemplo, na Europa, a partir de 1990, as normas e legislações relativas à segurança de barragens ficaram mais rigorosas no que diz respeito à proteção das populações a jusante dessas obras, considerando as seguintes etapas (ALMEIDA, 1999):

- criação de cenários extremos e verossímeis de ruptura, independente da probabilidade de falha associada ao empreendimento;
- elaboração de mapas de inundação relativos a cheias provocadas por operação extrema da barragem;
- zoneamento das áreas afetadas por uma onda de ruptura;
- elaboração de planos de emergência com a participação de autoridades locais e públicas;
- planejamento e implementação de medidas de defesa civil, tais como sistemas de alerta e de evacuação;
- recomendações para a ocupação do território, principalmente nas áreas de risco; e
- criação de planos de treinamento e exercícios.

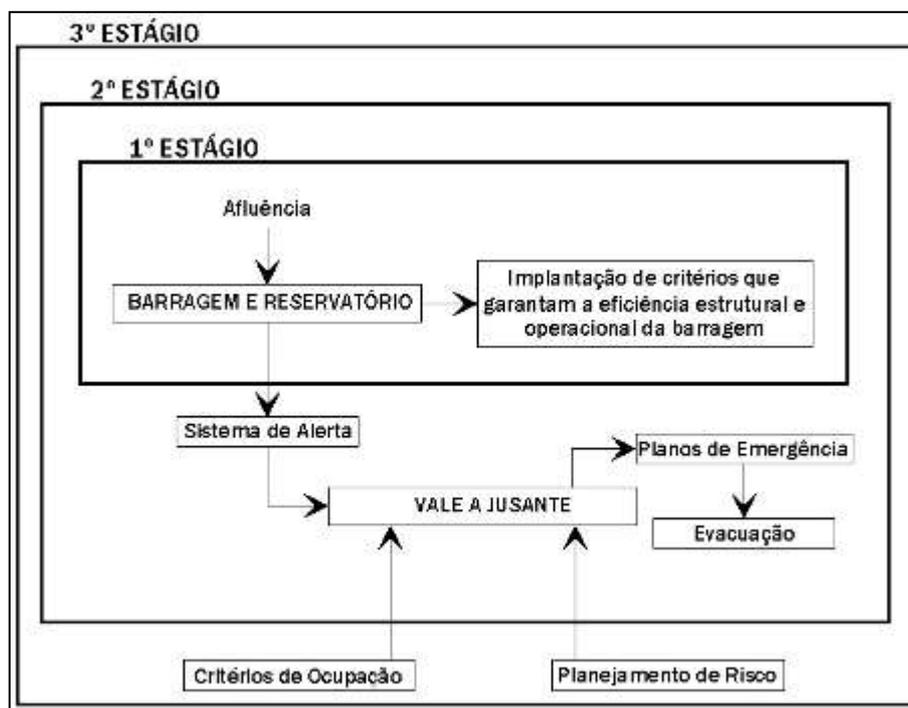
Identifica-se que, ao longo da história, o conceito de segurança, associado a barragem, pode ser classificado em três estágios (ALMEIDA *et al.*, 2003). O primeiro estágio de segurança refere-se basicamente à barragem com as suas estruturas complementares (casa de máquinas, tomada d'água etc) e ao reservatório. Busca-se garantir a eficiência estrutural e operacional da barragem, de maneira a reduzir qualquer cenário de operação extrema e de falha para riscos anuais inferiores a  $10^{-4}$ . As ações para a manutenção da segurança referem-se às atividades de inspeção, monitoramento (análise da instrumentação) e manutenção das estruturas da barragem. A consideração do tipo de ocupação do vale a jusante não faz parte dessa análise.

O segundo estágio incorpora à ocupação do vale a jusante. Nessa fase, os riscos potenciais de inundação são considerados com mais detalhes, incluindo um estudo de perdas econômicas e de vidas humanas. Sistemas de alerta e mapas de inundação indicando as áreas afetadas por uma falha da barragem são os produtos principais desse estágio, com a criação de planos de emergência. Entende-se por planos de emergência uma série de ações para manter a segurança de um empreendimento hidráulico e uma resposta eficaz para situações de risco associadas à integridade da ocupação do vale a jusante. Para isso, esse plano deve fornecer dados substanciais para a criação de planos de ações que estabeleçam medidas de proteção e

evacuação da população existente ao longo das áreas a jusante. A aplicação de uma ação emergencial é a última etapa com relação à segurança de barragens.

O terceiro estágio busca integrar os dois primeiros estágios criando uma ferramenta dinâmica ao longo da vida da barragem. Busca-se fortemente a participação das comunidades existentes nas áreas potencialmente afetadas pela ruptura da barragem, criando critérios de ocupação das áreas a jusante e a montante, bem como ferramentas de gerenciamento de risco.

A Figura 3.1 mostra os três estágios de segurança de barragens.



**Figura 3.1** – Diferentes abordagens para a segurança de barragens (Fonte: ALMEIDA *et al.*, 2003)

### 3.1.1 Legislação sobre segurança de barragens

Na França, em consequência do impacto social e técnico provocado pelo acidente da barragem de Malpasset (ver item 3.2.1.2), no ano de 1959, passou-se a considerar a possibilidade teórica de ocorrerem falhas associadas a uma barragem e o risco das populações existentes nos vales a jusante. Assim, criou-se um regulamento de segurança em 1966, que foi reforçado por um decreto de 1968, tornando obrigatória a preparação de planos de emergência e resgate das populações a jusante. Segundo Benoist (1989), *apud* Collischonn (1997), passou a ser obrigatória a elaboração de planos de emergência para todas as barragens com mais de 20 metros de altura e reservatório com capacidade superior a 15 hm<sup>3</sup>. Tornou-se obrigatória também a elaboração de mapas de inundação indicando as áreas afetadas por uma eventual onda de cheia.

Nos Estados Unidos, na década de 60 do século passado, já se previam algumas ações de proteção e evacuação da população a jusante de grandes barragens. Outro marco histórico na atualização de conceitos de segurança e riscos a jusante foi o caso da ruptura da barragem de Teton (ver item 3.2.1.4) no ano de 1977. Esse fato deu origem, em 1979, a um guia federal para segurança de barragens, o qual, entre outros aspectos, recomenda a elaboração de planos de ação emergencial, com o envolvimento das autoridades locais e a informação adequada ao público.

No ano de 1981 o corpo de engenheiros dos Estados Unidos (*U. S. Army Corps of Engineers*) realizou um projeto de inspeção nacional de mais de 9000 barragens e concluiu que um terço delas estava em condições de segurança deficientes. Almeida (1999) salienta que foi a alta frequência de falhas de pequenas e médias barragens de terra nos Estados Unidos que motivou as agências de licenciamento de barragens, a saber, o *Bureau of Reclamation*, o *U.S. Army Corps of Engineers* e o *Soil Conservation Service*, a ter um maior rigor nas atividades de segurança. Em 1994, os diferentes sub-comitês americanos começaram a atualizar os seus guias de maneira a compatibilizar os diferentes critérios de avaliação de segurança de barragens. Criou-se também um novo sistema de classificação de barragens a partir dos danos que um empreendimento pode causar nas áreas a jusante - *Dam Hazard Classification System* (FEMA, 1998).

Em Portugal, no ano de 1990, foi publicado o decreto-lei 11/90 criando um regulamento de segurança de barragens (RSB), o qual define critérios para o controle de segurança e estipula medidas de proteção civil para a população localizada a jusante de uma barragem. Esse

mesmo decreto criou a Comissão de Segurança de Barragens (CSB) na qual estão presentes entidades e órgãos responsáveis pela regulamentação e controle de barragens. Entre as suas atribuições destacam-se: a emissão de pareceres sobre a criação de planos de emergência, sistemas de alerta e evacuação; a emissão de decisões sobre operações de esvaziamento de uma barragem, visto que essa operação pode acarretar danos econômicos, ambientais e eventualmente estruturais; e a emissão de pareceres sobre decisões ou impasses que possam trazer como conseqüências a diminuição da segurança de uma barragem. A RSB estabeleceu um prazo de cinco anos para a aplicação de suas normas às barragens em construção, exploração ou em estado de abandono.

Na Espanha, após a ruptura da barragem de Vega de Tera, em 1959, foi criada uma comissão nacional de normas para grandes barragens. O encargo dessa comissão foi criar uma instrução para o projeto, construção e exploração de grandes barragens. A instrução normativa entrou em vigor no ano de 1967, sendo que em 1993 ela teve uma reformulação completa. Com essa atualização, ela passou a contar com um capítulo específico com critérios para a proteção civil de áreas que tenham risco de inundação devido à operação ou falha de uma barragem (ALMEIDA, 1999). Outro conceito introduzido em 1993 foi a classificação da barragem de acordo com o risco potencial de danos que o empreendimento hidráulico pode causar para áreas a jusante. Foram criadas três classes para as barragens: A, B e C. Para as barragens que se enquadrem nas classes A e B passou a ser obrigatória a criação de um plano de ação emergencial.

As principais razões para a evolução, a partir de 1970, do enfoque dos manuais de segurança podem ser descritas a seguir (ALMEIDA, 1999):

- envelhecimento das barragens atuais;
- mudança de critérios para a escolha da cheia de projeto utilizadas no dimensionamento dos órgãos extravasores;
- eventuais alterações climáticas podendo aumentar o risco de acidente;
- melhor descrição de uma base de dados hidrológicos; e
- progressiva exigência de seguros devido a acidentes ocorridos levando a uma melhor caracterização de risco associado ao empreendimento.

Diferentemente de diversos países, o Brasil ainda não possui uma legislação específica sobre segurança de barragens. Entretanto, em 1999, a Comissão Regional de Segurança de

Barragens do núcleo regional de São Paulo editou um guia básico de segurança de barragens introduzindo os conceitos de classificação de um empreendimento hidráulico quanto ao seu risco potencial, considerando os seguintes fatores: populações a jusante; danos materiais; danos ao meio ambiente e danos à infra-estrutura. Esse guia deve ser utilizado para barragens que se enquadrem nos seguintes itens:

- que tenham altura superior a 15 metros, do ponto mais baixo da fundação à crista;
- que tenham altura entre 10 e 15 metros, do ponto mais baixo da fundação à crista, caso seja preenchida pelo menos uma das seguintes condições:
  - a crista tenha, no mínimo, 500 metros de comprimento; e
  - a capacidade total de acumulação do reservatório seja igual ou maior que 1 hm<sup>3</sup>.
- que apresentem potencial de provocar danos em caso de ruptura ou acidentes.

Os pontos principais abordados por esse guia são:

- indicação de critérios de inspeção e monitoramento durante todas as fases da vida de uma barragem;
- indicação de critérios de descomissionamento e abandono;
- análise de indicadores de desempenho e critérios de eficiência para barragens de terra e concreto;
- criação de plano de ação emergencial (PAE); e
- indicação de estudos de inundação.

Para esse último requisito, o guia básico de segurança de barragens indica que os mapas de inundação devem ser preparados de forma a mostrar as áreas máximas inundadas. Devem contemplar, além das regiões a jusante da barragem, as áreas que podem ser afetadas por efeito de remanso a montante do barramento (CBDB, 1999).

Outra ação que vem sendo desenvolvida, diz respeito ao cadastro do acervo de barragens. Após o acidente ocorrido com a barragem de rejeitos da mineração Rio Verde (ver item 3.2.1.8), no estado de Minas Gerais, o Conselho Estadual de Política Ambiental (COPAM) aprovou, em 2002, a deliberação normativa COPAM nº 062, que define critérios para a classificação e o cadastro de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatórios de água e estabelece critérios mínimos a serem seguidos para que novos empreendimentos

sejam licenciados. O Anexo 1 mostra o formulário elaborado para o cadastramento de barragens. Nesse cadastro são requeridas informações a respeito das barragens e também uma breve caracterização da área a jusante da mesma. Essa deliberação normativa define cinco critérios para a classificação da barragem quanto ao potencial de dano ambiental que a sua falha pode provocar.

Em âmbito nacional, o Ministério da Integração Nacional (MI) vem realizando diversas ações com o intuito de obter um diagnóstico da situação de segurança das barragens brasileiras. No ano de 2002, o MI editou um manual de segurança de barragens (MI, 2002) baseado no guia publicado, em 1999, pela Comissão Regional de Segurança de Barragens do núcleo regional de São Paulo. Em 2004 foi publicado também um Guia de Inspeção para Barragem de Concreto e Terra indicando os principais fatores que devem ser vistoriados em um empreendimento hidráulico e a periodicidade das inspeções (MI, 2004a).

Outra iniciativa tomada pelo MI refere-se à criação do Cadastro Nacional de Barragens (CNB), em julho de 2004, que tem o intuito de levantar informações sobre barragens que se enquadrem em pelo menos um dos critérios citados a seguir (MENESCAL *et al.*, 2005b):

- barragens que tenham altura do maciço, contada do nível do terreno natural à crista, maior ou igual a 15 metros;
- barragens que tenham capacidade total do reservatório maior ou igual a 5 hm<sup>3</sup>;
- barragens que tenham reservatório que contenha resíduos tóxicos ou potencialmente tóxicos; e
- barragens que se encontrem em situação de risco iminente e que possam causar danos econômicos, sociais, ambientais ou perda de vidas humanas.

Esse cadastro nacional de barragens está sob a responsabilidade da Agência Nacional de Águas (ANA) em cumprimento da lei 9984/2000 que dispõe sobre o Sistema Nacional de Informação em Recursos Hídricos (MENESCAL *et al.*, 2005b). Para o recenseamento das barragens foram elaborados um software e um manual com as diretrizes básicas para auxiliar no preenchimento do cadastro (MI, 2004b). Dentre as informações requeridas, ressalta-se o item que pede a apreciação pelo agente cadastrador sobre a situação a jusante da barragem. Nesse campo, devem ser inseridos os seguintes registros:

- a estimativa da população potencialmente atingida por possíveis impactos decorrentes da

barragem (análise qualitativa);

- a presença de estradas, linhas de transmissão, pontos de captação de água para consumo humano, irrigação etc;
- a existência de infra-estruturas (edificações, indústrias etc) que podem ser atingidas em caso de inundações; e
- a presença de barragens a jusante do barramento cadastrado.

Segundo Menescal *et al.* (2005b), o MI está realizando treinamento em vários estados com o intuito de preparar equipes para o cadastramento das barragens. A Defesa Civil também está fazendo parte desse processo, divulgando a metodologia proposta. O MI enviou também um ofício a todos os governadores de Estado e do Distrito Federal e às 5562 prefeituras, solicitando que seja iniciado o cadastramento das barragens existentes. Essa ação de inventariar as barragens existentes no Brasil tem o intuito básico de priorizar ações de intervenção e manutenção do nível de segurança dos empreendimentos.

Quanto ao aspecto legal, com o estabelecimento de uma legislação que defina com clareza responsabilidades, recursos, penalidades e um cadastro único de dados de informações pertinentes à área de segurança de barragens, foi elaborado o projeto de lei nº 1181 de 2003, que está em tramitação no congresso nacional. Esse projeto de lei estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), cria o Conselho Nacional de Segurança de Barragens (CNSB) e o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). Essa lei se aplica às barragens que se enquadram nos mesmos critérios estabelecidos para o Cadastro Nacional de Barragens (CNB). A Tabela 3.1 indica os princípios da PNSB, do CNSB e do SNISB.

**Tabela 3.1** – Princípios aplicados à PNSB, ao CNSB e ao SNISB (Fonte: BRASIL, 2003)

PNSB	CNSB	SNISB
as barragens são importantes para o desenvolvimento sustentável	estabelecer diretrizes gerais e zelar pela implementação da PNSB	descentralização da obtenção e produção de dados e informações
a segurança de uma barragem influi diretamente na sua sustentabilidade e no alcance de seus potenciais efeitos sociais e ambientais	promover a articulação entre os órgãos fiscalizadores de barragens	coordenação unificada do sistema
a segurança de uma barragem deve ser considerada nas suas fases de planejamento, projeto, construção, primeiro enchimento e vertimento, operação e desativação	coordenar a atuação do SNISB	acesso aos dados e informações garantido a toda a sociedade
a população deve ser informada e estimulada a participar das decisões que influam na segurança de barragens	elaborar e divulgar, anualmente, relatório sobre a segurança de barragens	
o empreendedor da barragem é o responsável pela sua segurança e pelos prejuízos a terceiros que possam advir do seu mau funcionamento		

Um dos instrumentos básicos para a implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens é a criação de um plano de segurança da barragem que requer (BRASIL, 2003):

- uma estrutura organizacional com profissionais capacitados para atuação na área de segurança;
- a identificação dos recursos, equipamentos e dispositivos a serem empregados; e
- a utilização de guias para o roteiro de inspeções de segurança formais e especiais, com a rotina de monitoramento por meio de instrumentos de auscultação, a regra de operação dos órgãos extravasores e a sistemática de comunicação e alerta.

Esse plano de segurança exige também a criação de um Plano de Ação Emergencial (PAE) para as barragens classificadas como de risco elevado. O PAE deve ter a indicação, entre outros elementos, de sistemas de alerta e mapas de inundação mostrando o alcance da onda de cheia e respectivos tempos de chegada em diferentes pontos da área afetada.

O Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB) é um sistema de coleta, tratamento, armazenamento e recuperação de informações sobre as condições de segurança das barragens que será gerido pela ANA. O Cadastro Nacional de Barragens, mantido por essa instituição, servirá de base para o SNISB.

### **3.1.2 Classificação de barragens quanto ao risco**

Menescal *et al.* (2005a) indicam que a classificação de risco de uma estrutura hidráulica permite que sejam identificadas e priorizadas as ações que mantenham dentro de níveis aceitáveis a segurança de uma barragem. Entende-se como risco a possibilidade de ocorrência de um evento adverso para a saúde, propriedade ou meio ambiente (CBDB, 1999). Pode-se ainda pensar em risco como sendo a relação entre a probabilidade da realização de um evento e a provável magnitude de sua ocorrência (CASTRO, 1999).

Almeida *et al.* (1999) apresentam uma sugestão dos principais critérios a serem considerados para a classificação de risco de uma barragem:

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

- existência de instrumentação; e
- existência de erosões localizadas.

Menescal *et al.* (2005a) ressaltam que uma das dificuldades encontradas em uma avaliação de risco de uma barragem é associar probabilidades para cada critério adotado. Viseu e Martins (1997) ressaltam que a obtenção de um índice global de risco a partir de um grande número de fatores é complicada, quer por exigir muitos dados, quer por exigir uma ponderação quantitativa de muitos fatores. E não deixa, por isso, de ser subjetiva. Assim, os mesmos autores sugerem uma classificação igualmente subjetiva, mas muito mais simples e que pode ser obtida com mais facilidade, com base nos fatores listados a seguir:

- qualidade, em termos globais, do projeto;
- qualidade, em termos globais, da manutenção;
- tipo de barragem;
- altura;
- volume do reservatório;
- sismicidade; e
- população que pode ser afetada por uma onda de inundação.

Os principais benefícios da utilização de um sistema de avaliação de risco são (MENESCAL *et al.*, 2005a):

- a criação de um processo estruturado de juízo de engenharia (cenários de ruína, árvores de eventos, probabilidades estimadas etc);
- a oportunidade para descrição e quantificação explícita do juízo de engenharia;
- a criação de subsídios para decisões em relação à necessidade de estudos adicionais e melhoria da segurança;
- uma consideração mais equilibrada de todos os fatores, proporcional à sua contribuição para a probabilidade de colapso;
- um meio para a comparação da segurança (risco) entre diferentes barragens;
- uma base mais formal para priorizar melhorias da segurança de barragens; e
- uma melhor avaliação de quão segura é a barragem em estudo.

Uma vez classificado um empreendimento quanto ao seu risco associado, deve-se procurar gerenciar esse risco. Viseu e Martins (1997) estabelecem a seguinte lista para a manutenção e o aumento do nível de segurança de uma barragem:

- designação de um responsável técnico pela segurança durante a fase de exploração;
- capacitação de pessoal que opera as gerências de segurança;
- criação de regras que garantam a existência de pessoal capacitado na barragem em ocasiões críticas (por exemplo, durante a ocorrência de uma cheia excepcional);
- criação e manutenção de um arquivo técnico de exploração (cadastro de todos os elementos importantes do ponto de vista de segurança);
- criação de uma instrução de operação dos órgãos extravasores da barragem;
- estabelecimento de um calendário para operações de verificação de funcionamento e de manutenção dos órgãos de segurança (incluindo fontes alternativas de energia, comandos locais e a distância e manobras manuais);
- criação e manutenção de um sistema de observação de leitura de níveis para a correta operação do reservatório;
- manutenção de todas as áreas de circulação no perímetro do empreendimento;
- remoção de vegetação ou quaisquer materiais de áreas que possam obstruir o escoamento ou dificultar a detecção de anomalias; e
- estabelecimento de uma cadeia de decisão, com meios de comunicações confiáveis, para atuar em situações de emergência.

#### 3.1.2.1 Classificação quanto ao dano potencial em relação às áreas a jusante

Os novos guias e manuais de segurança de barragens apresentam requisitos para a classificação de barragens quanto às conseqüências que elas podem trazer no caso de ocorrência de um evento extremo, associado a uma cheia com tempo de retorno elevado ou no caso de um colapso da estrutura.

Por exemplo, apresenta-se a classificação de risco a jusante adotada nos Estados Unidos (pelo *Bureau of Reclamation*), em Portugal e na Espanha. Essas legislações, a exemplo do que acontece em outros países, classifica o risco em três níveis, como mostra a Tabela 3.2 (ALMEIDA *et al.*, 2003).

**Tabela 3.2** – Exemplos de classificação de risco a jusante

	<b>USBR (1988) Estados Unidos</b>	<b>Portugal (1990)</b>	<b>Espanha (1996)</b>
<b>Risco baixo (Classe C)</b>	O colapso da barragem irá causar perdas econômicas <b>mínimas</b> , com nenhuma vida humana em risco.	O colapso da barragem irá causar <b>pequenos</b> danos materiais e nenhuma perda humana.	O colapso da barragem, ou o seu mau funcionamento, pode ocasionar danos <b>moderados</b> ao meio ambiente e à propriedade. Pode ocasionar a perda de poucas vidas humanas.
<b>Risco significativo (Classe B)</b>	O colapso da barragem irá causar perdas econômicas <b>apreciáveis</b> , com menos de seis vidas humanas em risco.	O colapso da barragem irá causar danos materiais <b>moderados</b> e poucas perdas humanas.	O colapso da barragem, ou o seu mau funcionamento, pode ocasionar danos <b>importantes</b> ao meio ambiente e à propriedade. Pode afetar um número reduzido de habitações.
<b>Risco elevado (Classe A)</b>	O colapso da barragem irá causar perdas econômicas <b>excessivas</b> , com mais de seis vidas humanas em risco.	O colapso da barragem irá causar danos materiais <b>severos</b> e um grande número de perdas humanas.	O colapso da barragem, ou o seu mau funcionamento, pode ocasionar danos <b>severos</b> em áreas urbanas ou serviços essenciais, ao meio ambiente e à propriedade.

Percebe-se, de acordo com a Tabela 3.2, que a classificação de risco a jusante varia muito, apresentando ainda conceitos amplos para a quantificação de danos que podem ser causados por uma barragem. Almeida *et al.* (2003) afirmam que para as classificações adotadas em Portugal ou na Espanha, é suficiente ter um número considerável de vidas humanas em perigo para classificar uma barragem como uma estrutura com um risco elevado. Entretanto, afirmam esses autores, para a África do Sul e para o Reino Unido, as legislações são mais precisas e indicam que para uma classificação de risco elevado é preciso ter mais de 10 vidas humanas em perigo.

No Brasil, por exemplo, o guia básico de segurança de barragens do núcleo regional de São Paulo apresenta uma classificação quanto à consequência de danos que o colapso de uma barragem pode ocasionar nas áreas a jusante (CBDB, 1999), como mostrado na Tabela 3.3.

**Tabela 3.3** – Classificação da consequência de ruptura de barragem para as áreas a jusante (Fonte: CBDB, 1999)

<b>Consequência de ruptura</b>	<b>Perda de vidas</b>	<b>Danos econômicos, sociais ambientais</b>
<b>Muito alta</b>	Significativa	Excessivo
<b>Alta</b>	Alguma	Substancial
<b>Baixa</b>	Nenhuma	Moderado
<b>Muito baixa</b>	Nenhuma	Mínimo

Esse guia recomenda que a avaliação do nível de danos de uma barragem deve ser baseada em estudos de inundação, e deve considerar o desenvolvimento existente e o previsto na utilização das áreas a jusante. Para barragens que possam se enquadrar em uma categoria de consequência “Alta” ou “Muito alta”, a avaliação deve se basear em análises mais detalhadas, com a utilização de um número maior de dados.

No estado de Minas Gerais, a deliberação normativa COPAM nº 062, do Conselho Estadual de Política Ambiental, utiliza os seguintes critérios para classificar uma barragem de acordo com o risco potencial de dano ambiental que a sua falha pode provocar (FEAM, 2004):

- dois critérios técnicos: altura da barragem e volume do reservatório; e
- três critérios ambientais: presença de ocupação humana, interesse ambiental e/ou instalações a jusante da barragem.

Cada um desses critérios recebe uma pontuação (V), como mostra a Tabela 3.4.

**Tabela 3.4** – Critérios para a classificação de barragens quanto ao dano ambiental em áreas a jusante (Fonte: FEAM, 2004)

<b>Altura do maciço - H [m]</b>	<b>Volume do reservatório - <math>V_R</math> [hm<sup>3</sup>]</b>	<b>Ocupação humana a jusante da barragem</b>	<b>Interesse ambiental a jusante da barragem</b>	<b>Instalações a jusante da barragem</b>
Pequena ( $H < 15$ m) V = 0	Pequeno ( $V_R < 0,50$ ) V = 0	Inexistente V = 0	Pouco significativo V = 0	Inexistente V = 0
Média ( $15 \text{ m} \leq H \leq 30$ m) V = 1	Médio ( $0,5 \leq V_R \leq 5$ ) V = 1	Eventual V = 1	Significativo V = 1	Baixa concentração V = 1
Alta ( $H > 30$ m) V = 2	Grande ( $V_R > 50$ ) V = 2	Grande V = 2	Elevado V = 2	Alta concentração V = 2

Considerando-se o somatório dos valores dos cinco parâmetros, as barragens são classificadas nas seguintes categorias de dano ambiental:

- baixo potencial (Classe I): quando o somatório for menor ou igual a 2;
- médio potencial (Classe II): quando o somatório for maior que 2 e menor ou igual a 4; e
- alto potencial (Classe III): quando o somatório for maior que 4.

Percebe-se que a classificação das barragens segundo os critérios apresentados na Tabela 3.3 e na Tabela 3.4 também apresenta um caráter qualitativo e subjetivo, sendo que devem ser

adotadas algumas premissas para a caracterização de cada empreendimento.

### 3.1.2.2 Critérios adotados pela Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG)

De uma forma geral, as maiores barragens construídas no Brasil são operadas por empresas de geração de energia hidrelétrica, as quais também possuem metodologia de classificação adotando a segurança dessas barragens. No escopo da presente pesquisa será abordado exclusivamente o caso da CEMIG.

A primeira metodologia de classificação de barragens enfocando a segurança do empreendimento adotada pela CEMIG para as 51 barragens por ela operadas foi implementada no ano de 1996. O foco principal era definir as periodicidades de inspeção, quantidade de instrumentação, equipes de inspeção e permitir uma correta aplicação dos recursos financeiros destinados à manutenção das obras hidráulicas (FUSARO, 2003).

Essa metodologia foi reavaliada e passou a contar com uma abordagem de classificação de barragens que utiliza conceitos de risco. Essa nova metodologia determina o risco utilizando uma atribuição de índices aos diferentes fatores analisados. O risco final é encontrado pela análise das variáveis apresentadas na Tabela 3.5.

**Tabela 3.5** – Critérios para a classificação de barragens da CEMIG (Fonte: FUSARO, 2003)

$Risco = P \times C$

Probabilidade (P)		Conseqüência (C)
Potencial de Risco	Vulnerabilidade	
Avalia: o tipo de barragem (concreto, terra etc);  o tipo de fundação (rocha sã, solo etc); e  a idade da barragem	Avalia: a adequação das diferentes estruturas aos critérios de projeto atuais; e  as condições de conservação atual das estruturas (grau de deterioração e urgência para a implementação de ações corretivas).	Avalia: danos e prejuízos causados pela falha da barragem em relação à perda de capacidade de geração de energia; e  danos causado a jusante, levando em consideração o volume do reservatório e a ocupação da área a jusante (aspectos econômicos, sociais e ambientais).

A partir do índice final encontrado para as variáveis probabilidade e conseqüência, a barragem estudada é ordenada em uma das três classes de risco previstas: A, B ou C.

Uma das vantagens dessa nova abordagem é priorizar as ações necessárias para a segurança da barragem, dando preferência para os fatores que apresentam maior urgência de reparo ou manutenção (FUSARO, 2003).

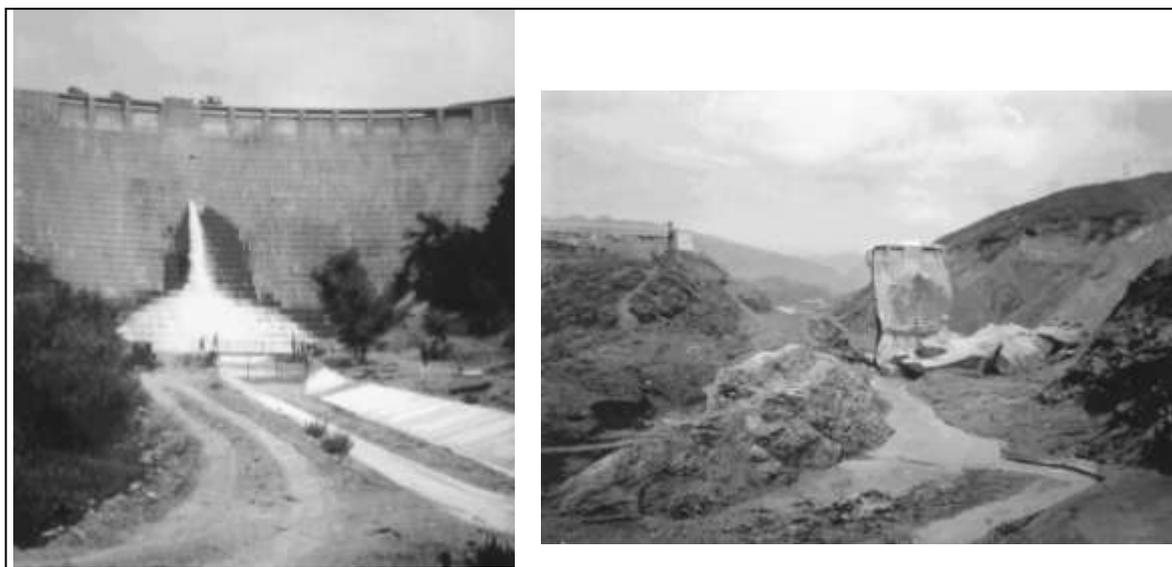
## 3.2 Ruptura de barragem

### 3.2.1 Casos Históricos

Dentre as centenas de casos de ruptura ocorridos ao longo da história, pretende-se neste item indicar alguns casos famosos de falhas ou operações críticas envolvendo barragens de diferentes tipos e características. Para os casos escolhidos, salientam-se os ocorridos na história recente do Brasil, como o caso da barragem da mineração Rio Verde em Minas Gerais no ano de 2001, da barragem de rejeitos da indústria Cataguases no ano de 2003 e da barragem de Camará no ano de 2004. Indica-se também, como fato histórico, a ruptura do talude da barragem da Pampulha, no ano de 1954, que trouxe como consequência a interrupção no abastecimento de água em parte da cidade de Belo Horizonte, Minas Gerais.

#### 3.2.1.1 Barragem de St. Francis – Estados Unidos (1928)

Construída pelo Departamento de Água e Energia da cidade de Los Angeles nos Estados Unidos, por volta dos anos de 1924 a 1926, a barragem de St. Francis era de concreto em arco tendo uma altura final de 59 metros. Por volta da meia noite do dia 12 de março de 1928 a barragem rompeu, resultando em uma onda de cheia que matou mais de 400 pessoas (OUTLAND, 1977). Pelo menos seis cidades foram atingidas gravemente ao longo do vale San Francisquito, pela força de 24 hm<sup>3</sup> de água liberada pelo reservatório de St. Francis. A Figura 3.2 mostra uma vista do corpo da barragem antes e depois do colapso da estrutura.



**Figura 3.2** – Vista da barragem de St. Francis antes e depois da ruptura (Fonte: OUTLAND, 1977)

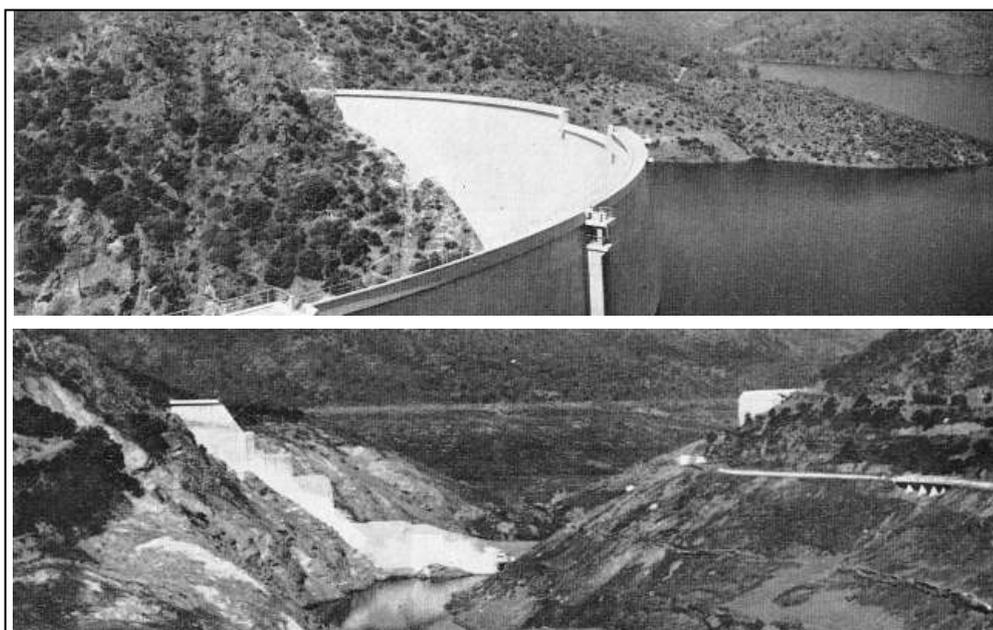
Devido ao deslizamento da ombreira esquerda da barragem a estrutura em arco colapsou, levando ao esvaziamento do reservatório em pouco mais de 1 hora. A onda de cheia percorreu mais de 86 km desde o local da barragem até o oceano Pacífico. Neste ponto, a onda tinha

uma velocidade aproximada de apenas 2 m/s, mas atingia uma largura de mais de 3 km (OUTLAND, 1977).

### 3.2.1.2 Barragem de Malpasset – França (1959)

Localizada na região de Frejus ao sul da França a construção da barragem de Malpasset tinha o intuito de fornecer água para consumo humano e para irrigação. A sua construção começou no ano de 1941, com o término ocorrendo somente em 1954. A estrutura da barragem era de concreto em arco, com 66 metros de altura, 223 metros de comprimento e uma capacidade máxima de armazenamento de 51 hm<sup>3</sup> (MARY, 1968).

No dia 2 de dezembro de 1959, pouco depois das 9 horas da noite, a barragem rompeu formando uma onda de cheia que percorreu o vale a jusante numa extensão de 12 km e ocasionando a morte de 433 pessoas. Praticamente nenhuma parte da estrutura restou intacta, indicando uma ruptura instantânea e completa da barragem, como mostra a Figura 3.3.



**Figura 3.3** – Vista da barragem de Malpasset antes e depois da ruptura (Fonte: MARY, 1968)

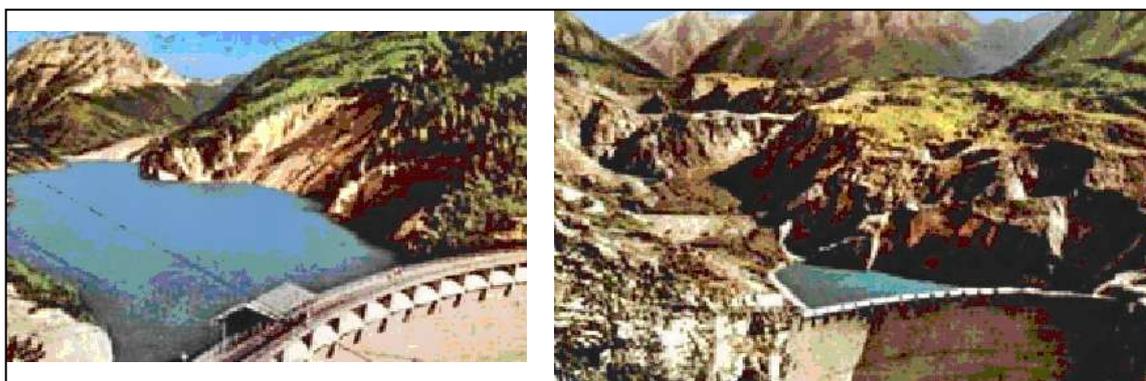
A 1,5 km a jusante, um trecho de 800 metros de ferrovia e uma ponte foram destruídos. Em algumas áreas, marcas de cheia mostraram que a linha d'água se elevou a mais de 20 metros acima da calha principal do rio Reyran. Investigações posteriores ao acidente mostraram que a falha da barragem ocorreu a partir de sua fundação, devido à natureza geológica da área. Um evento de chuva de grande magnitude, ocorrido alguns dias antes do colapso, aumentou o nível do reservatório em mais de 5 metros, o que agravou a pressão no corpo da barragem (GOUTAL, 1999).

### 3.2.1.3 Barragem de Vaiont – Itália (1963)

Localizada a 100 km ao norte da cidade de Veneza, a barragem de Vaiont teve o intuito de prover energia elétrica para as cidades de Milão, Turin e Modena, no norte da Itália. Sua construção durou três anos e foi finalizada no ano de 1959. A estrutura da barragem é de concreto em arco possuindo uma altura total de 267 metros, uma das mais altas do mundo (SINGH,1996).

O incidente envolvendo a barragem de Vaiont não pode ser caracterizado como um evento de ruptura, pois a estrutura da mesma não entrou em colapso durante o evento crítico sofrido no ano de 1963. Entretanto, o número de mortes ocorridas, devido à onda de cheia formada, pode ser descrito como um dos piores eventos de inundação ocorridos na Itália durante o século XX (DOOGE, 2004).

No dia 9 de novembro de 1963, uma massa de 260 hm<sup>3</sup> de solo deslizou do lado esquerdo da montanha Toc para dentro do reservatório da barragem de Vajont. Esse deslocamento bloqueou o vale a montante do reservatório, numa extensão aproximada de 400 m. Neste momento, um volume de água de 50 hm<sup>3</sup> foi elevado a mais de 260 m acima do nível d'água normal em direção à ombreira direita, atingindo algumas edificações da vila de Casso. Uma onda para montante (mais de 700 metros) foi propagada em direção à vila de Erto, ocasionando a morte de 60 pessoas nesse local. Outra onda propagou-se para jusante, galgando a crista da barragem. Essa massa de água alcançou uma altura máxima de 70 metros, atingindo em poucos minutos as cidades de Longarone, Castellavazzo, Pirago, Rivalta, Villanova e Faè, matando mais de 2500 pessoas (HENDRON e PATTON, 1985). A Figura 3.4 mostra uma vista da barragem antes e depois do deslizamento de solo.



**Figura 3.4** – Vista da barragem de Vaiont antes e depois do deslizamento de solo (Fonte: HENDRON e PATTON, 1985)

#### 3.2.1.4 Barragem de Teton – Estados Unidos (1976)

A barragem de Teton, localizada no estado de Idaho, Estados Unidos, foi construída entre os anos de 1972 e 1975. A barragem tinha uma altura máxima de 93 metros, com uma capacidade total de armazenamento de 308 hm<sup>3</sup> (SINGH, 1996).

No primeiro enchimento do reservatório, no dia 5 de junho de 1976, o talude de terra da barragem entrou em colapso. A brecha formada na barragem de terra chegou a dimensões máximas de 46 metros de largura por 79 metros de altura (SINGH, 1996). A falha no talude da barragem foi se agravando devido ao carreamento de partículas do maciço de terra pelo fluxo descontrolado de montante para jusante, como mostra a Figura 3.5.



**Figura 3.5** – Vista da barragem de Teton indicando diferentes fases de formação da brecha (Fonte: U.S. BUREAU OF RECLAMATION, 2002)

O tempo de esvaziamento do reservatório foi de aproximadamente 4 horas. A causa principal apontada para o colapso da estrutura foi caracterizada como sendo por uma ruptura progressiva (entubamento). A vazão de pico defluente da brecha foi de 66.000 m<sup>3</sup>/s. A onda de cheia gerada levou a morte de 11 pessoas, deixando mais de 25.000 desabrigados e milhões de dólares em prejuízo material.

#### 3.2.1.5 Barragem da Pampulha – Brasil (1954)

A barragem da Pampulha, localizada na cidade de Belo Horizonte, em Minas Gerais, foi inaugurada no ano de 1941 e tinha inicialmente o propósito de abastecimento de água. O volume total do reservatório é de 18 hm<sup>3</sup>, tendo o dique da barragem 18 metros de altura e 350 metros de comprimento (ICOLD, 1995).

No dia 20 de maio de 1954, devido ao posicionamento inadequado de drenos, o talude da barragem rompeu, inundando imediatamente toda a área do atual aeroporto da Pampulha. Grande parte da cidade de Belo Horizonte ficou sem abastecimento de água. Foi necessário construir um sistema de abastecimento de emergência captando água diretamente do córrego

Ressaca, um dos afluentes do reservatório da Pampulha (VIANNA, 1997). A barragem somente seria reinaugurada no ano de 1958.

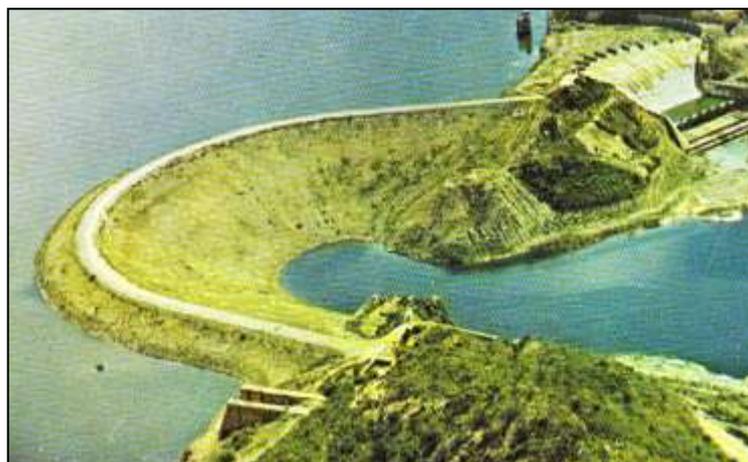
Uma comissão designada pelo então prefeito Giannetti concluiu que a brecha formada na barragem se deu por erosão interna (entubamento) através do corpo do talude da mesma. A Figura 3.6 indica a brecha formada na barragem.



**Figura 3.6** – Vista da brecha no corpo da barragem da Pampulha (Fonte: VIANNA, 1997)

#### 3.2.1.6 Barragem de Orós – Brasil (1960)

A barragem de Orós era uma estrutura de terra e enrocamento construída no rio Jaguaribe, próximo à cidade de Orós, no estado do Ceará (CBDB, 1982). Em março de 1960, antes do término de sua construção, um evento raro de precipitação atingiu a área de drenagem da barragem; em menos de uma semana foram computados 600 mm de chuva (SINGH, 1996). Devido à reduzida capacidade de extravasamento da barragem, uma lâmina de 0,30 metros d'água galgou a crista da mesma. Uma brecha de 200 metros de comprimento e 35 metros de altura foi formada. A vazão de pico estimada foi de 9600 m<sup>3</sup>/s. O término completo da barragem ocorreu no ano de 1962 e o volume máximo do reservatório é de 5204 hm<sup>3</sup>. A Figura 3.7 mostra uma vista geral da barragem de Orós após o término de sua construção.

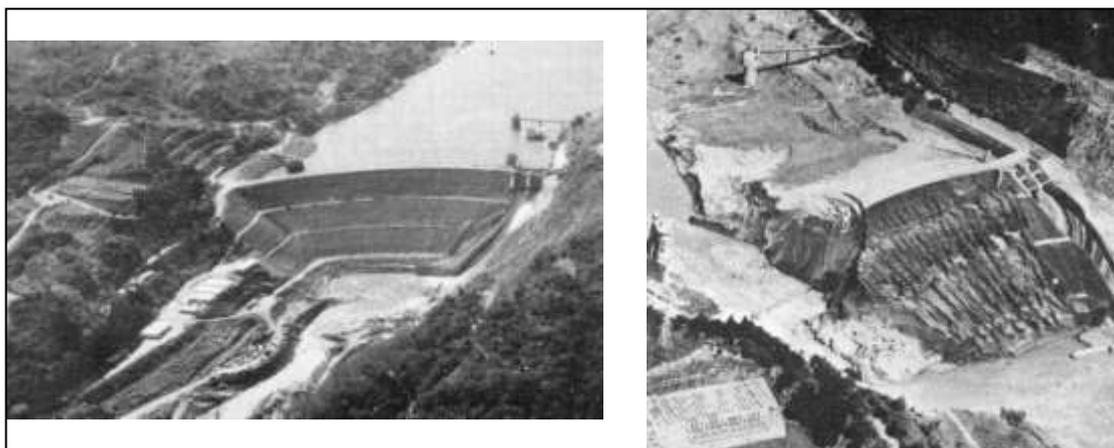


**Figura 3.7** – Vista da barragem de Orós após o término de sua construção (Fonte: CBDB, 1982)

De acordo com o Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1974 *apud* COLLISCHON, 1997), entre 4 e 7 dias após o rompimento, a onda de cheia atingiu o oceano Atlântico. Ainda segundo essa fonte, a perda de vidas humanas foi reduzida, pois o exército realizou a evacuação da população de 100.000 pessoas dias antes.

#### 3.2.1.7 Barragem de Euclides da Cunha e Armando Salles de Oliveira – Brasil (1977)

As barragens de terra e enrocamento Euclides da Cunha e Armando Salles de Oliveira, construídas respectivamente nos anos de 1958 e 1966, podem ser citadas como um exemplo de ruptura em cascata. Situadas no rio Pardo, no estado de São Paulo, um evento raro de precipitação gerou uma cheia próxima à de projeto na área de drenagem do reservatório de Euclides da Cunha, localizado mais a montante. No dia 19 de janeiro de 1977, um problema de operação dos órgãos extravasores dessa barragem causou o galgamento de água sobre a sua crista (CBDB, 1982). Uma lâmina de 1,2 metro passou por cima da barragem em um período de 4 horas. A brecha formada começou no lado direito do talude e teve dimensões máximas de 131 metros de largura por 53 metros de profundidade (SINGH, 1996). A Figura 3.8 mostra a barragem Euclides da Cunha antes e depois da ruptura.



**Figura 3.8** – Vista da barragem Euclides da Cunha antes e depois da ruptura (Fonte: CBDB, 1982)

A onda de cheia gerada pela falha da barragem de Euclides da Cunha alcançou o reservatório da barragem de Armando Salles de Oliveira alguns minutos depois. Esse fato gerou uma lâmina d'água de 1,30 m sobre o topo da barragem. Formou-se uma brecha máxima de 168 m de largura e 35 m de profundidade.

Não foram registradas perdas de vidas humanas, mas estimou-se um número de 4000 casas atingidas (SINGH, 1996).

#### 3.2.1.8 Barragem de Rejeitos da Mineração Rio Verde – Brasil (2001)

A barragem de rejeitos da mineração Rio Verde localiza-se no distrito de São Sebastião das Águas Claras, município de Nova Lima, região metropolitana de Belo Horizonte. No dia 22 de junho de 2001 o talude da barragem rompeu, formando uma onda de cheia que se estendeu por mais de 6 km a jusante da mesma. Esse colapso matou 5 trabalhadores da mineração (HUAMANY, 2001).

Segundo Bertachini (2001), uma camada de vários metros de lama encobriu a vegetação das áreas a jusante da barragem. Vários postes da rede elétrica foram atingidos e uma adutora de água da COPASA (Companhia de Saneamento de Minas Gerais) rompeu. Além disso, a estrada que liga a BR-040 ao município de São Sebastião das Águas Claras foi interditada após o acidente devido à lama e aos rejeitos de minério que se acumularam no local.

#### 3.2.1.9 Barragem de Rejeitos da Indústria de Papel Cataguases – Brasil (2003)

Na madrugada de 29 de março de 2003, a barragem de um dos reservatórios de rejeito da indústria de papel Cataguases, localizada no município de Cataguases (MG), rompeu. A onda de cheia formada liberou no córrego do Cágado, afluente do rio Pomba, cerca de 0,4 hm<sup>3</sup> de

seiva de eucalipto, conhecida como lixívia (HUAMANY, 2003).

A lixívia liberada pelo colapso do reservatório contaminou os rios Pomba e Paraíba do Sul e atingiu várias propriedades rurais. Apesar de não haver ocorrido vítimas associadas a esse desastre, o fornecimento de água foi interrompido em oito municípios dos estados de Minas Gerais e Rio de Janeiro, fazendo com que mais de 500 mil pessoas ficassem sem água por quase duas semanas (HUAMANY, 2003). Nenhum laudo técnico, até hoje, soube precisar a causa do acidente. A Figura 3.9 mostra a barragem de Cataguases antes e depois da ruptura.



**Figura 3.9** – Vista da barragem de rejeitos da indústria Cataguases antes e depois da ruptura (Fonte: MENESCAL *et al.*, 2005b)

#### 3.2.1.10 Barragem de Camará – Brasil (2004)

A barragem de Camará localiza-se a cerca de 150 km da cidade de João Pessoa, no estado da Paraíba. A estrutura da barragem é de concreto em gravidade e possui a capacidade máxima de armazenamento de 27 hm<sup>3</sup>.

No dia 17 de junho de 2004, por volta das nove horas da noite, a barragem, construída entre os anos de 2000 e 2002, apresentou problemas na junção entre a sua estrutura e a base da ombreira esquerda, abrindo uma brecha com 20 metros de altura e 15 metros de largura. A Figura 3.10 indica o local da brecha no corpo da barragem. No momento da ruptura o reservatório liberou para jusante cerca de 17 hm<sup>3</sup> (MENESCAL *et al.*, 2005b).



**Figura 3.10** – Vista da brecha no corpo da barragem de Camará (Fonte: MENESCAL *et al.*, 2005b)

A água liberada pela barragem aumentou consideravelmente o nível d'água do rio Mamanguape, causando danos por cerca de 20 km ao longo de suas margens. Segundo Menescal *et al.* (2005b), a onda de cheia gerada provocou pelo menos seis mortes, mais de 1500 desabrigados e destruiu centenas de casas nas cidades de Mulungu e Alagoa Grande. Nessas cidades o abastecimento de água e as redes telefônica e de energia ficaram comprometidas. Segundo o censo (IBGE, 2000), a cidade de Mulungu tem cerca de 9 mil habitantes e Alagoa Grande, 29 mil. Foram atingidos também, mas com menor intensidade, os municípios de Araçagi, Alagoinha, Mamanguape e Rio Tinto.

### **3.2.2 Dados estatísticos sobre ruptura de barragens**

No item anterior foram apresentados alguns casos históricos de ruptura e as causas que levaram cada estrutura ao colapso, atribuídas a ações naturais ou humanas.

As ações naturais podem ser descritas pela ocorrência de aflúências excepcionais, recalques diferenciais das fundações, desestabilização de áreas de encostas ou das ombreiras da barragem, sismos intensos que podem provocar a movimentação excessiva das estruturas da barragem etc.

As ações humanas podem ser originadas por atos de sabotagem, erros de projeto, construção ou operação incorreta dos órgãos extravasores da barragem.

O Comitê Internacional de Grandes Barragens apresenta em seu Boletim 99 (ICOLD, 1995) os resultados de um estudo de 179 casos históricos de ruptura de barragem, no qual se constatou que:

- 38% das falhas ocorreram durante o primeiro enchimento do reservatório;
- 38% das falhas ocorreram devido ao galgamento da barragem; e
- 24% das falhas ocorreram durante a operação normal da barragem.

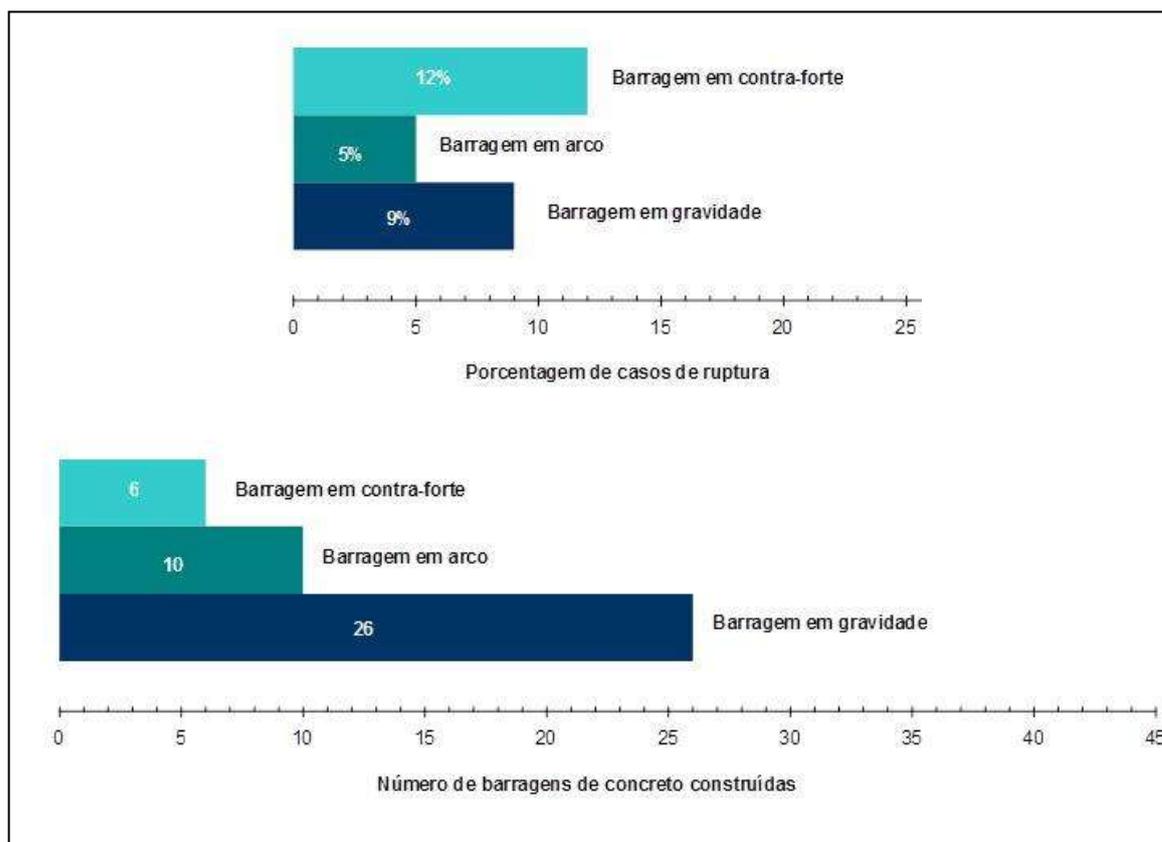
O Boletim 99 (ICOLD, 1995) apresenta ainda as seguintes conclusões:

- a porcentagem dos colapsos de barragem diminuiu nas últimas 4 décadas (2,2 % de falhas para barragens construídas até 1950 e 0,5 % para barragens construídas após 1951);
- a maior parte dos casos de ruptura relatados ocorreu em barragens com menos de 10 metros de altura;
- o maior número de falhas ocorreu com barragens mais novas (as falhas em geral ocorrem nos 10 primeiros anos de vida do empreendimento, em especial no primeiro ano);
- as barragens construídas nos anos de 1910 a 1920 apresentam percentualmente os maiores números de casos de ruptura;
- para barragens de concreto, problemas envolvendo as fundações são os casos mais freqüentes de ruptura (21% devido a erosões internas e 21% devido a deslizamentos);
- para barragens de terra, o galgamento representa 49% dos casos de ruptura, seguido por erosão interna progressiva (piping), com 28%, e erosão interna das fundações, com 17%;
- para outros tipos de barragem a causa mais freqüente de ruptura é por galgamento, com 43% dos casos, e erosão interna das fundações, com 29%; e
- a incapacidade de extravasão dos vertedores durante a passagem de cheias extremas é a causa primária de ruptura em 22% dos casos analisados e secundária em 39% dos casos.

Percebe-se ainda que um número maior de casos de ruptura está relacionado a barragens de terra e enrocamento, com 65% dos casos, quando comparado com barragens de concreto, com 7% (ICOLD, 1995). Serafim (1981) *apud* Collischonn (1997) mostra que o elevado número de colapsos de barragens de terra é devido, em parte, à existência maior de estruturas desse tipo. Entretanto, esse mesmo autor afirma que, ao considerar a proporção relativa de rompimentos para barragens de terra, esse número é semelhante ao encontrado para barragens de concreto.

Entre as estruturas de concreto, como exemplo apresenta-se a Figura 3.11, que indica a porcentagem de falhas ocorridas para as barragens da Europa e dos Estados Unidos

construídas entre os anos de 1900 e 1969.



**Figura 3.11** – Número de barragens de concreto construídas na Europa e Estados Unidos entre os anos de 1900 e 1969 e a porcentagem de falhas ocorridas (Fonte: DEPARTAMENT OF ECOLOGY, 1992)

### 3.2.3 Dados topográficos e hidráulicos requeridos para um estudo de ruptura

Os dados necessários para um estudo de modelagem da onda de cheia, proveniente da ruptura de barragem, dividem-se em duas classes (CUNGE *et al.*, 1980):

- dados topográficos: descrevem a geometria do sistema de cursos d'água modelado por meio de elementos como o volume de armazenamento na planície de inundação, a largura e a área da seção transversal, entre outros; e
- dados hidráulicos: são constituídos por fluviogramas e hidrogramas, dados de medições de vazão e velocidade, curvas cota-descarga, levantamentos de marcas de cheia e áreas inundadas, entre outros. Servem ao estabelecimento de condições de contorno e à estimativa da capacidade de transporte dos cursos d'água.

É importante ressaltar a diferença entre os dados topográficos e hidráulicos adequados à simulação de cheias naturais ou causadas pela operação de uma usina hidrelétrica daqueles adequados à simulação de onda de cheia produzida por ruptura de barragem.

A modelagem da propagação de cheias naturais requer dados hidráulicos de diferentes cotas de NA e vazões que permitam uma adequada calibração. As informações topográficas podem ser levantadas com menos detalhes, com dados mais esparsos e menos precisos, sem que isso cause uma perda de precisão nas simulações (CUNGE *et al.*, 1980). Segundo Morris e Galland (1998), a simulação da propagação de uma onda de ruptura de barragem, por outro lado, requer dados topográficos densos e precisos e praticamente não necessita de informações hidráulicas que, de toda forma, são inexistentes para as profundidades potencialmente atingidas pela onda de ruptura.

### 3.2.3.1 Dados topográficos

As informações topográficas requeridas pelo modelo numérico podem ser classificadas em dados qualitativos e quantitativos.

O levantamento de dados qualitativos envolve a identificação de elementos do curso d'água que influem sobre a forma e as características da cheia, tais como diques naturais e artificiais, aterros de estradas e de encabeçamento de pontes, obstáculos presentes na planície de inundação, eixos preferenciais de escoamento, trechos de estreitamento ou de alargamento abrupto etc. Com base nessas informações são definidos o modelo topológico e os pontos computacionais. As principais fontes de informação para o levantamento de dados qualitativos são mapas, fotografias aéreas, imagens de satélite, fotografias de áreas inundadas, relatos de inundações e visitas de campo.

Dados quantitativos são aqueles necessários à representação do curso d'água e da planície de inundação no modelo. Em geral, o modelo hidráulico exige as seguintes informações (CUNGE *et al.*, 1980):

- direções preferenciais de escoamento, presença e altura de diques, entre outros fatores;
- celeridade da onda, o que depende das características geométricas da seção transversal; e
- capacidade de armazenamento do sistema.

Desta forma, três tipos de dados topográficos devem ser obtidos:

- perfis longitudinais do curso d'água;
- seções transversais do curso d'água, indicando a presença de planícies de inundação (zonas de armazenamento); e

- delimitação de áreas rurais e urbanas, quando for este o caso.

As seções transversais do curso d'água, para levantamento dos dados topográficos quantitativos, devem ser divididas em três zonas (CUNGE *et al.*, 1980):

- leito principal, que conduz as vazões de estiagem e pequenas vazões de cheia;
- leito maior, que conduz vazões de cheia mantendo a direção preferencial do escoamento definida pelo leito principal; e
- a planície de inundação, onde não se pode identificar uma direção preferencial de escoamento.

Cunge *et al.* (1980) sugerem que as seções transversais devem ser levantadas em intervalos regulares de 200 a 5000 metros, observando a variação da geometria do curso d'água principal e a presença de singularidades. Levantamentos semelhantes devem ser feitos sobre os tributários inseridos no modelo, numa extensão em que são potencialmente influenciados pelo curso d'água principal. Ainda segundo Cunge *et al.* (1980), de forma ideal o limite máximo, para o intervalo entre curvas de nível, e o mínimo, para a escala de mapas, capazes de permitir a adequada obtenção de informações topográficas necessárias à modelagem, são, respectivamente, 1 m e 1:10.000. Entretanto, para grandes áreas esse tipo de mapa raramente existe, sendo mais comuns os mapas com escala de 1:25.000, 1:50.000 e 1:100.000, com curvas de nível espaçadas em intervalos de 5 m, 10 m e 20 m, respectivamente. Assim, levantamentos topográficos complementares são usualmente necessários de forma a assegurar a qualidade da representação da geometria do curso d'água e seu vale no modelo.

#### 3.2.3.2 Dados hidráulicos

Os dados hidráulicos requeridos para o modelo numérico são aqueles utilizados para definir as condições de contorno e a capacidade de transporte do curso d'água, algumas vezes denominada condutância.

Usualmente, as condições de contorno são definidas por hidrogramas ou fluviogramas, a montante, e por relações cota-descarga, a jusante. Cunge *et al.* (1980) ressaltam que relações cota-descarga que pressupõem escoamento permanente são biunívocas e introduzem perturbações sobre a simulação do escoamento não permanente, para montante. Assim, fluviogramas relativos à seção localizada mais a jusante, no modelo, quando disponíveis, podem ser úteis para o estabelecimento das condições de contorno de jusante. Para os afluentes modelados no sistema em estudo também devem ser definidas condições de

contorno.

Registros de vazão e dos níveis d'água podem reconstituir perfis de linha d'água “observados”, que servem como base para a estimativa de condutâncias e de coeficientes de rugosidade ao longo do curso d'água.

### **3.2.4 Modelagem da onda de ruptura**

#### **3.2.4.1 Modelos de simulação de onda de ruptura**

A simulação do escoamento originado pela ruptura de barragens pode ser realizada com a utilização de diferentes modelos numéricos. Segundo Ramos e Viseu (1999), esses modelos diferem basicamente na sua precisão, robustez de cálculo, estabilidade e complexidade.

Salienta-se que os resultados gerados pela aplicação de um determinado modelo numérico são influenciados principalmente por três fatores (RAMOS e VISEU, 1999):

- método numérico utilizado;
- condições iniciais e de contorno assumidas; e
- quantidade de dados de entrada utilizados.

Ainda considerando a precisão da resposta obtida pode-se classificar os diferentes modelos em quatro tipos:

- modelos simplificados;
- modelos hidrológicos;
- modelos hidrodinâmicos unidimensionais; e
- modelos hidrodinâmicos bidimensionais.

Segundo Morris e Galland (2000), modelos hidrodinâmicos unidimensionais são os indicados para a maioria dos casos práticos, pois possuem uma interface mais simples de utilização e apresentam uma boa precisão de resultados.

Em vales de características topográficas e de ocupação pouco complexas, nos quais o escoamento na planície de inundação segue a mesma direção daquela imposta pelo leito principal do curso d'água, a simulação unidimensional dos escoamentos resulta em uma aproximação adequada do fenômeno físico. Em casos distintos desses, torna-se necessário

adotar a simulação bidimensional dos escoamentos.

Para os modelos unidimensionais as seguintes fases podem ser descritas (RAMOS e VISEU, 1999):

- definição do hidrograma de cheia defluente (hidrograma de ruptura), condicionado pelo tipo de ruptura (total, parcial) e pelas características da brecha (geometria, dimensões, tempo de formação); e
- simulação da propagação da onda de cheia, baseado na modelagem dos regimes hidráulicos transitórios de modo a caracterizar os seguintes parâmetros: vazão máxima, cota máxima, tempos de chegada da vazão máxima e da cota máxima.

Desta maneira, a utilização de modelos hidrodinâmicos unidimensionais requer as seguintes informações:

- condições de contorno associadas às características da barragem e das causas da ruptura, descrição do hidrograma defluente e da vazão de pico na seção da barragem;
- condições iniciais na barragem e ao longo do curso d'água a jusante;
- descrição da conformação topográfica do vale a jusante (definição das seções transversais), que influencia diretamente a propagação da onda;
- definição da rugosidade do leito e das planícies de inundação para cada seção transversal;
- definição de estruturas de controle hidráulico (naturais ou artificiais), soleiras, expansões, pontes, diques, laterais, etc; e
- definição das contribuições laterais (escolha de tributários relevantes na área de estudo) e associação de hidrogramas de cheia para cada uma delas.

Os modelos hidrodinâmicos bidimensionais apresentam melhores resultados para áreas com planícies de inundação preponderante, tributários, cursos d'água com transições bruscas e locais com presença de pontes ou outras estruturas hidráulicas. Entretanto, esses modelos são aplicados geralmente para pequenas áreas, pois requerem uma maior capacidade de memória computacional para as simulações e uma melhor representação da morfologia do local estudado (MORRIS e GALLAND, 2000). Em geral, esses modelos requerem a utilização de um sistema de informação geográfica (SIG) para levantamento de dados topográficos e para a representação de resultados.

Cunge *et al.* (1980) relatam que, dentre as características citadas, o principal critério que orienta a decisão por uma representação unidimensional ou bidimensional é a natureza da planície de inundação. A modelagem bidimensional é a mais adequada se as características do vale a jusante ou de áreas específicas façam com que o escoamento não apresente uma direção preferencial de deslocamento.

#### 3.2.4.2 Modelo hidrodinâmico completo

A modelagem matemática da propagação de uma onda de cheia proveniente de ruptura de barragem requer a utilização das equações completas de Saint-Venant. Isso significa empregar a equação da continuidade e da quantidade de movimento com todos os seus termos (gravidade, atrito, pressão e inércia). Para uma abordagem unidimensional as equações de Saint-Venant podem ser descritas pelas seguintes relações matemáticas 3.1 e 3.2 (CHAUDRY, 1993):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad \text{[Conservação da Massa]} \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad \text{[Conservação da Quantidade de Movimento]} \quad (3.2)$$

nas quais:

t → variável independente relativa ao tempo [s];

x → variável independente relativa à direção do escoamento [m];

u → velocidade média do escoamento [m/s];

g → aceleração da gravidade [m/s<sup>2</sup>];

h → espessura da lâmina líquida [m];

S<sub>0</sub> → declividade média da calha fluvial ou do fundo do canal [m/m]; e

S<sub>f</sub> → declividade da linha de energia [m/m], equivalente ao termo de perda de carga unitária por atrito.

A aplicação das equações 3.1 e 3.2 implica nas seguintes hipóteses simplificadoras:

- distribuição hidrostática de pressões;
- perda de carga estimada pela fórmula de Manning;
- escoamento unidimensional;
- pequena declividade do fundo do canal;
- fluido incompressível e homogêneo (massa específica constante); e
- perfil uniforme de velocidade na seção transversal do canal é uniforme.

Para uma abordagem bidimensional as equações de conservação da massa e de quantidade de movimento podem escritas da seguinte forma (CHAUDRY, 1993):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} + h \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad [\text{Conservação da Massa}] \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_{0x} - S_{fx}) \quad (3.4)$$

[Conservação da Quantidade de Movimento]

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} = g(S_{0y} - S_{fy}) \quad (3.5)$$

nas quais:

t → variável independente relativa ao tempo [s];

x → variável independente relativa à direção do escoamento no eixo x [m];

y → variável independente relativa à direção do escoamento no eixo y [m];

u → velocidade média do escoamento na direção x [m/s];

v → velocidade média do escoamento na direção y [m/s];

g → aceleração da gravidade [m/s<sup>2</sup>];

h → espessura da lâmina líquida [m];

S<sub>0x</sub> e S<sub>0y</sub> → declividades médias da calha fluvial ou do fundo do canal nas direções x e y, respectivamente [m/m]; e

$S_{fx}$  e  $S_{fy}$  → declividades das linhas de energia nas direções x e y, respectivamente [m/m], equivalente aos termos de perda de carga unitária por atrito.

Os três primeiros termos das equações 3.4 e 3.5 referem-se à inércia do sistema, enquanto os outros termos correspondem à pressão, à gravidade e ao atrito, respectivamente.

Excetuando-se a hipótese de escoamento unidimensional, as equações 3.3, 3.4 e 3.5 ficam condicionadas às mesmas hipóteses simplificadoras descritas para as equações 3.1 e 3.2.

Para o caso da modelagem de uma onda de cheia proveniente de ruptura de barragem, as equações 3.1 a 3.5 não podem ser aplicadas na região onde ocorre o fenômeno do choque hidráulico. Segundo Cunge *et al.* (1980), esse fenômeno é descrito pela variação brusca da vazão e da profundidade do nível d'água. Nesse caso forma-se uma descontinuidade no escoamento na qual várias hipóteses para a dedução das equações de Saint Venant são violadas. Para modelar essa região de choque podem ser aplicadas três abordagens (MASCARENHAS, 1990):

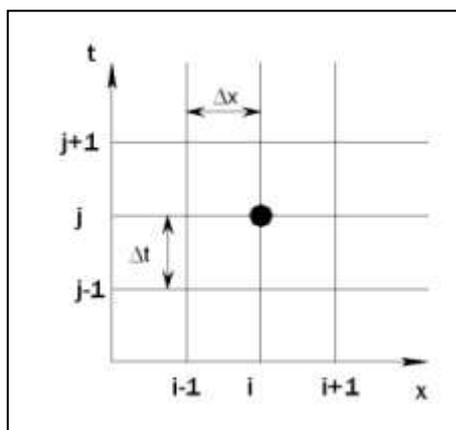
- **método da pseudoviscosidade:** cria um artifício numérico introduzindo um termo dissipativo para representar a perda de energia provocada pelo choque;
- **método baseado nas soluções fracas das equações de Saint-Venant:** considera o sistema fluido baseado em leis conservativas e utiliza esquemas numéricos do tipo difusivo; e
- **método do ajuste do choque (*shock fitting*):** o choque é tratado a partir da aplicação das equações de Hugoniot-Rankine (CUNGE *et al.*, 1980) que representam uma condição de contorno interna que unem os trechos onde são válidas as equações de Saint-Venant.

As equações 3.1 a 3.5 compõem um sistema de equações diferenciais parciais, de primeira ordem, não linear e do tipo hiperbólico. Esse sistema em sua forma completa não admite uma solução analítica, sendo necessária a utilização de técnicas numéricas para a sua resolução. Em geral podem ser descritas três técnicas numéricas para a resolução das equações de Saint-Venant:

- método das características;
- método das diferenças finitas; e
- método dos elementos finitos.

O método das características é um método gráfico criado em 1789 para a integração de equações diferenciais parciais. Esse método utiliza um conjunto de equações que definem, no domínio espaço-tempo, curvas (chamadas curvas características) que representam o caminho no qual as perturbações das ondas são transmitidas ao longo de um canal ou tubulação. O método das características, segundo Cunge *et al.* (1980), é teoricamente o melhor método, ainda que tenha dificuldades na representação de cursos d'água com geometria irregular (FREAD, 1985). Apesar de ter sido por muito tempo a metodologia padrão utilizada para a propagação de uma onda em um canal, hoje ela é aplicada com frequência para a análise de transientes em condutos forçados (CHAUDHRY, 1993).

A maior parte das aplicações considera o método das diferenças finitas para o qual é possível considerar dois esquemas de discretização no tempo: explícito e implícito. No esquema explícito são utilizadas apenas informações do tempo  $t$  para o cálculo das variáveis no tempo  $j+1$ , enquanto que no esquema implícito são utilizadas informações no tempo  $j$  e no tempo  $j+1$ , o que implica na solução de um sistema de equações a cada passo de tempo para se obter as variáveis no tempo  $j+1$ . Nesse método as funções de variáveis contínuas que descrevem as condições de fluxo são substituídas por funções definidas em um número finito de pontos da região de interesse do domínio espaço-tempo ( $x-t$ ). Assim, as derivadas são substituídas por equações de diferenças, ou seja, as leis que descrevem a evolução de um contínuo são substituídas por relações algébricas de diferenças finitas. A maior parte dos fenômenos descritos por equações diferenciais parciais hiperbólicas, caso das equações completas de Saint Venant, são resolvidas por meio de processos de passos no tempo. As condições iniciais especificadas no tempo  $t$  igual a zero são chamadas de condições iniciais, enquanto que as condições especificadas a montante e a jusante do trecho a ser simulado são denominadas de condições de contorno. Como o domínio computacional é discretizado em um número de pontos nodais, as soluções obtidas são também pontuais. Por exemplo, no domínio  $x-t$  discretizado na Figura 3.12, para cada ponto nodal estão associados os valores de duas variáveis dependentes.



**Figura 3.12** – Domínio discreto de solução x-t em formulação unidimensional (Fonte: adaptado de CHAUDHRY, 1993)

Quando as derivadas parciais na direção do escoamento (espaciais) são substituídas em função dos valores das variáveis conhecidas em um dado instante de tempo “j” diz-se que o esquema é explícito, enquanto que se as substituições forem feitas em função de valores das variáveis desconhecidas, referentes a um instante de tempo posterior “j+1”, tem-se o método implícito. Muitas aproximações de diferenças finitas são possíveis, desde aquelas em que apenas os valores de dois pontos do domínio são considerados, assim como outras nas quais são utilizados os valores em três ou mais pontos.

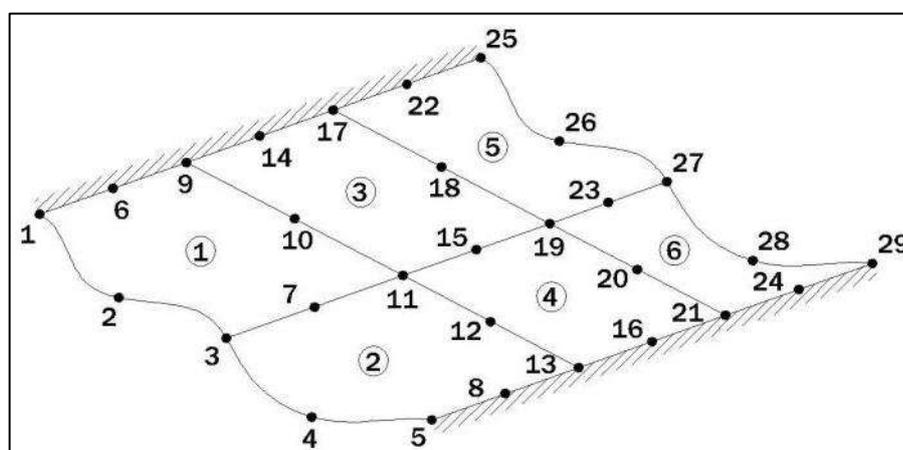
Os esquemas explícitos conduzem a equações algébricas mais simples, pois os valores desconhecidos das variáveis dependentes são escritos em função de valores conhecidos (CUNGE *et al.*, 1980). A vantagem desse método está relacionada à facilidade de formulação e programação para uso em computador. Por outro lado, não são incondicionalmente estáveis sob o ponto de vista numérico. Nos esquemas implícitos, a cada passo de tempo, são obtidas equações algébricas relativamente mais complexas, as quais devem ser resolvidas de forma simultânea. Assim como nos esquemas explícitos, a precisão dos resultados nos esquemas implícitos depende dos intervalos de espaço e tempo. Porém, desde que formulados com coeficientes de ponderação adequados, os esquemas implícitos são estáveis (CHAUDHRY, 1993). Diversos esquemas explícitos e implícitos de diferenças finitas foram propostos e testados para solução das equações de Saint Venant. Como exemplo de esquemas podem ser citados: o esquema explícito difusivo e o esquema implícito de Preissmann. Este último tem sido bastante utilizado na maior parte de modelos numéricos disponíveis desde o início dos anos 60 do século passado.

Segundo Chaudhry (1993), para problemas unidimensionais o método dos elementos finitos não apresenta vantagem significativa quando comparado com o método das diferenças finitas.

Normalmente o método dos elementos finitos é utilizado na discretização do espaço, com o esquema de diferenças finitas usado para a discretização do tempo. Vasconcelos (1991) utilizou, para discretizar o espaço e o tempo, o método dos elementos finitos para a propagação de onda de cheia em formulação unidimensional para seções regulares e não regulares, tendo encontrado bons resultados.

Segundo Lee e Froehlich (1987), a vantagem principal do método dos elementos finitos é a habilidade de modelar problemas que apresentam regiões irregulares ou que não possuem formas bem definidas. Ao contrário do método das diferenças finitas, que trabalha com um *grid* (malha) para representar a região estudada, o método dos elementos finitos trabalha com um refinamento dos elementos presentes em sua malha de maneira a representar, com maior precisão, a variação de formas encontrada em problemas reais.

O domínio a ser modelado pelo método dos elementos finitos é dividido em intervalos, formando uma malha de elementos. Cada elemento apresenta um conjunto de pontos, também denominados nós. O número de nós depende do tipo de discretização geométrica adotada. A Figura 3.13 apresenta um exemplo de uma malha bidimensional.



**Figura 3.13** – Exemplo de malha bidimensional de elementos finitos contendo 6 elementos e 29 nós (Fonte: adaptado de CHAUDHRY, 1993)

Para cada elemento busca-se uma resposta aproximada para a variável de interesse do problema, por exemplo, velocidade, profundidade da lâmina d'água etc. As soluções aproximadas são obtidas a partir de funções de aproximação local ou funções de interpolação. Desta maneira, as soluções encontradas em um elemento não satisfazem perfeitamente as equações diferenciais que descrevem o sistema estudado. A utilização dessas respostas gera um erro ou resíduo que é distribuído para todos os elementos que compõem a malha modelada. Esse procedimento faz com que as equações sejam satisfeitas em um sentido médio

dentro do elemento. Segundo Wrobel (1989), o método de Galerkin é tradicionalmente empregado para a ponderação dos erros no método dos elementos finitos, embora outros esquemas possam ser utilizados, como o da Colocação ou o de Mínimos Quadrados.

### **3.2.5 Alguns fatores que influenciam a modelagem da onda de ruptura**

A modelagem da ruptura de barragem exige que muitas suposições sejam feitas, o que ocorre freqüentemente face à falta de dados quantitativos para a análise do problema estudado. As características que podem levar a erros na simulação da onda de cheia incluem (MORRIS e GALLAND, 2000):

- a determinação do mecanismo e do tempo de formação da brecha;
- a modelagem do reservatório;
- a descrição da topografia da área e do caminho preferencial do escoamento;
- a escolha dos coeficientes de rugosidade das diversas áreas;
- as simplificações adotadas para a modelagem em áreas urbanas;
- a interação com singularidades presentes ao longo da área (pontes, diques, transições); e
- os efeitos dos escombros e sedimentos.

Morris e Galland (2000) afirmam que ainda é limitada a capacidade técnica para se determinar com exatidão todas as variáveis associadas à ruptura de uma barragem. Dessa forma, deve ser realizada uma análise da influência dos diferentes parâmetros nos resultados da modelagem.

#### **3.2.5.1 Mecanismo e tempo de formação da brecha**

A adoção de um mecanismo de ruptura da estrutura de uma barragem determina preponderantemente o comportamento da defluência gerada pelo volume d'água armazenado pelo reservatório. Para uma barragem de concreto pode-se considerar a ruptura total da barragem como uma ocorrência dominante. Já para uma estrutura de terra, o mais adequado é considerar uma ruptura progressiva causada pela passagem de água sobre a crista da barragem ou pela erosão interna do talude da mesma (ICOLD, 1995). Chauhan *et al.* (2004) ressaltam que o tamanho e o tempo de formação da brecha dependem da forma da barragem, do tipo da estrutura, da topografia do local de implantação do empreendimento, das características de fundação do barramento, das propriedades do material de construção utilizado na obra, da carga existente no reservatório e do volume armazenado no momento da ruptura, o que

explica as dificuldades de previsão da forma e das dimensões da brecha no decorrer da ruptura.

Segundo Morris e Galland (2000), para barragens que possuem uma estrutura em concreto fica claro que o processo de ruptura será relativamente rápido em relação à formação de uma brecha do que em uma barragem de terra. Para barragens de concreto em arco, por exemplo, a tendência é que ocorra um colapso completo. Já para barragens de concreto em gravidade ou em contra-forte, o tamanho da brecha fica limitado a alguns blocos monolíticos. Uma aproximação típica para barragens em concreto é assumir o tempo de formação da brecha na ordem de alguns poucos minutos e as dimensões da brecha próximas às dimensões máximas da estrutura (MACDONALD e LANGRIDGE-MONOPOLIS, 1984).

Prever se um colapso de uma estrutura de terra vai ocorrer por galgamento ou por erosão interna é considerado um processo difícil. Existe uma série de modelos para prever a formação de uma brecha no corpo de uma estrutura em terra. De maneira simplificada pode-se avaliar a formação da brecha a partir de casos históricos similares ao caso estudado ou utilizar formulações mais robustas que consideram o desenvolvimento da brecha baseado em princípios da hidráulica, do transporte de sedimentos e da mecânica dos solos (WAHL, 2001). Morris e Galland (2000) afirmam que os resultados encontrados com os modelos existentes para a modelagem da brecha, em barragens de terra, apresentam uma variação de mais de 50% para a descarga de pico calculada, causando um erro correspondente no tempo de chegada da onda de cheia.

#### 3.2.5.2 Modelagem do reservatório

A defluência do reservatório gerada pelo colapso parcial ou total da estrutura de uma barragem provê o hidrograma inicial de ruptura. Esse hidrograma pode ser estimado dentro da rotina de propagação da onda de cheia ou separadamente da mesma.

A modelagem do comportamento do reservatório durante o seu processo de esvaziamento pode seguir basicamente dois métodos. O mais simples considera que o nível de água é reduzido de maneira progressiva e simultânea ao longo de todo o reservatório. Para esse método a descarga do reservatório é controlada somente pela equação de fluxo assumida para a brecha formada, combinada com o conhecimento da curva cota-volume do reservatório. O segundo método produz um efeito mais realístico de descrição do hidrograma de ruptura. Ele considera que o reservatório responderá dinamicamente ao colapso da barragem. A descarga então passa a ser controlada também pela afluência da onda de cheia ao longo do reservatório.

Morris e Galland (2000) consideram que esse efeito é relevante nos casos em que o reservatório é relativamente alongado e/ou possui ramificações. Esses autores recomendam, ainda, que de forma ideal o reservatório inteiro seja modelado dinamicamente com a utilização de um modelo bidimensional.

#### 3.2.5.3 Descrição da topografia da área e identificação do caminho preferencial do escoamento

A descrição incompleta ou com poucos detalhes da área a ser modelada pode afetar significativamente os volumes escoados e conseqüentemente a modelagem da onda de ruptura. Deve-se procurar equilibrar a representação da conformação do vale a jusante de maneira a representar locais com zonas de armazenamento e áreas que apresentem mudança de declividade ou da forma da seção transversal. A não consideração de locais onde existe um efeito de armazenamento em áreas laterais pode levar a resultados superestimados com relação ao nível d'água máximo atingido e ao tempo de chegada da onda de inundação.

Deve-se lembrar ainda que a dimensão da inundação potencial para um estudo de ruptura difere de um evento de cheia natural. O escoamento provocado pela ruptura de barragem pode requerer profundidades de água variando de 10 a 20 m pelo vale inteiro (MORRIS e GALLAND, 2000). Para um estudo de ruptura o caminho preferencial do escoamento deixa de seguir a calha normal do curso d'água, para obedecer a conformação do vale como um todo. Os meandros exercem menor influência, sendo que o efeito preponderante é o das planícies de inundação.

#### 3.2.5.4 Escolha dos coeficientes de rugosidade

Para a modelagem de ondas de cheia naturais, diversos autores (CHOW, 1959; HENDERSON, 1966; BARNES, 1967) apresentam valores sugeridos para representar a rugosidade em canais. Mesmo assim, a estimativa desses valores para a calha menor do curso d'água, em locais onde não se dispõem de dados, continua a ser uma tarefa difícil.

Percebe-se que a seleção de coeficientes de atrito apropriados para a modelagem de ruptura passa por incertezas maiores na medida em que valores de rugosidade devem ser escolhidos também para as planícies de inundação. Uma onda de ruptura tem a capacidade de inundar áreas urbanas e zonas com vegetação densa (CUNGE *et al.*, 1980). Para áreas rurais, a presença de árvores, arbustos e capinzais nas planícies deve ser avaliada de forma a pesar a influência para o escoamento da rugosidade desses elementos. Em particular, para áreas urbanas torna-se importante avaliar locais com obstruções específicas, como edifícios ou

paredes que se interpõem ao fluxo gerando uma perda de quantidade de movimento. Morris e Galland (2000) sugerem que, para áreas urbanas, valores elevados de rugosidade (entre 0,05 e 0,20) podem ser considerados. A Tabela 3.6 e a Tabela 3.7 apresentam valores de coeficientes de rugosidade ( $n_0$ ) para canais naturais e para canais modificados, respectivamente. A Tabela 3.8 apresenta valores de coeficientes de rugosidade ( $n_0$ ) para planícies de inundação em áreas não urbanizadas.

**Tabela 3.6** – Coeficiente de rugosidade  $n_0$  para canais naturais

Tipo de canal	Tamanho médio das partículas do leito [mm]	$n_0$	
		Benson e Dalrymple (1967) <i>apud</i> Jarret (1985)	Chow (1959)
Leito móvel	0,2 até 0,4	0,012 até 0,020	-
	0,4 até 0,6	0,020 até 0,023	-
	0,6 até 1,0	0,023 até 0,026	-
Leito estável	Terra firme	-	0,025 até 0,032
	Areia grossa	1,0 até 2,0	0,025 até 0,032
	Cascalho	2,0 até 64,0	0,025 até 0,032
	Pedra arredondada	64,0 até 256,0	0,030 até 0,050
	(seixo)	> 256,0	0,040 até 0,070

**Tabela 3.7** – Coeficiente de rugosidade  $n_0$  para canais modificados (Fonte: ALDRIDGE e GARRETT, 1973 *apud* JARRETT, 1985)

Tipo de Canal e Descrição		$n_0$			
		Mínimo	Médio	Máximo	
Canais construídos	Em concreto	Com acabamento	0,011	0,015	0,016
		Sem acabamento	0,014	0,017	0,020
	Com leito em cascalho	Margens em concreto	0,17	0,20	0,025
		Margens em pedra, gabião ou enrocamento	0,023	0,033	0,036
		Revestido com espécies vegetais	0,030	-	0,050
Canais escavados ou dragados	Em terra, reto e uniforme	Limpo	0,018	0,022	0,025
		Seção uniforme, com cascalho, limpo	0,022	0,025	0,030
		Gramado, com algumas plantas rasteiras	0,022	0,027	0,033
	Em terra, curvilíneo, fluxo lento	Sem vegetação	0,023	0,025	0,030
		Gramado, com algumas plantas rasteiras	0,025	0,030	0,033
		Com muitas plantas rasteiras ou aquáticas	0,030	0,035	0,040
		Leito em solo e margens em enrocamento	0,028	0,030	0,035
	Leito em cascalho e margens com plantas	0,025	0,035	0,040	
	Leito com seixos e margens em solo	0,030	0,040	0,050	

**Tabela 3.8** – Coeficiente de rugosidade  $n_0$  para planícies de inundação (Fonte: adaptado de CHOW, 1959)

Tipo de Planície de Inundação		$n_0$		
		Mínimo	Médio	Máximo
Pastagem	Gramma baixa	0,025	0,030	0,035
	Gramma alta	0,030	0,035	0,050
Áreas Cultivas	Nenhum cultivo	0,020	0,030	0,040
	Colheita desenvolvida	0,030	0,040	0,050
Mato	Esparso, com muitas plantas rasteiras	0,035	0,050	0,070
	Ralo	0,040	0,060	0,080
	Mediano a denso	0,070	0,100	0,160
Árvores	Grande porte (salgueiro, mangueira etc)	0,110	0,150	0,200
	Terreno limpo, com tocos e com algumas plantas rasteiras	0,030	0,040	0,050
	Terreno limpo, com tocos e com muitas plantas rasteiras	0,050	0,060	0,080
	Fileira densa, com nível de inundação abaixo dos galhos	0,080	0,100	0,120
	Fileira densa, com nível de inundação acima dos galhos	0,100	0,120	0,160

### 3.2.5.5 Simplificações na modelagem em áreas urbanas

As técnicas existentes para a análise de uma onda de cheia em áreas urbanas ainda se encontram limitadas. Um dos fatores principais para essas restrições está ligado a quantidade de dados requeridos para uma melhor representação do escoamento nessas regiões. Além disso, os seguintes motivos podem ser citados para explicar a complexidade da análise do escoamento em áreas urbanas:

- a presença de edificações faz com que o escoamento tenha uma alta turbulência;
- verifica-se uma perda de eixo preferencial do escoamento, com as ruas criando diferentes rotas para o mesmo;
- alguns edifícios podem agir como áreas de armazenamento de água;
- as redes de microdrenagem e sistemas subterrâneos (metrô, por exemplo) fazem que o escoamento seja canalizado permitindo o seu deslocamento entre diferentes locais; e
- os aterros de estradas ou ferrovias tendem a controlar e canalizar a onda de cheia.

Morris e Galland (2000) sugerem três técnicas de modelagem para áreas urbanas:

- representação global, com o aumento da rugosidade para toda a região modelada;
- representação de características chaves como áreas de armazenamento principais, linhas de edifícios, aterros de rodovias e estradas de ferro etc.
- representação detalhada das áreas urbanas, definindo uma rede complexa de canais de escoamento e áreas armazenamento (pode-se utilizar um modelo físico para essa tarefa).

### 3.2.5.6 Presença de singularidades

Diques, bueiros, curvas, pontes, aterros de rodovias e ferrovias são exemplos de singularidades presentes ao longo do curso d'água que podem afetar a propagação da onda de ruptura. Em uma modelagem tradicional, os efeitos desses elementos presentes na área estudada devem ser previstos para a simulação do escoamento. Entretanto, para uma onda de cheia proveniente de ruptura de barragem, as seguintes possibilidades devem ser pensadas (MORRIS e GALLAND, 2000):

- se a consideração da singularidade exercerá um controle hidráulico ou obstrução, o que pode ser avaliado considerando-se os níveis máximos de escoamento que a onda de cheia pode alcançar naquele trecho; e

- se a obstrução é significativa, ela resistirá ou não ao impacto do fluxo de inundação? Caso ela resista, a sua inclusão na modelagem deve ser pensada.

Morris e Galland (2000) afirmam que devido às incertezas presentes na resposta de uma singularidade, deve-se empreender uma análise da influência, com o intuito de determinar o impacto potencial nos níveis de água nas áreas de interesse.

#### 3.2.5.7 Efeitos dos escombros e sedimentos

O escoamento gerado pela onda de ruptura apresenta de maneira geral valores de velocidade muito elevados, tanto no canal principal, quanto nas planícies de inundação. Assim, o pressuposto de que a morfologia do curso d'água permanece inalterada é uma suposição irreal para esse tipo de onda de cheia. Além disso, esse tipo de escoamento tem a capacidade de recolher troncos de árvores, escombros de edificações, animais etc. Esse efeito de transporte de sedimentos e escombros faz com que sejam agravados consideravelmente os danos causados pela inundação.

Graham (1998) ressalta que a não consideração do movimento de sedimentos e das mudanças no curso d'água geradas por eventos extremos como a ruptura de uma barragem, não recebem atenção primordial mas podem exercer influências significativas nos resultados das simulações realizadas.

#### **3.2.6 Cenários de ruptura**

Na grande maioria das vezes, percebe-se que a impossibilidade de validação dos resultados de um estudo de ruptura faz com que não seja possível escolher um único conjunto de parâmetros para a simulação da onda de cheia. Seja pelas incertezas presentes na determinação da geometria da brecha de ruptura, pela descrição da morfologia do vale a jusante ou por outros fatores apresentados no item anterior, a consideração de diferentes cenários de ruptura deve ser considerada.

Viseu e Martins (1997) recomendam que sejam estabelecidos três cenários, sendo dois de ruptura hipotética da barragem e um de operação sob condições extremas (condição de cheia extrema), associados a uma cheia natural. Pode-se utilizar ainda mais um cenário de ruptura, no qual considera-se a onda de cheia proveniente somente da ruptura da barragem, também denominado *sunny day dam failure* (NRM, 2002). Os quatro cenários representativos para um estudo de ruptura são:

- **Cenário 1 ou cenário extremo de ruptura:** É o cenário que define a envoltória máxima para as áreas de risco a jusante. Ele deve ser utilizado para o estabelecimento do sistema de aviso e alerta, e do plano de emergência.
- **Cenário 2 ou cenário de ruptura mais provável:** Este cenário ajusta-se melhor a uma situação real. Pode ser utilizado para fins de uso e ocupação do território a jusante.
- **Cenário 3 ou cenário considerando somente a ruptura:** Onda de cheia proveniente somente da ruptura da barragem. O hidrograma afluente ao reservatório é desconsiderado.
- **Cenário 4 ou cenário de operação extrema:** Este cenário considera um evento de cheia que leva os órgãos extravasores da barragem a um funcionamento em condições críticas, sem entretanto ocorrer o colapso da estrutura.

### ***3.3 Delimitação das zonas potenciais de risco de inundação***

Após o cálculo da onda de inundação gerada pela ruptura de barragem, a saída numérica pode ser associada à cartografia do vale a jusante de maneira a delimitar as áreas susceptíveis de serem inundadas. Segundo Viseu e Martins (1997), um mapeamento dessas áreas constitui uma carta de riscos que servirá de base à definição de estratégias de proteção a tomar.

Para se avaliar os danos adicionais provocados por uma onda de ruptura em relação a uma cheia extrema de origem natural, deve-se buscar quantificar a área afetada somente pela ruptura da barragem (NRM, 2002).

O guia de segurança de barragens do departamento de Minas e Recursos Naturais da Austrália (NRM, 2002) preconiza que a zona potencial de risco de inundação devido à ruptura de uma barragem termina quando:

- a inundação causada pela onda de ruptura é retida dentro dos limites do curso d'água principal e nenhuma pessoa encontra-se em situação de risco; e
- a diferença de cotas máximas atingidas entre a onda de ruptura e uma onda de cheia natural (proveniente de um evento extremo) for menor que 30 centímetros.

Ainda de acordo com esse guia, uma população pode ser considerada em situação de risco quando (NRM, 2002):

- as edificações onde residem ou ocupam se encontram dentro da área de inundação; ou
- qualquer parte das edificações fique coberta com uma lâmina adicional de mais de 30 cm.

Com relação ao segundo parâmetro, ressalta-se que podem existir algumas áreas a jusante com alturas incrementais de inundação maiores que 30 cm, separadas por áreas com alturas menores de 30 cm. Dessa maneira, toda a área que apresente esse comportamento deve ser discriminada dentro da zona potencial de risco de inundação.

De acordo com Viseu e Martins (1997), ao se utilizar diferentes cenários de ruptura deve-se adotar para o zoneamento das áreas potenciais de risco de inundação aquele que apresente um número maior de pessoas em situação de perigo.

Ramos e Viseu (1999) apresentam uma abordagem para a classificação da área de inundação baseada nos modelos de zoneamento francês e suíço. A Tabela 3.9 apresenta uma descrição desses dois modelos.

**Tabela 3.9** – Modelo francês e suíço para a classificação da área de inundação (Fonte: Ramos e Viseu, 1999)

Modelo francês	Modelo suíço
<p>Classifica a área inundada em três zonas:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. zona do “quarto de hora”, que é limitada pela distância percorrida pela frente da onda de inundação num quarto de hora (em média 5 km), onde devem existir sirenes para aviso à população</li> <li>2. zona de alerta I, que vai sofrer submersões significativas e para a qual deve existir um plano de emergência</li> <li>3. zona de alerta II, onde se consideram pouco importantes as submersões</li> </ol>	<p>Classifica a área inundada em duas zonas:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Zona “próxima” ou de segurança imediata, que é limitada pela distância percorrida pela onda em duas horas e onde devem existir alarmes sonoros</li> <li>2. Zona “afastada”</li> </ol>

Percebe-se que os critérios apresentados por NRM (2000) e por Ramos e Viseu (1999) se complementam e podem ser aplicados para delimitar e classificar a área potencialmente inundada por uma onda de ruptura.

### **3.4 Áreas a serem pesquisadas em um estudo de ruptura de barragem**

Pode-se perceber, ao longo deste capítulo, que ainda existem diversas áreas onde o conhecimento e a precisão dos modelos numéricos apresentam limitações para um estudo de ruptura de barragem. Segundo Morris e Galland (1998), podem ser descritas quatro áreas em que se requer um maior aprofundamento das pesquisas: modelagem da brecha; propagação da onda de cheia; transporte de sedimentos e escombros; e administração das informações

geradas.

Há uma necessidade clara para melhorar a confiança com que podem ser predeterminados os processos de formação da brecha. Isso requer uma pesquisa fundamental na formação do processo, enfocando a idealização de estruturas de terra formadas por materiais homogêneos não coesivos e também estruturas reais incluindo a combinação de diferentes materiais. A ênfase deve ser colocada na predição do tempo e na taxa de formação da brecha, como também na definição do hidrograma de ruptura.

Diferentes metodologias para a propagação de uma onda de cheia ao longo de canais naturais já são bem difundidas na prática. Porém, para a modelagem da onda proveniente de ruptura de barragem, são criadas grandes incertezas no processo, face às dificuldades da:

- predeterminação da interação do escoamento com singularidades existentes na área;
- predeterminação do escoamento em áreas urbanas;
- seleção dos coeficientes de rugosidade apropriados para a modelagem do escoamento;
- seleção da densidade da malha para uma modelagem bidimensional; e
- previsão da resposta das estruturas sob condições extremas de escoamento.

Os efeitos provocados pela presença de sedimentos e escombros são realçados como uma área chave de incertezas para a modelagem. A única coisa que se pode dizer atualmente é que a consideração desses componentes deve alterar significativamente os resultados da modelagem (MORRIS e GALLAND, 2000). Assim, pesquisas são exigidas no sentido de se estabelecer a magnitude potencial desses efeitos e como eles podem influenciar na predição do nível de água de inundação e no tempo de chegada da onda.

A utilização prática das saídas dos modelos numéricos é diretamente ligada ao modo como são apresentados esses resultados. Com o desenvolvimento adicional de sistemas de informações geográficas (SIG's) existe uma união considerável dos modelos numéricos, da cartografia da área de estudo e sistemas especialistas para prover uma série de ferramentas que satisfaçam as necessidades efetivas dos usuários finais.

Para o caso do Brasil, alguns estudos já foram realizados para a avaliação de metodologias existentes na análise de ruptura de uma barragem (COSTA, 1988; MASCARENHAS, 1990; COLLISCHONN, 1997; PEREIRA *et al.*, 2003; MONTE-MOR, 2004 etc). Entretanto, ainda

não é sistemática a realização de trabalhos desse tipo, sendo que somente no ano de 2003 foi proposto o projeto de lei nº 1181 que irá tornar obrigatório estudos de propagação de onda de ruptura e a indicação das áreas atingidas pela inundação.

Antevendo essa obrigatoriedade, a Companhia Energética de Minas Gerais financiou um projeto de pesquisa e desenvolvimento com o Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG no ano de 2003 tendo o objetivo de avaliar alternativas de modelagem da propagação de ondas de cheia ocasionadas por ruptura de barragens. A presente pesquisa está inserida no âmbito do projeto acima citado e tem o intuito de, a partir de um estudo de caso, caracterizar as inundações provenientes do colapso hipotético de uma barragem, determinando as cotas e vazões máximas alcançadas e os respectivos tempos de chegada em diversos pontos a jusante e realizando o mapeamento das áreas potencialmente inundáveis sem, contudo, abordar aspectos relacionados ao transporte de sedimentos.

## 4 METODOLOGIA

De acordo com o Boletim 111 do Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1998), uma metodologia de análise de ruptura de barragem pode ser descrita em quatro passos, conforme mostra o esquema da Figura 4.1. O presente estudo não irá abordar a avaliação ou elaboração de planos de contingência.

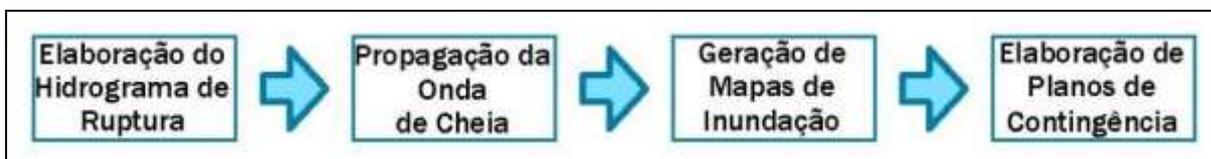


Figura 4.1 – Etapas a serem seguidas para a análise de ruptura de barragem

### 4.1 Vazão de pico e hidrograma de ruptura defluente

Para simular o evento de ruptura, é necessário primeiramente elaborar o hidrograma da vazão defluente no momento da ruptura. As características principais a serem determinadas referem-se à forma da brecha e ao tempo de formação da mesma. Para uma barragem de concreto utiliza-se com frequência o termo ruptura instantânea, com o tamanho potencial da brecha variando rapidamente. Macdonald e Langridge-Monopolis (1984) indicam que, para uma barragem de concreto em arco, pode-se assumir o tempo da formação total da brecha da ordem de 10 minutos. O Departamento de Ecologia do estado de Washington (DEPARTMENT OF ECOLOGY, 1995), Estados Unidos, no seu guia de segurança de barragens, recomenda que, para barragens de concreto tipo contraforte ou arco, o tempo de ruptura deve variar entre 0 e 6 minutos. No Reino Unido, assume-se, para barragens de concreto, a ocorrência de ruptura instantânea, considerando um período de até 0,5 minuto (DOE, 1991 *apud* MORRIS e GALLAND, 2000). Por sua vez, a Eletrobrás (ELETROBRÁS, 2003), no seu manual de critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas, indica que para uma barragem de concreto em contraforte o tempo de ruptura pode ser assumido entre 6 e 18 minutos. Collischonn e Tucci (1997) afirmam que a escolha do tempo de formação da brecha se torna mais importante quando a análise dos efeitos de inundação causados pela onda de ruptura precisa ser feita em regiões muito próximas da barragem.

Na ausência de outro critério para definir o crescimento da brecha, a Tabela 4.1 indica a largura final média da mesma, formada de acordo com o tipo de estrutura de concreto da barragem.

**Tabela 4.1** – Parâmetros para a formação de brecha em barragem (Fonte: DOE, 1991 *apud* MORRIS e GALLAND, 2000)

<b>Tipo de Barragem</b>	<b>Largura Final da Brecha</b>	<b>Tempo de Ruptura [horas]</b>
Arco concreto	$0,8 B_d < B_b < 1,0 B_d$	Instantâneo
Múltiplo arco ou contraforte	$0,6 B_d < B_b < 0,8 B_d$	Instantâneo
Arco gravidade	$0,5 B_d < B_b < 0,8 B_d$	Instantâneo
Gravidade	$B_b < 0,5 B_d$	0,2

sendo:

$B_b$  – comprimento médio da brecha [m]

$B_d$  – comprimento da crista da barragem ao longo do vale [m]

O termo ruptura instantânea pode ser compreendido como uma ruptura rápida, considerando um período de até 30 segundos.

Outro aspecto importante é a determinação da descarga de pico defluente devido à ruptura. Diversos autores estabeleceram expressões matemáticas relacionando a máxima vazão de descarga com características da barragem (altura do barramento, comprimento da crista, volume do reservatório etc), como mostra a Tabela 4.2.

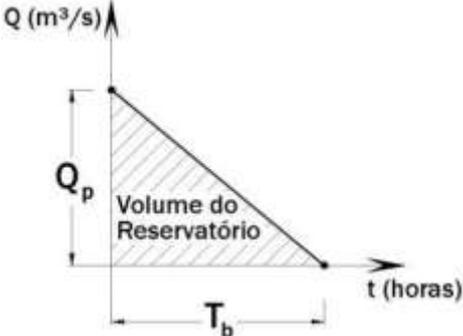
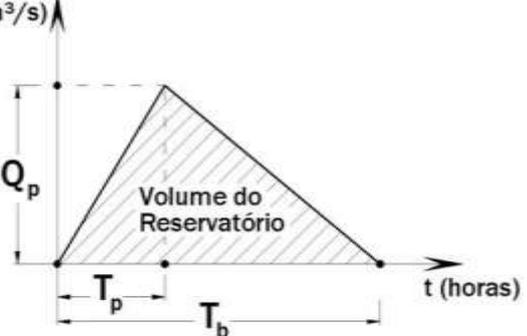
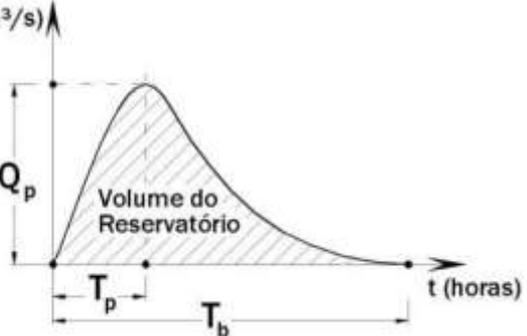
**Tabela 4.2** – Diferentes formulações matemáticas para a determinação da vazão de pico

<b>Autor</b>	<b>Vazão de Pico</b>	<b>Característica</b>
Lou (1981) <i>apud</i> Mascarenhas (1990)	$Q_p = 7,683H_d^{1,909} \quad (4.1)$	Fórmula baseada na análise de 19 diferentes casos de ruptura de natureza diversa
Hagen (1982)	$Q_p = 1,205(H_d V)^{0,48} \quad (4.2)$	Fórmula baseada em observações de valores relativos a casos já ocorridos de ruptura
Saint-Venant (-) <i>apud</i> U.S. Army Corps of Enginners (1997)	$Q_p = \frac{8}{27} B \sqrt{g} Y_{\text{médio}}^{\frac{3}{2}} \quad (4.3)$	Fórmula desenvolvida por Saint-Venant para o caso de remoção instantânea e total do barramento
Schoklistch (1917) <i>apud</i> ICOLD (1998)	$Q_p = \frac{8}{27} \left( \frac{B_d}{B_b} \right)^{1/2} B_b \sqrt{g} Y_{\text{médio}}^{\frac{3}{2}} \quad (4.4)$	Fórmula considerando a situação em que a ruptura ocorre em parte da crista de uma barragem
Bureau of Reclamation (1982) <i>apud</i> Bureau of Reclamation (1987)	$Q_p = 19H_d^{1,85} \quad (4.5)$	Fórmula baseada em dados coletados de vazões de pico históricas e da profundidade da lâmina d'água no reservatório no momento da ruptura
Vertedor de soleira espessa (Singh, 1996)	$Q_p = 1,7B_b H_b^{\frac{3}{2}} \quad (4.6)$	De acordo com Singh, o escoamento que passa pela brecha pode ser assumido como análogo ao escoamento que passa por um vertedor retangular de soleira espessa
Wetmore e Fread (1981) <i>apud</i> French (1985)	$Q_p = 1,7B_b \left\{ \frac{1,94 \frac{A_s}{B_b}}{T_p + \left[ \frac{1,94A_s}{(B_b \sqrt{H_d})} \right]} \right\}^3 \quad (4.7)$	Fórmula considerando a formação de uma brecha retangular, desenvolvendo-se em um intervalo de tempo (t)

nas quais:  $Q_p$  é a descarga máxima defluente da barragem em ruptura [ $m^3/s$ ];  $V$  é o volume do reservatório para o NA máximo [ $m^3$ ];  $A_s$  é a área do reservatório para o NA máximo [ $m^2$ ];  $B_d$  é a largura da barragem [ $m$ ];  $H_d$  é a altura da barragem [ $m$ ];  $B_b$  é a largura final da brecha [ $m$ ];  $H_b$  é a altura final da brecha [ $m$ ];  $Y_{\text{médio}}$  é a profundidade média no reservatório no instante da ruptura [ $m$ ]; e  $T_p$  é o tempo para desenvolvimento da brecha [ $s$ ].

Para representar o tempo de esvaziamento do reservatório foram identificados três tipos de hidrogramas, como mostra a Tabela 4.3.

**Tabela 4.3 – Hidrogramas de ruptura**

Autor	Hidrograma
<p>Hidrograma triangular simplificado (MASCARENHAS, 1990)</p>	 $Q_{\max} = \frac{2V_r}{T_b}, \text{ para } T_p = 0 \quad (4.8)$
	 $Q(t) = Q_{\max} - Q_{\max} \left( \frac{t - T_p}{T_b - T_p} \right), \text{ para } T_p \neq 0 \quad (4.9)$
<p>Hidrograma com decaimento parabólico (BARFIELD <i>et al.</i>, 1981 <i>apud</i> WALTHER <i>et al.</i>, 2000)</p>	 $Q(t) = Q_{\max} \left[ \left( \frac{t}{T_p} \right) e^{\left( 1 - \frac{t}{T_p} \right)} \right]^k \quad (4.10)$

nos quais:  $Q_p$  é a descarga máxima defluente da barragem em ruptura [ $m^3/s$ ];  $V$  é o volume do reservatório da barragem no momento da ruptura [ $m^3$ ];  $T_p$  é o tempo de pico [s];  $T_b$  é o tempo de base [s]; e  $K$  é o fator de ponderação, varia entre 1,5 e 5,0.

Morris e Galland (2000) mostram que as diferentes abordagens existentes na determinação das vazões de pico e do hidrograma de ruptura podem afetar a taxa de escoamento da água e o potencial de inundação das áreas a jusante. Verifica-se assim que, para cada barragem, pode-se construir um número elevado de cenários. Devido às incertezas inerentes na determinação da formação da brecha e do hidrograma de ruptura, optou-se por trabalhar com diferentes cenários de ruptura. Para isso, adotou-se para a simulação da onda de ruptura os quatro cenários apresentados no item 3.2.6.

#### **4.2 Propagação da onda de ruptura**

O escoamento resultante da ruptura de uma barragem envolve fenômenos de difícil caracterização matemática e com grande variação das grandezas hidráulicas no tempo e no espaço. Assim, a utilização de um modelo hidrodinâmico de propagação de um hidrograma de ruptura objetiva simular o movimento da onda de cheia ao longo do vale a jusante da barragem. Essa simulação possibilita determinar as profundidades, as velocidades e o tempo de chegada de pico do nível d'água, permitindo estimar o dano potencial e a duração da inundação.

Dentre as ferramentas existentes para a modelagem de propagação de cheia em condição de ruptura de barragens escolheu-se o modelo numérico FLDWAV, desenvolvido pelo *National Weather Service*. O FLDWAV é baseado na solução das equações completas unidimensionais de Saint-Venant por meio de métodos implícitos de diferenças finitas (FREAD e LEWIS, 1998). O Software FLDAT (*NWS Flood Wave Analysis Tool*), desenvolvido pelo NWS, realiza o pré e o pós-processamento de dados para o modelo FLDWAV.

O modelo numérico utilizado para a propagação bidimensional de escoamento não-permanente e gradualmente variado foi o modelo FESWMS desenvolvido pelo *U. S. Federal Highways Administration* (FHWA). O modelo FESWMS foi escolhido por ser um modelo hidrodinâmico que simula o escoamento bidimensional de sistemas fluviais com topografia complexa. Esse modelo permite a modelagem da propagação em regimes subcríticos e supercríticos, incluindo a mudança de regimes durante o processo, a ocorrência ou não de ressaltos e considerando a alternância de áreas com a presença ou não de escoamento. O software SMS (*Surface Water Modeling System*) provê ferramentas gráficas para definir essas estruturas e controlar a simulação realizada pelo modelo FESWMS (SMS 8.0, 2002). Ambas as capacidades de pré e pós-processamentos de dados estão incluídos no SMS.

A utilização desses dois modelos visa avaliar o desempenho da simulação unidimensional e bidimensional, principalmente em áreas onde o escoamento atinge planícies de inundação ou singularidades como constrições ou alargamentos bruscos, ou ainda na presença de curvas fechadas. Nesses locais, de acordo com Frazão (2002) e Paquier (1995), torna-se difícil definir um eixo preferencial do escoamento.

#### 4.2.1 Modelagem unidimensional – modelo FLDWAV

O NWS FLDWAV é um modelo generalizado de cálculo de cheia para a simulação de fluxo não-permanente, desenvolvido pelo *National Weather Service* (NWS), substituindo os modelos NWS DAMBRK e DWOPER. A Tabela 4.4 faz uma breve descrição dos modelos DAMBRK e DWOPER.

**Tabela 4.4 – Modelos DAMBRK e DWOPER**

<b>Modelo</b>	<b>Descrição</b>	<b>Características</b>
<b>DAMBRK</b>	Modelo usado para prever em tempo real uma cheia natural e/ou aquela resultante da ruptura de uma barragem	confina a análise de fluxo através de um curso d'água simples; fixa o número de passos de tempo; fixa o número máximo de seções transversais; e limita o comprimento do trecho do rio que pode ser simulado.
<b>DWOPER</b>	Modelo com aplicações vastas em rios com características físicas variáveis como: geometria irregular; parâmetros de rugosidade variáveis; afluências laterais; armazenamento; perdas localizadas; e efeitos do vento e operação de barragens e eclusas.	interpola automaticamente seções transversais; controla fluxos supercríticos ou regimes de fluxo misto; e modela rupturas de barragens e controle de vazão em reservatórios.

Os modelos NWS DAMBRK e DWOPER, embora possam ser considerados robustos, possuem limitações que impedem sua flexibilidade. Dessa forma, o modelo NWS FLDWAV foi desenvolvido para permitir a utilização das capacidades combinadas dos dois anteriores e também permitir a simulação de novas características hidráulicas.

O NWS FLDWAV é um modelo hidrodinâmico capaz de determinar as elevações de nível d'água e descarga em locais específicos ao longo de um curso d'água sujeito a escoamento não permanente. O modelo é baseado nas equações completas de Saint Venant e permite

representar, junto com as equações de contorno interno, a variação rápida do fluxo em estruturas como barragens, pontes e diques. A resolução dessas equações é feita pelo método das diferenças finitas, utilizando o esquema implícito de quatro pontos.

Nesse modelo o escoamento pode ocorrer em um único curso d'água ou em um sistema de cursos d'águas interligados, incluindo aqueles nos quais os efeitos de sinuosidade são consideráveis. O fluxo pode variar de Newtoniano (água) para não Newtoniano (lama/escombros, rejeito de mina), e também mudar livremente no tempo e espaço de subcrítico para supercrítico, ou vice-versa. Para isso é utilizada uma técnica denominada Inércia Parcial Local (LPI), que adiciona um fator de inércia na equação da quantidade de movimento durante o processo de simulação.

O modelo FLDWAV possui como componente essencial um algoritmo de cálculo computacional hidráulico que possibilita a determinação da extensão e do tempo de ocorrência de uma inundação no rio, quando aí se verificam hidrogramas de fluxo não-permanente. O hidrograma calculado pode ser modificado ao longo do trecho simulado, em função de diversos fatores como: o efeito do armazenamento das planícies de inundação; a resistência da rugosidade do canal ao fluxo; as componentes da aceleração da onda de cheia; a perda/ganho de fluxo; a contração e/ou expansão do canal; e as estruturas de controle de fluxo (SYLVESTRE e SYLVESTRE, 2002).

As informações necessárias para executar o FLDWAV são descritas a seguir:

- condição de contorno de montante (hidrograma de montante);
- condição de contorno de jusante (hidrograma de jusante, curva chave);
- seções transversais ao longo do curso d'água (seções batimétricas);
- informações sobre as estruturas hidráulicas (barragens, pontes, diques); e
- coeficiente de rugosidade das seções.

Com essas informações, o FLDWAV encontra simultaneamente os valores de profundidade ( $y$ ) e descarga ( $Q$ ) em cada seção escolhida, ao longo do curso d'água, para cada intervalo de tempo durante o período estipulado para a simulação. Segundo Fread e Lewis (1998), o modelo possui limitações, incluindo as descritas na Tabela 4.5.

**Tabela 4.5** – Limitações do modelo FLDWAV (Fonte: FREAD e LEWIS, 1998)

<b>Limitação</b>	<b>Descrição</b>
<b>Equações que regem o modelo</b>	As equações que regem o FLDWAV para cálculo do hidrograma (fluxo não permanente) são as equações unidimensionais de Saint Venant. Entretanto, podem existir locais onde o fluxo possui características bidimensionais, isto é, a velocidade de fluxo e a elevação do nível d'água não variam somente na direção x ao longo do rio/vale, mas também na direção perpendicular à direção x. Desprezar a natureza bidimensional do fluxo pode ser um fator limitante para representar situações onde o escoamento expande e achata na planície de inundação.
<b>Perda de volume</b>	Há incertezas associadas com as perdas devido à infiltração e ao armazenamento que podem ocorrer no trecho simulado. Embora possam ser consideradas significativas, são de difícil determinação e, assim, usualmente desprezadas.
<b>Incertezas na determinação da região a ser Inundada</b>	As incertezas associadas aos parâmetros de brecha causam variações no perfil da elevação do pico da cheia e no seu tempo de viagem. Nessas inundações há o transporte de grandes quantidades de escombros, os quais podem obstruir e/ou contrair uma seção transversal. Em seções com pontes, esses escombros podem restringir parcialmente ou completamente o fluxo, transformando essas pontes em barragens.
<b>Incertezas na seleção do número de Manning</b>	As incertezas relacionadas com a seleção do número de Manning podem ser bastante significativas para inundações associadas à ruptura de barragens devido à grande magnitude do fluxo da cheia, que atinge partes da planície que podem ter sido inundadas alguma vez ou nunca terem sido. Para isso, é necessário selecionar valores de número de Manning para elevações que não foram objeto de avaliações prévias. O efeito do transporte de escombros também pode alterar o número de Manning.
<b>Suposição do leito</b>	As altas velocidades do fluxo associadas às inundações devido à ruptura de uma barragem podem causar uma significativa degradação no canal aluvial. Observa-se que no modelo FLDWAV essa ampliação na seção transversal do canal é negligenciada.

#### 4.2.1.1 Solução das equações completas de Saint Venant

As equações que governam o modelo FLDWAV são as equações unidimensionais originais de fluxo não-permanente, desenvolvidas por Barré de Saint Venant em 1871. Apesar de tratar da propagação de uma onda de ruptura, o modelo FLDWAV não isola a onda de choque que pode ocorrer devido ao colapso de uma barragem, nem utiliza outras equações que não as de Saint Venant, na região do choque.

As equações de Saint Venant na sua forma conservativa, com a adição dos termos para efeitos de expansão/contração, sinuosidade do canal e fluidos não Newtonianos, podem ser expressas por meio da equação da conservação de massa e da equação da conservação do momento, respectivamente (FREAD e LEWIS, 1998), quais sejam:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial s_{co}(A + A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (4.11)$$

$$\frac{\partial(s_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L + W_f B = 0 \quad (4.12)$$

nas quais:

$Q \rightarrow$  vazão [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];

$s_{co}$  e  $s_m \rightarrow$  coeficientes de sinuosidade que variam com  $h$ ;

$A \rightarrow$  área ativa de escoamento no canal [ $\text{m}^2$ ];

$A_0 \rightarrow$  área inativa de escoamento no canal (área de armazenamento onde a velocidade é desprezível) [ $\text{m}^2$ ];

$t \rightarrow$  variável independente relativa ao tempo [ $\text{s}$ ];

$x \rightarrow$  variável independente relativa à direção longitudinal do escoamento [ $\text{m}$ ];

$q \rightarrow$  vazão específica lateral [ $\text{m}^3/\text{s.m}$ ];

$\beta \rightarrow$  coeficiente que corrige a distribuição não uniforme da velocidade;

$h \rightarrow$  elevação da superfície livre na calha fluvial [ $\text{m}$ ];

$g \rightarrow$  aceleração da gravidade [ $\text{m}/\text{s}^2$ ];

$S_f \rightarrow$  declividade da linha de energia [ $\text{m}/\text{m}$ ], que equivale ao termo de perda de carga unitária por atrito;

$S_e \rightarrow$  coeficiente de perda de carga localizada por expansão ou contração;

$S_i \rightarrow$  coeficiente de perda de carga associado à dissipação de viscosidade interna de fluidos não Newtonianos;

$L \rightarrow$  contribuição de momento da vazão afluente lateral [ $\text{m}_3/\text{s}^2$ ];

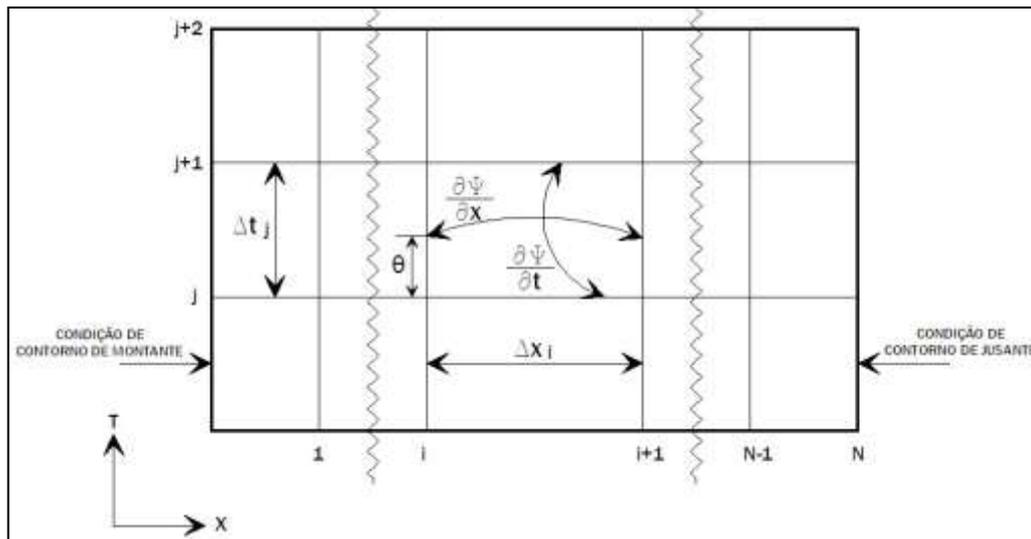
$W_f \rightarrow$  coeficiente de resistência do vento na superfície do escoamento [ $\text{m}^2/\text{s}^2$ ]; e

$B \rightarrow$  largura superficial ativa da seção transversal [ $\text{m}$ ].

Conforme descrito no Capítulo 3, as equações de Saint Venant (Equações 4.11 e 4.12) constituem um sistema não linear de equações diferenciais parciais com duas variáveis independentes,  $x$  e  $t$ , e duas variáveis dependentes,  $h$  e  $Q$ ; os termos restantes são funções de  $x$ ,  $t$ ,  $h$  e  $Q$  ou são constantes. Essas equações não apresentam solução analítica, exceto nos casos em que a geometria do canal e as condições de contorno não são complexas, e suas propriedades não lineares são desprezadas ou são linearizadas (CUNGE *et al.*, 1980).

No modelo FLDWAV, as equações 4.11 e 4.12 podem ser resolvidas tanto por técnicas explícitas como implícitas de diferenças finitas. Os métodos explícitos, embora simples na sua aplicação, são restritos pela estabilidade numérica, devido à adoção de um pequeno valor para o intervalo de tempo de cálculo computacional. Técnicas implícitas de diferenças finitas, contudo, não possuem restrição no tamanho do intervalo de tempo, devido à estabilidade matemática.

O esquema implícito adotado é o esquema de quatro pontos ponderados de Preissmann por apresentar vantagens, tais como o uso de intervalos não uniformes de discretização no tempo e no espaço, e de propriedades de estabilidade/convergência que podem ser convenientemente controladas. Na ponderação do esquema implícito de quatro pontos de diferenças finitas, a região espaço-tempo contínuo  $(x,t)$ , no qual as soluções de  $h$  e  $Q$  são obtidas, é representado por uma rede retangular de pontos discretos, conforme mostrado na Figura 4.2.



**Figura 4.2** – Representação gráfica do esquema de Preissmann (Fonte: adaptado de FREAD e LEWIS, 1998)

Os pontos na rede são determinados pela interseção das linhas paralelas aos eixos  $x$  e  $t$ . As retas paralelas ao eixo  $t$  representam a localização das seções transversais, sendo espaçadas por um incremento espacial  $\Delta x_i$ . As retas paralelas ao eixo  $x$  representam as linhas de tempo, sendo espaçadas por um incremento temporal  $\Delta t_j$ . Cada ponto na rede retangular pode ser identificado por um índice subscripto ( $i$ ), que designa a posição  $x$  e um índice sobrescrito ( $j$ ), que define a linha do tempo.

As derivadas no tempo são aproximadas por diferenças finitas entre os pontos  $i$  e  $i+1$ , ao longo do eixo  $x$ :

$$\frac{\partial \Psi}{\partial t} = \frac{\Psi_i^{j+1} + \Psi_{i+1}^{j+1} - \Psi_i^j - \Psi_{i+1}^j}{2\Delta t_j} \quad (4.13)$$

na qual  $\psi$  pode representar qualquer variável (Q, h, A, A<sub>o</sub>, S<sub>co</sub>, S<sub>m</sub> etc).

As derivadas espaciais podem ser aproximadas por um quociente de diferenças finitas entre duas linhas adjacentes de tempo por um fator de ponderação  $\Theta$  e (1-  $\Theta$ ):

$$\frac{\partial \Psi}{\partial x} = \theta \left[ \frac{\Psi_i^{j+1} - \Psi_{i+1}^{j+1}}{\Delta x_i} \right] + (1-\theta) \left[ \frac{\Psi_i^j - \Psi_{i+1}^j}{\Delta x_i} \right] \quad (4.14)$$

Qualquer variável pode ser aproximada no intervalo de tempo no qual as derivadas espaciais são avaliadas, usando o mesmo ponderador:

$$\Psi = \theta \left[ \frac{\Psi_i^{j+1} - \Psi_{i+1}^{j+1}}{2} \right] + (1-\theta) \left[ \frac{\Psi_i^j - \Psi_{i+1}^j}{2} \right] \quad (4.15)$$

O ponderador  $\Theta$  pode variar entre 0,5 e 1,0, sendo que para  $\Theta = 1,0$  o esquema é totalmente implícito. Usualmente, o modelo FLDWAV utiliza fatores de ponderação entre 0,55 a 0,60 para minimizar a perda de precisão associada com altos valores e para evitar a possibilidade de instabilidade numérica.

Quando os operadores de diferenças finitas, definidos nas Equações 4.13, 4.14 e 4.15, são utilizados para substituir as derivadas e variáveis nas Equações 4.11 e 4.12, as seguintes equações implícitas de diferenças finitas ponderadas de quatro pontos são obtidas:

$$\theta \left[ \frac{Q_i^{j+1} - Q_{i+1}^{j+1}}{\Delta x_i} \right] - \theta \cdot q_i^{j+1} + (1-\theta) \left[ \frac{Q_i^j - Q_{i+1}^j}{\Delta x_i} \right] - (1-\theta) \cdot q_i^j + \left[ \frac{s_{coi}^{j+1} (A + A_0)_i^{j+1} + s_{coi}^{j+1} (A + A_0)_{i+1}^{j+1} - s_{coi}^j (A + A_0)_i^j - s_{coi}^j (A + A_0)_{i+1}^j}{2\Delta t_i} \right] = 0 \quad (4.16)$$

$$\left[ \frac{(s_m Q)_i^{j+1} + (s_m Q)_{i+1}^{j+1} - (s_m Q)_i^j - (s_m Q)_{i+1}^j}{2\Delta t_j} \right] + \theta \left[ \frac{(\beta \cdot Q^2 / A)_i^{j+1} - (\beta \cdot Q^2 / A)_{i+1}^{j+1}}{\Delta x_i} + g\bar{A}^{j+1} \left( \frac{h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}}{\Delta x_i} + \bar{S}_f^{j+1} + S_e^{j+1} + \bar{S}_i^{j+1} \right) + L_i^{j+1} + (W_f \bar{B})_i^{j+1} \right] + (1-\theta) \left[ \frac{(\beta \cdot Q^2 / A)_i^j - (\beta \cdot Q^2 / A)_{i+1}^j}{\Delta x_i} + g\bar{A}^j \left( \frac{h_{i+1}^j - h_i^j}{\Delta x_i} + \bar{S}_f^j + S_e^j + \bar{S}_i^j \right) + L_i^j + (W_f \bar{B})_i^j \right] = 0 \quad (4.17)$$

nas quais:

$$\bar{A} = \frac{A_i + A_{i+1}}{2} \quad (4.18)$$

$$\bar{S}_f = \frac{n_i^2 \bar{Q} |\bar{Q}|}{\bar{A}^2 \bar{R}^{4/3}} \quad (4.19)$$

$$\bar{Q} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \quad (4.20)$$

$$\bar{R} = \frac{\bar{A}}{\bar{B}} \text{ ou } \bar{R} = \frac{\bar{A}}{\bar{P}} \quad (4.21)$$

$$\bar{B} = \frac{B_i + B_{i+1}}{2} \quad (4.22)$$

$$\bar{P} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2} \quad (4.23)$$

na qual:  $P_i$  é o perímetro molhado [m].

O FLDWAV considera normalmente o raio hidráulico, empregado nas Equações 4.19 e 4.21, como sendo a razão entre a área e a largura superficial da seção transversal, ou seja, considera-se a premissa de canal largo.

As condições iniciais são os valores de  $h$  e  $Q$  conhecidos ao longo do eixo  $x$  para o primeiro intervalo de tempo  $j = 1$ .

As Equações 4.16 e 4.17 não podem ser resolvidas de um modo direto ou explícito por possuir quatro variáveis desconhecidas ( $Q_i^{j+1}, h_i^{j+1}, Q_{i+1}^{j+1}, h_{i+1}^{j+1}$ ) e somente duas equações. Entretanto, aplicando-se as Equações 4.16 e 4.17 a cada um dos  $N-1$  pontos da grade retangular mostrada na Figura 4.2, entre as condições de contorno de montante e jusante, um total de  $2N-2$  equações, com  $2N$  incógnitas, são obtidas, sendo  $N$  o número total de nós ou seções transversais. Completam o sistema a ser determinado as condições de contorno de montante e de jusante, resultando  $2N$  equações, para  $2N$  incógnitas.

O processo de solução iterativa do sistema não linear inicia-se pela escolha de valores de teste

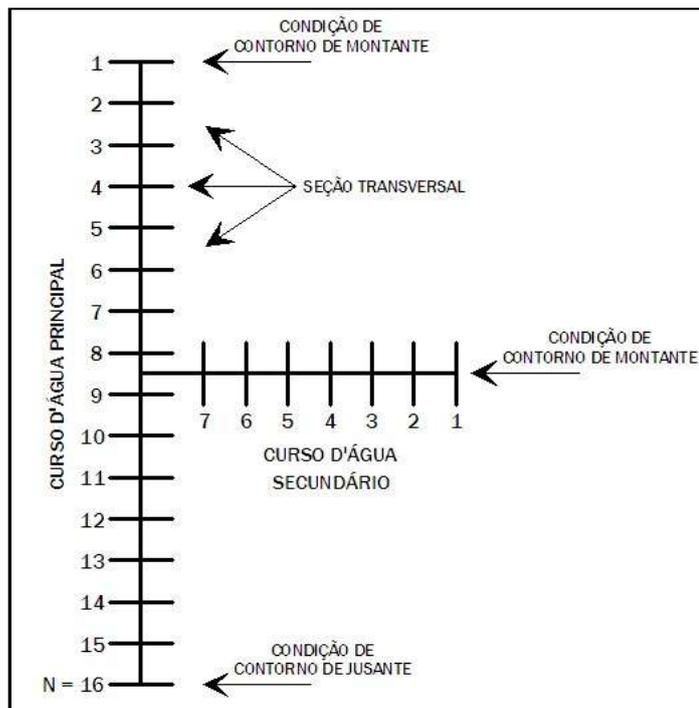
para as  $2N$  variáveis. Substituindo-os no sistema de equações não lineares, resulta em um vetor de resíduos. O método de Newton-Raphson fornece um meio para corrigir os valores iniciais das variáveis até que os resíduos sejam reduzidos a um nível de tolerância aceitável, próximo de zero. Isso é normalmente realizado em uma ou duas repetições pelo uso de extrapolação linear para os primeiros valores.

Um sistema de  $2N \times 2N$  equações lineares relaciona os resíduos com os valores das incógnitas, e um sistema linear cuja matriz de coeficientes tem estrutura em banda é obtido, permitindo, assim, que o sistema seja resolvido por um algoritmo de eliminação de Gauss.

Quando o escoamento é supercrítico para todo o trecho estudado, a técnica de solução pode ser simplificada. Ao invés de se ter uma solução com  $2N \times 2N$  equações, para escoamento supercrítico a solução pode ser encontrada por um sistema com  $2 \times 2$  equações. As variáveis  $h$  e  $Q$  para a primeira seção de montante são determinadas com a aplicação das duas equações de contorno. Assim progressivamente de montante para jusante as Equações 4.16 e 4.17 são utilizadas para se obter  $h_{i+1}$  e  $Q_{i+1}$  para cada ponto. Para o caso onde exista a alternância entre escoamento subcrítico e supercrítico no espaço e no tempo, outras técnicas têm que ser aplicadas, vide item 4.2.1.4.

#### 4.2.1.2 Condições de contorno e condições iniciais

Para se obter a solução das equações unidimensionais de Saint Venant é necessário especificar as condições de contorno de montante e de jusante. A montante, pode-se especificar tanto a vazão quanto o nível d'água. A jusante, a condição de contorno depende das características físicas da respectiva seção. A Figura 4.3 apresenta as condições de contorno aplicáveis para um curso d'água natural.



**Figura 4.3** – Condições de contorno para um curso d'água natural (Fonte: adaptado de FREAD e LEWIS, 1998)

O modelo FLDWAV permite que seja especificada a característica apropriada considerando seis tipos de equações de contorno, vide Tabela 4.6:

**Tabela 4.6** – Condições de contorno que podem ser especificadas no modelo FLDWAV  
(Fonte: FREAD e LEWIS, 1998)

<b>1</b>	Curva-chave de escoamento permanente
	Curva-chave em loop ou dinâmica usando a equação de Manning com um termo de declividade de energia dinâmica (S), que pode ser calculado por uma das opções mostradas abaixo: $Q_N^{j+1} = \frac{1}{n_N} A_N^{j+1} (R_N^{j+1})^{2/3} S_{N-1}^{1/2} \quad (4.24)$ na qual: $S_{N-1} = \frac{h_{N-1} - h_N}{\Delta x_{N-1}} + \frac{(Q'_N - Q_N)}{0,5g(A_N + A_{N-1})\Delta t} + \frac{(Q_{N-1}^2 / A_{N-1} - Q_N^2 / A_N)}{0,5g(A_N + A_{N-1})\Delta x_{N-1}} \quad (4.25)$ ou $S_{N-1} = \frac{n_N^2 \bar{Q} \bar{Q}}{\bar{A} \bar{R}^{4/3}} \quad (4.26)$ na qual: $Q'_N$ é a vazão no tempo j+1 (todos os outros termos da equação estão no tempo j); $\bar{A}$ , $\bar{Q}$ e $\bar{R}$ são valores médios, respectivamente, de área, vazão e raio hidráulico.
<b>3</b>	Curva-chave de escoamento permanente obtida com o uso da equação de Manning, mas observando-se que o valor da variável S é especificado como a declividade do fundo do canal na proximidade da seção transversal de ordem N
<b>4</b>	Curva-chave de fluxo crítico que ocorre em uma queda d'água ou no início de uma pequena correnteza íngreme
<b>5</b>	Série temporal de elevações do nível d'água
<b>6</b>	Série temporal de vazões

As condições iniciais para as variáveis Q e h devem ser conhecidas para o tempo  $t = 0$ , em todas as seções transversais ( $i = 1, 2, 3, \dots, N$ ).

#### 4.2.1.3 Seleção dos incrementos espaciais e temporais

Para que a modelagem da onda de cheia seja bem sucedida, faz-se necessário escolher valores adequados para os incrementos espaciais ( $\Delta x_i$ ) e temporais ( $\Delta t_j$ ), usados na solução computacional das equações de Saint-Venant (4.16 e 4.17). Quando o parâmetro  $\Delta x_i$  é grande, o erro de truncamento entre a solução verdadeira da equação diferencial e a solução aproximada da equação de diferenças pode fazer com que os resultados de vazão e elevação do nível d'água sejam irreais. Da mesma maneira, ao se escolher um valor desproporcional para  $\Delta t_j$  na discretização do hidrograma de entrada, o mesmo não será representado apropriadamente, fazendo com que possam ocorrer erros de dispersão e atenuação. Por outro lado, ao especificar valores muito pequenos para  $\Delta x_i$  e  $\Delta t_j$ , muita memória computacional é requerida para processar a simulação. A seguir são apresentados os critérios estabelecidos por Fread e Lewis (1988) para evitar esses extremos.

Para o incremento espacial ( $\Delta x_i$ ) três critérios são sugeridos:

- 1) o primeiro critério é relacionado à contração/expansão do canal. O incremento de distância  $DXM_i$  deve ser tal que a razão entre as áreas de duas seções transversais deve obedecer a seguinte relação:

$$0,635 < \frac{A_{i+1}}{A_i} < 1,576 \quad (4.27)$$

na qual  $A_{i+1}$  e  $A_i$  são as áreas das seções adjacentes.

Caso esse critério não seja satisfeito o incremento original é corrigido para:

$$DXM_i = \frac{L}{\left(1 + 2 \times \frac{|A_i - A_{i+1}|}{\hat{A}}\right)} \quad (4.28)$$

na qual:

$L$  é o incremento de distância original; e

$\hat{A} = A_{i+1}$ , se  $A_i > A_{i+1}$  (contração) ou  $\hat{A} = A_i$ , se  $A_{i+1} > A_i$  (expansão).

- 2) o segundo critério está relacionado às características do hidrograma que será propagado.

Por esse sistema  $DXM_i$  deve obedecer à seguinte relação:

$$DXM_i \leq \frac{cT_r}{M} \quad (4.29)$$

na qual:

$c$  é a velocidade da onda [km/hora];

$T_r$  é o tempo de subida do hidrograma [hora]; e

$M$  é o coeficiente empírico que varia entre 5 e 40 (o FLDWAV assume como padrão o valor de  $M$  igual a 20).

- 3) o terceiro critério é relacionado às mudanças na declividade do fundo do canal ( $S_m$ ). Para regiões que possuem uma variação brusca de declividade, o incremento de distância

$DXM_i$  deve ser reduzido.

Para o incremento temporal ( $\Delta t_j$ ) pode-se descrever um critério de seleção. O incremento temporal deve ser igual à razão entre o tempo de subida do hidrograma ( $T_p$ ) e um fator de ponderação ( $M'$ ). Formalmente:

$$\Delta t_j = \frac{T_p}{M'} \quad (4.30)$$

na qual  $M'$  varia entre 6 e 40; o FLDWAV assume como padrão o valor de  $M$  igual a 20.

#### 4.2.1.4 Fluxo misto

O FLDWAV é um modelo de cálculo de fluxo generalizado, que pode ser aplicado tanto para rios em regimes subcrítico e supercrítico, que podem se alternar no tempo e no espaço ao longo do canal, ou seja, o fluxo pode ser misto. Para uma onda de cheia de ruptura, essa situação é encontrada com mais frequência.

O método numérico implícito de quatro pontos, utilizado pelo modelo FLDWAV, não pode ser aplicado para essas transições de escoamento, sendo que é preciso dividir os trechos que possuem o mesmo regime de escoamento. A transição entre esses trechos é feita a partir de uma condição de contorno interna. O número de Froude pode ser usado para determinar o regime do escoamento, entretanto o FLDWAV utiliza como primeira estimativa a seguinte relação:

$$S_c = \frac{7700n^2}{D^{1/3}} \quad (4.31)$$

na qual:  $S_c$  é a declividade crítica;  $n$  é o coeficiente de rugosidade de Manning; e  $D$  é o raio hidráulico, estimado pela razão entre a área e a largura superficial da seção transversal.

A declividade crítica é comparada com a declividade do trecho, se a primeira for maior, o escoamento é subcrítico e caso contrário é supercrítico.

Para situações onde o fluxo misto possa existir, três técnicas podem ser selecionadas (FREAD e LEWIS, 1998):

- **Técnica da Inércia Parcial Local (LPI)**

Quando fluxos não permanentes são modelados, a solução das equações completas de Saint-

Venant, utilizando o esquema numérico implícito, tende a ser mais instável para fluxos mistos próximos do número de Froude crítico ( $Fr = 1$ ).

A aplicação da técnica de escoamento difuso elimina os dois termos inerciais da equação de momento (os dois primeiros termos), produzindo estabilidade numérica na solução para fluxos nos quais o número de Froude é crítico ( $Fr = 1$ ). Para tirar vantagem da estabilidade do método difuso e obter a precisão do método dinâmico, a técnica LPI utiliza-se do acréscimo de um filtro numérico ( $\sigma$ ), Equação 4.33, para modificar a extensão da contribuição dos termos inerciais na equação da conservação do momento, Equação 4.32, como também a variação de suas propriedades de dinâmica para difusa.

A equação de quantidade de movimento modificada é apresentada a seguir:

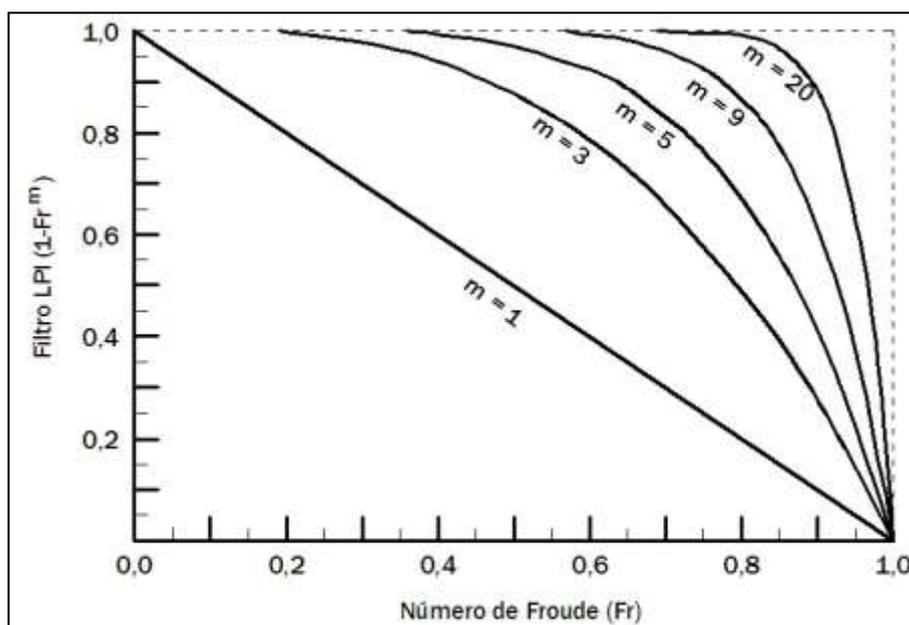
$$\sigma \left[ \frac{\partial(s_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} \right] + gA \left( \frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L + W_f B = 0 \quad (4.32)$$

O filtro numérico utilizado é expresso por:

$$\sigma \begin{cases} 1,0 - Fr^m & (Fr \leq 1,0 ; m \geq 1) \\ 0 & (Fr \geq 1,0) \end{cases} \quad (4.33)$$

na qual  $m$  é um fator de ponderação, adota-se usualmente  $m$  igual a 3 ou 5 (FREAD e LEWIS, 1998).

A Figura 4.4 mostra a variação de  $\sigma$  com o número de Froude ( $Fr$ ) e com o fator  $m$ . Utilizando o filtro  $\sigma$ , o modelo FLDWAV muda automaticamente o modelo dinâmico para um modelo difusivo.



**Figura 4.4 – Filtro LPI (Fonte: adaptado de FREAD e LEWIS, 1998)**

- **Algoritmo de fluxo misto**

O segundo método divide automaticamente os trechos de cálculo em sub-trechos, nos quais ocorrem somente fluxos subcríticos ou supercríticos. Os locais de transição (onde o fluxo muda de subcrítico para supercrítico, ou vice versa, são tratados como condições de contorno, evitando a aplicação das equações de Saint-Venant nos trechos com fluxo de transição.

O algoritmo de fluxo misto consiste de duas componentes, uma para obtenção das condições iniciais de vazão e elevação do nível d'água no tempo  $t = 0$  e a outra que funciona durante a solução do fluxo não-permanente. Quando esse algoritmo é utilizado, o tempo de cálculo computacional cresce na ordem de aproximadamente 20%. Valores menores de incrementos espaciais ( $\Delta x_i$ ) são necessários nas proximidades dos trechos de transição entre fluxo subcrítico e supercrítico e permitem localizar melhor a região de ocorrência do ressalto hidráulico. Essa particularidade é necessária tanto a montante quanto a jusante da seção de fluxo crítico para evitar dificuldades numéricas.

- **Características baseadas no cálculo explícito de montante**

Para os primeiros incrementos temporais, no esquema implícito de quatro pontos, com o uso da técnica de fluxo misto, algumas dificuldades são encontradas na solução das equações de Saint-Venant, pois o colapso de uma barragem induz as ondas de cheias a se moverem em um fluxo misto de supercrítico a subcrítico. Uma das técnicas desenvolvidas no modelo FLDWAV para simular fluxos mistos é uma característica baseada no esquema numérico

explícito de montante.

Para construir o esquema explícito, as equações de Saint-Venant são transformadas na sua forma conservativa de massa e momento, conforme mostrado abaixo:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial s_{co}(A + A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (4.34)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \frac{Q^2}{A} + P_1 \right)}{\partial x} + gA(S_f + S_e) - P_2 + L + W_f B = 0 \quad (4.35)$$

na qual,

$$P_1 = g \int_{h_b}^h A(x, \xi) d\xi \quad (4.36)$$

$$P_2 = g \int_{h_b}^h \frac{\partial A(x, \xi)}{\partial x} d\xi \quad (4.37)$$

onde  $h_b$  é a elevação do fundo do canal na localização  $x$ ; e  $\xi$  é uma variável utilizada para integração.

O princípio de um esquema explícito de montante é usar, unilateralmente, as aproximações de diferenças finitas nas derivadas espaciais, de acordo com as velocidades locais características em função do tempo.

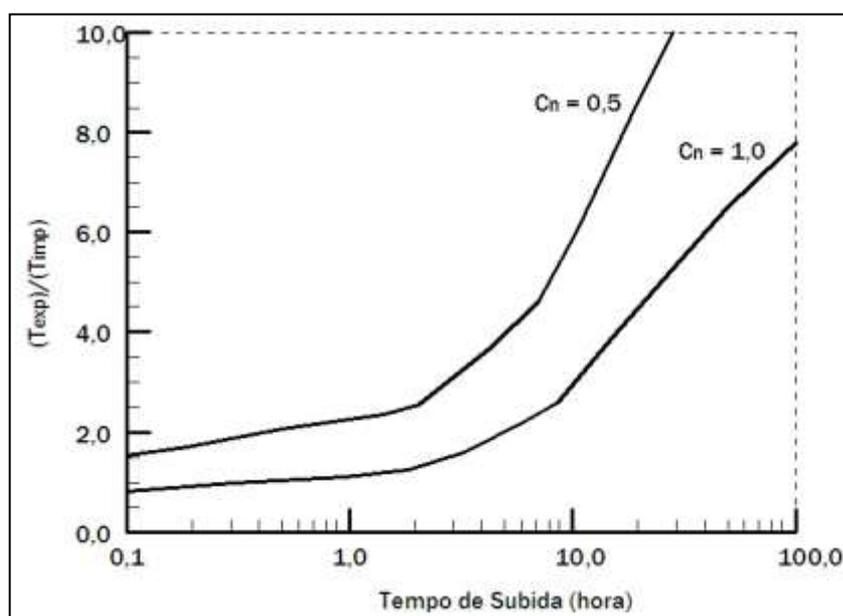
Ao contrário dos esquemas implícitos, a estabilidade de muitos esquemas explícitos é restringida pela condição de estabilidade numérica de Courant-Friedrich-Lewy (CFL). Para os esquemas de montante apresentados, as condições CFL podem ser escritas como:

$$\Delta t \leq C_n \min \left( \frac{\Delta x}{v + c} \right)_i \quad (C_n \leq 1,0) \quad (4.38)$$

na qual:  $C_n$  é o número de Courant; e  $\left( \frac{\Delta x}{v + c} \right)_i$  representa os valores mínimos dessa relação para todos os incrementos espaciais ( $\Delta x_i$ ).

Para canais prismáticos devem ser adotados grandes valores para  $C_n$  (0,9 a 1,0) e para canais com geometria irregular a magnitude de  $C_n$  tem que ser reduzida para um valor entre 0,5 a 0,8.

Por causa da estabilidade numérica requerida, os esquemas explícitos limitam o intervalo de tempo para a condição de Courant, necessitando de um intervalo de tempo computacional menor que o esquema implícito. Na Figura 4.5, a relação entre os tempos necessários para os esquemas explícito e implícito é mostrada como uma função do tempo de subida ( $T_p$ ) do hidrograma calculado. Percebe-se que os esquemas explícitos necessitam de maior tempo de cálculo computacional na modelagem de uma onda de cheia quando comparados com os esquemas implícitos.

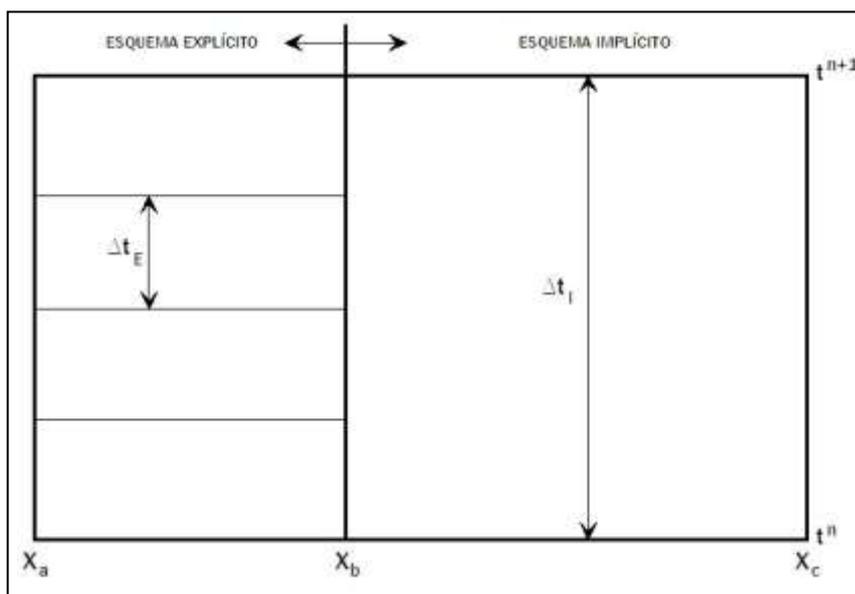


**Figura 4.5** – Relação entre o tempo necessário para esquemas numéricos implícitos e explícitos (Fonte: adaptado de FREAD e LEWIS, 1998)

O modelo FLDWAV permite que a simulação seja feita com um cálculo dinâmico múltiplo, alternando a aplicação dos esquemas implícito e explícito para qualquer sub-trecho dentro do trecho a ser calculado. A montante, o algoritmo explícito, quando combinado com o esquema implícito de quatro pontos, possibilita que somente partes de um sistema inteiro do rio sejam modeladas, utilizando-se da vantagem de precisão e estabilidade do modelo explícito para ondas bruscas ou fluxos quase críticos.

A Figura 4.6 é uma ilustração esquemática das múltiplas capacidades de cálculo do modelo FLDWAV. O esquema explícito é usado para sub-trechos de  $x_a$  a  $x_b$ , e o esquema implícito de

quatro pontos é usado para um sub-trecho de  $x_b$  a  $x_c$ .

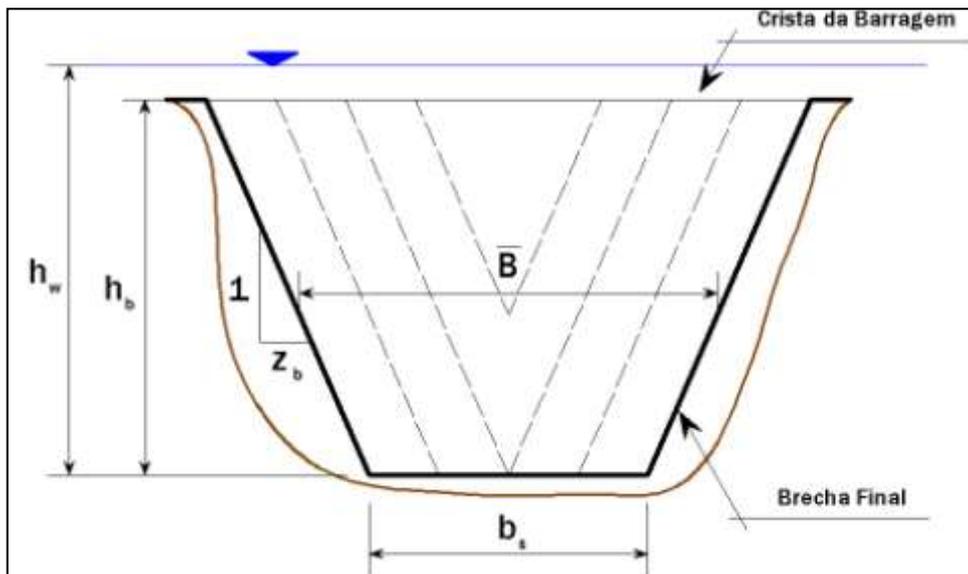


**Figura 4.6** – Cálculo múltiplo: esquema implícito e explícito (Fonte: adaptado de FREAD e LEWIS, 1998)

#### 4.2.1.5 Modelagem da brecha da barragem

Para a modelagem da brecha, formada a partir do colapso de uma barragem, suposições de brechas instantâneas e completas foram usadas, por razões de conveniência na aplicação das técnicas matemáticas para a análise das ondas de inundação formadas. Essas suposições podem ser utilizadas para barragens em concreto e são pouco apropriadas para barragens de terra (FREAD e LEWIS, 1998).

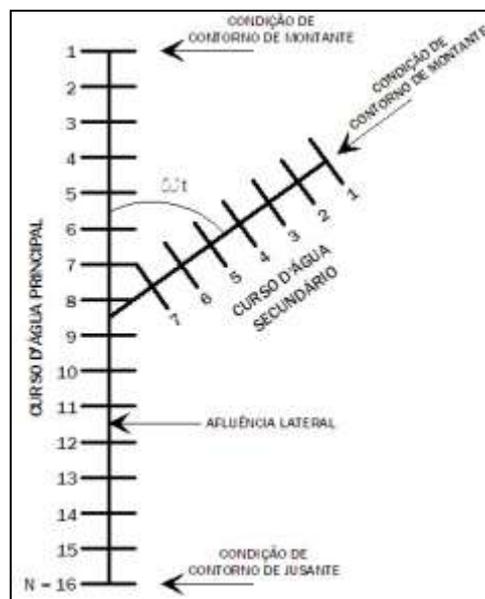
No FLDWAV, a brecha é assumida para se desenvolver em um intervalo finito de tempo ( $\tau$ ), e com o tamanho determinado por um parâmetro de largura final ( $b_s$ ) sendo a variação de sua forma dada por outro parâmetro ( $z_b$ ), como indicado na Figura 4.7. Desse modo, a brecha pode ter a geometria retangular, triangular ou trapezoidal.



**Figura 4.7** – Visão frontal de uma barragem mostrando a formação de uma brecha (Fonte: adaptado de FREAD e LEWIS, 1998)

#### 4.2.1.6 Fluxo lateral

O escoamento de um afluente para o curso d'água principal pode ser adicionado ao fluxo principal com o termo da vazão específica lateral ( $q$ ) nas Equações 4.11 e 4.16. Cada fluxo dos tributários é especificado como um hidrograma e distribuído ao longo do incremento espacial. Um exemplo de sistema fluvial mostrando o curso d'água principal e um afluente é indicado na Figura 4.8.



**Figura 4.8** – Esquema de um sistema fluvial mostrando o curso d'água principal com um tributário e um fluxo lateral (Fonte: adaptado de FREAD e LEWIS, 1998)

O parâmetro  $\Delta t$  indica o ângulo agudo que o tributário faz com o rio principal. Isso possibilita que seja incluído o efeito de momento da afluência do tributário por meio do termo da contribuição do momento da vazão afluente lateral ( $L = -qv_x$ ), como usado nas Equações 4.12

e 4.17. A velocidade da afluência do tributário, obtida em m/s, é dada por:

$$v_x = (Q/A)_N \cos \omega_t \quad (4.39)$$

na qual N é a última seção transversal que o tributário possui antes da confluência com o rio principal ou com outro tributário.

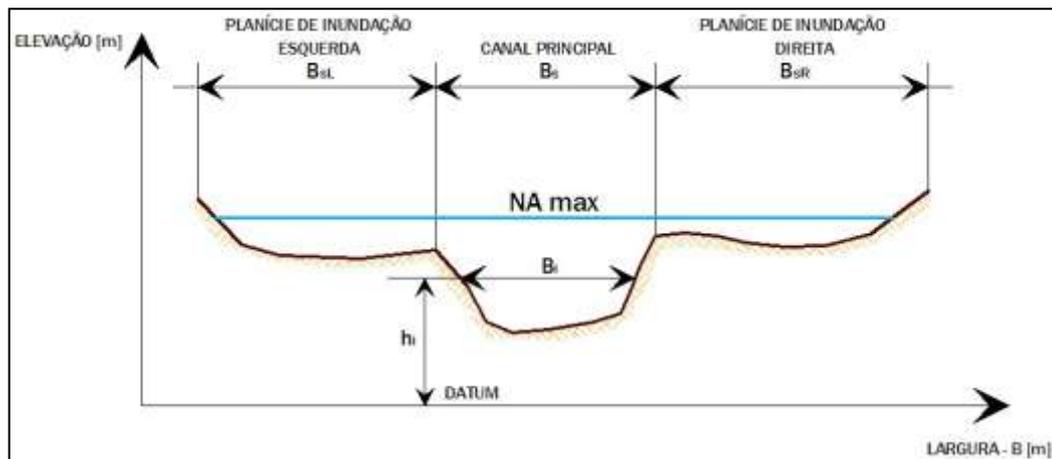
O fluxo total do tributário é uma função temporal conhecida. Assim, a vazão  $Q(t)$  é especificada como uma série temporal, distribuída ao longo de um sub-trecho  $\Delta x_i$ . O modelo FLDWAV não considera os efeitos de represamento que o rio principal pode provocar sobre o afluente.

#### 4.2.1.7 Seções transversais

O modelo FLDWAV representa uma seção transversal dividindo-a em duas regiões, a saber: canal principal e planície de inundação (esquerda e direita). Pode-se ainda delimitar na seção transversal a área na qual ocorre efetivamente o escoamento e onde a velocidade na direção x não é desprezada (seção ativa). A área ativa da seção transversal é representada pelo termo A nas Equações 4.11 e 4.12, podendo ter uma forma regular ou irregular. Como indicado na Figura 4.9, cada seção pode ser descrita por uma tabela contendo os valores da largura ( $B_i$ ) e das suas respectivas elevações de nível d'água ( $h_i$ ).

São necessários no mínimo 4 pontos para descrever uma seção. Uma vez escolhido o número de pontos que será usado para representar uma seção transversal, todas as outras seções deverão ser representadas com esse mesmo número de pontos.

Podem existir partes da seção transversal onde a velocidade do fluxo na direção x é desprezível em relação à velocidade na parte ativa. Essa parte onde o fluxo não é transportado é chamada de área inativa ou de armazenamento do canal, sendo representada pelo termo  $A_o$  na Equação 4.11.



**Figura 4.9** – Seção transversal mostrando o canal e a planície de inundação (Fonte: adaptado de FREAD e LEWIS, 1998)

As áreas de armazenamento externas ao canal principal podem ser usadas eficientemente para representar, por exemplo, lagoas ou tributários que se conectam ao curso d'água servindo somente como zonas de armazenamento. Esse também é o caso de planícies de inundação separadas do rio por um dique paralelo. Também podem ser usadas para simular uma planície de inundação fortemente arborizada, com um armazenamento temporário de uma parte da vazão do curso d'água.

As seções transversais são designadas por meio de um parâmetro de distância, o qual é medido ao longo do caminho principal do curso d'água. Um canal ou rio sinuoso, com meandros ou com planícies de inundação, fornece um caminho de fluxo mais longo e o FLDWAV permite que o seu efeito seja simulado por meio de fatores de sinuosidade ( $s_{co}$  e  $s_m$ ), utilizados nas Equações 4.11 e 4.12. O fator de sinuosidade pode ser especificado para cada seção transversal. Seções transversais adicionais podem ser geradas entre duas seções adjacentes através de uma interpolação linear.

#### 4.2.1.8 Número de Manning

O número de Manning pode ser especificado para cada seção transversal ou para cada trecho fluvial. Em cada seção, um valor diferente de rugosidade pode ser associado ao canal principal e às planícies de inundação, podendo variar também em função do nível d'água ou da vazão.

#### 4.2.2 Modelagem bidimensional – modelo FESWMS

O modelo FESWMS realiza a propagação do escoamento considerando uma formulação bidimensional e utiliza, como técnica numérica para a representação da onda, o método dos elementos finitos. Esse modelo propaga o escoamento através de uma malha de elementos, a qual representa a topografia da área estudada.

Para a representação do escoamento em duas dimensões, as equações de Saint-Venant são utilizadas com uma equação de conservação da massa e duas equações de quantidade de movimento, nas direções dos planos X e Y. A malha de elementos é representada por uma série de triângulos e quadriláteros definidos por um conjunto de vértices e nós. Para cada nó, são aplicadas as três equações diferenciais. A metodologia de resolução utilizada para a ponderação dos resíduos gerados na técnica dos elementos finitos é o método de Galerkin. O modelo FESWMS fornece, como saída de dados, as velocidades (na direção X e Y) e as profundidades para cada elemento da malha.

A construção da malha de elementos finitos é feita com a utilização do software SMS (*Surface Modelling System*), o qual é um sistema de modelagem de superfície que realiza o pré e o pós processamento dos dados numéricos. Para construir a rede de elementos, deve-se, primeiro, delimitar as diferentes regiões a serem modeladas (canal principal, planícies de inundação, zonas urbanas etc) dentro da área considerada para o estudo. Além disso, uma série de pontos com informação altimétrica da superfície do terreno, de maneira a associar valores de elevação para os nós da rede, deve ser fornecida para a construção da malha.

##### 4.2.2.1 Equações de Saint Venant em formulação bidimensional

O FESWMS é um modelo hidrodinâmico que utiliza as seguintes equações para representar o escoamento em duas dimensões (FROEHLICH, 2002):

$$\frac{\partial z_w}{\partial t} + \frac{\partial q_1}{\partial x} + \frac{\partial q_2}{\partial y} = q_m \quad (4.40)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial q_1}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{q_1^2}{H} + \frac{1}{2} g H^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \beta \frac{q_1 q_2}{H} \right) + g H \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{H}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial x} - \Omega q_2 \\ + \frac{1}{\rho} \left[ \tau_{bx} - \tau_{sx} - \frac{\partial (H \tau_{xx})}{\partial x} - \frac{\partial (H \tau_{xy})}{\partial y} \right] = 0 \end{aligned} \quad (4.41)$$

$$\frac{\partial q_2}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left( \beta \frac{q_1^2}{H} + \frac{1}{2} g H^2 \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{q_1 q_2}{H} \right) + g H \frac{\partial z_b}{\partial y} + \frac{H}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial y} - \Omega q_1 + \frac{1}{\rho} \left[ \tau_{by} - \tau_{sy} - \frac{\partial(H\tau_{yy})}{\partial y} - \frac{\partial(H\tau_{yx})}{\partial x} \right] = 0 \quad (4.42)$$

nas quais:

$t \rightarrow$  variável independente relativa ao tempo [s];

$x \rightarrow$  variável independente relativa à direção do escoamento no eixo x [m];

$y \rightarrow$  variável independente relativa à direção do escoamento no eixo y [m];

$Z_w \rightarrow$  elevação da superfície livre na calha fluvial [m];

$q_1 \rightarrow$  vazão específica na direção x [ $m^3/s.m$ ];

$q_2 \rightarrow$  vazão específica na direção y [ $m^3/s.m$ ];

$q_m \rightarrow$  vazão específica lateral [ $m^3/s.m$ ];

$\rho \rightarrow$  massa específica da água [ $kg/m^3$ ];

$\beta \rightarrow$  coeficiente adimensional de correção que considera a variação da velocidade na seção (Boussinesq);

$\Omega \rightarrow$  coeficiente adimensional de correção que considera a variação da velocidade na seção (Coriolis);

$g \rightarrow$  aceleração da gravidade [ $m/s^2$ ];

$p_a \rightarrow$  pressão atmosférica na superfície da lâmina d'água [ $N/m^2$ ];

$\tau_{bx}$  e  $\tau_{by} \rightarrow$  tensão de atrito no leito da seção nas direções x e y, respectivamente [ $N/m^2$ ];

$\tau_{sx}$  e  $\tau_{sy} \rightarrow$  tensão de atrito na superfície da lâmina d'água nas direções x e y, respectivamente [ $N/m^2$ ]; e

$\tau_{xx}$ ,  $\tau_{yy}$ ,  $\tau_{xy}$  e  $\tau_{yx} \rightarrow$  tensão de atrito devido à turbulência, onde, por exemplo,  $\tau_{xy}$  é a tensão de atrito atuando na direção x num plano perpendicular à direção y [ $N/m^2$ ].

O modelo FESWMS utiliza o método de elementos finitos para a resolução das Equações 4.40, 4.41 e 4.42. A idéia básica do método de elementos finitos é dividir a região modelada em sub-regiões, que são denominadas elementos. Dentro de cada sub-região, valores de variáveis contínuas são aproximados por funções discretas que interpolam os valores existentes em determinados pontos do elemento. Esses pontos são denominados nós e estão

localizados ao longo dos vértices dos elementos. Os valores nodais são as variáveis que devem ser encontradas pelo método numérico. Dessa forma, a solução geral do conjunto de elementos é descrita pelas funções de interpolação, assim que os valores nodais são encontrados. Fica claro que as funções de interpolação não podem ser escolhidas aleatoriamente, pois elas devem descrever o comportamento da solução o mais próximo possível (LEE e FROEHLICH, 1987).

Como as soluções encontradas, para cada nó, não satisfazem perfeitamente as equações diferenciais, são gerados erros ou resíduos no sistema estudado. Para a distribuição dos erros, o modelo FESWMS utiliza, dentre os métodos de resíduos ponderados existentes, o método de Galerkin ao sistema de equações diferenciais, para formar um conjunto de equações para cada elemento constituinte da malha. A aplicação desse método envolve basicamente dois passos. O primeiro é adotar uma função geral que represente as variáveis dependentes de maneira que as equações diferenciais e as condições de contorno sejam aproximadamente satisfeitas. Inserindo valores iniciais das variáveis dependentes no sistema de equações, são encontrados os resíduos nas soluções. O segundo passo é representar os resíduos por funções de ponderação, de maneira a obter uma representação aproximada das variáveis dependentes.

De forma mais específica, uma equação diferencial pode ser escrita na seguinte forma:

$$Lu - f = 0 \quad (4.43)$$

na qual:

L é um operador diferencial;

u é a variável dependente a ser descrita; e

f é uma função arbitrada.

$$u \approx \tilde{u} = \sum_{i=1}^m N_i u_i \quad (4.44)$$

na qual:

$N_i$  é a função de interpolação adotada; e

$u_i$  são as variáveis nodais desconhecidas.

Ao substituir a Equação 4.44 na Equação 4.43, esta não será satisfeita de maneira exata. De

fato, um resíduo  $\varepsilon$  irá aparecer pois a solução é apenas aproximada. Assim, o método dos resíduos ponderados busca determinar as variáveis  $u_i$  que tenham o menor resíduo  $\varepsilon$  possível. Uma maneira de efetuar esse processo, é utilizar uma média ponderada do  $\varepsilon$  e requerer que esse resíduo seja retirado da solução. Portanto, uma função de ponderação dos resíduos,  $W_i$ , pode ser proposta e integrada em todo o domínio  $R$  modelado, de maneira que os resíduos, em um sentido médio, sejam iguais a zero. Formalmente,

$$\int_R W_i \varepsilon dR = 0 \quad (4.45)$$

na qual:

$W_i$  é a função de ponderação adotada; e

$\varepsilon$  é o resíduo gerado para cada solução de cada nó.

Os vários métodos de resíduos ponderados diferem então no tipo de função de ponderação adotada. No método de Galerkin, as funções de ponderação  $W_i$  utilizadas são iguais as funções de interpolação,  $N_i$ , usadas para encontrar os valores de vazão e de profundidade d'água em um elemento, a partir dos valores encontrados para os nós desse mesmo elemento. A Equação 4.45 pode ser descrita da seguinte forma:

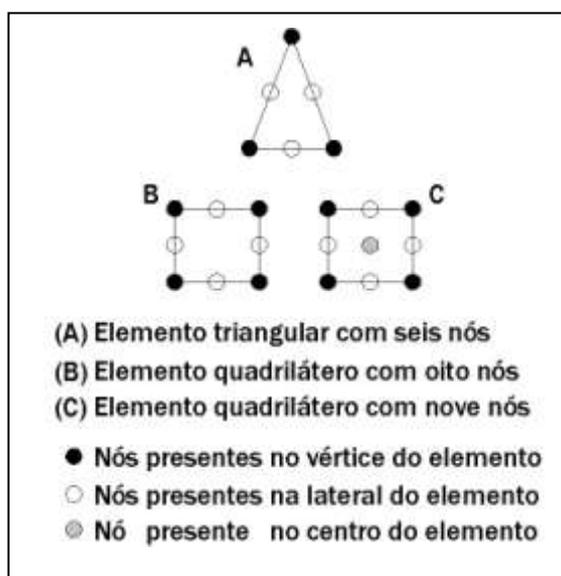
$$\int_R N_i (L\tilde{u} - f) dR = 0; i = 1, 2, \dots, m \quad (4.46)$$

Um conjunto de expressões, tal como a indicada pela Equação 4.46, pode ser desenvolvido para cada elemento da malha e em seguida combinados. A junção de todos os elementos gera um conjunto de equações algébricas globais, as quais precisam ser resolvidas simultaneamente.

A escolha das funções de interpolação depende basicamente da forma dos elementos gerados dentro da malha modelada e do grau de aproximação desejado (FROEHLICH, 2002). Devido à premissa adotada pelo método dos elementos finitos de que uma região de forma arbitrária possa ser descrita adequadamente por um conjunto de elementos. Em geral, esses elementos consistem de figuras geometricamente simples, como triângulos e quadriláteros. No modelo FESWMS, as funções de interpolação utilizadas no modelo, por questões de simplicidade, são funções polinomiais.

Como são usadas funções de interpolação polinomiais, a variação linear das propriedades

associadas para cada elemento pode ser descrita a partir de valores existentes nos vértices dos mesmos. Para elementos quadráticos, valores adicionais precisam ser definidos ao longo dos lados e, possivelmente, no interior dos elementos. O modelo FESWMS usa três tipos de elementos bidimensionais: triângulos com seis nós, quadriláteros com oito nós e quadriláteros com nove nós, como mostra a Figura 4.10.



**Figura 4.10** – Tipos de elementos bidimensionais usados pelo modelo FESWMS (Fonte: adaptado de FROEHLICH, 2002)

O modelo FESWMS utiliza o esquema de solução frontal e de iteração de Newton, como técnicas de resolução do conjunto de equações algébricas não lineares, formadas a partir da discretização das equações diferenciais parciais pelo método dos elementos finitos. Essas técnicas são descritas em detalhes por Froehlich (2002).

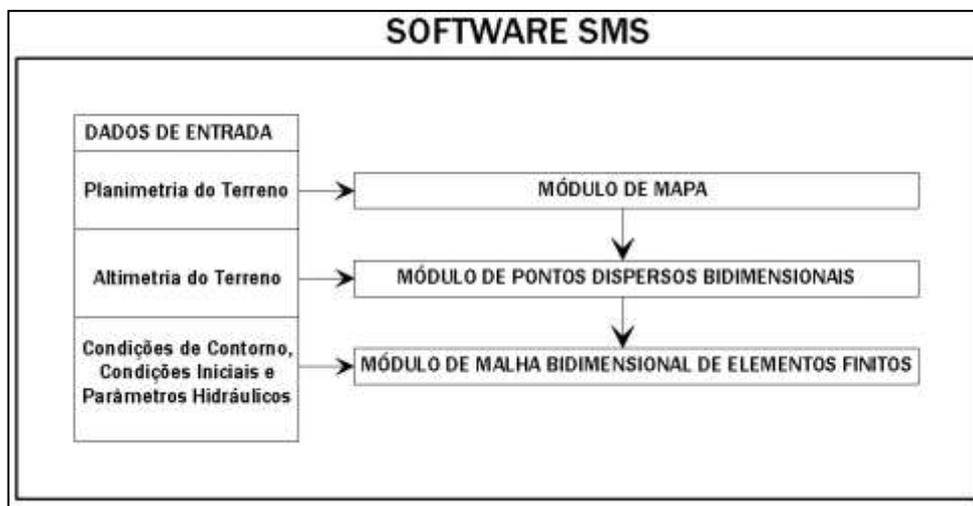
#### 4.2.2.2 Construção da malha de elementos finitos – Modelo SMS

Resultado da cooperação entre o Corpo de Engenheiros do Exército Norte Americano (USACE), o laboratório de pesquisa em modelagem ambiental (EMRL) da Universidade de Brigham Young e a Administração Federal de Estradas dos Estados Unidos (FHWA), o software SMS é uma ferramenta computacional utilizada no pré e pós-processamento da modelagem e da análise da evolução dos deflúvios em trânsito, em um curso d'água.

Em sua estrutura, o SMS cria os arquivos específicos para o modelo numérico utilizado por meio de uma malha de elementos finitos, uma grade de diferenças finitas ou propriedades da seção transversal, associada às condições de contorno necessárias à análise. Esses arquivos são utilizados como dados de entrada para cada um dos modelos em questão. Os resultados obtidos são atribuídos para cada nó, célula ou seção envolvida na análise, e apresentados na

forma de gráficos e animações.

O SMS é dividido em seis módulos que realizam diferentes tarefas para a preparação dos dados necessários para a simulação numérica. Basicamente, para uma análise utilizando o modelo FESWMS, o software SMS trabalha com três módulos, como descrito na Figura 4.11.



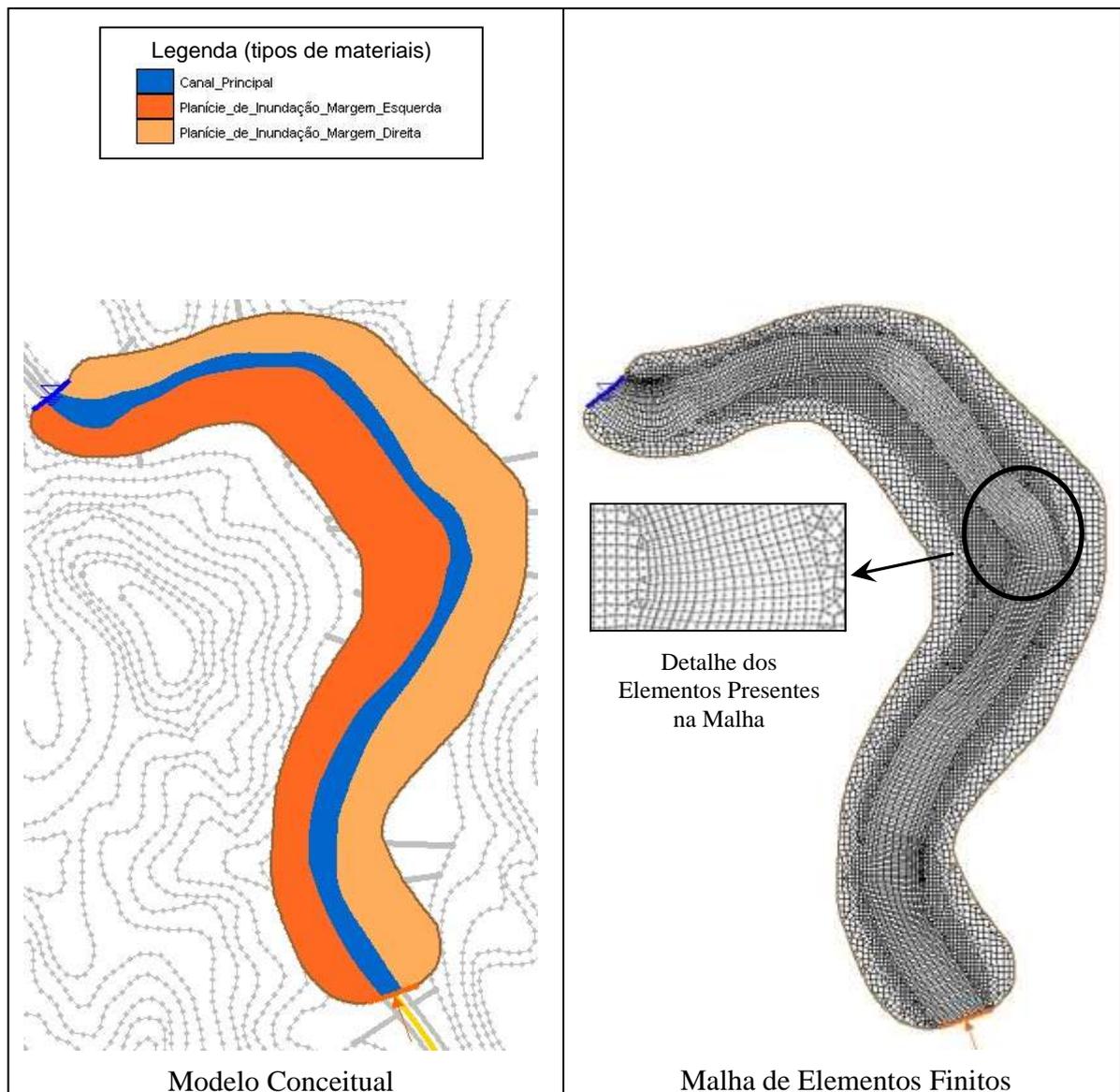
**Figura 4.11** – Módulos utilizados no software SMS para a preparação dos dados para o modelo FESWMS

O módulo de mapa realiza a modelagem conceitual da área a ser simulada. Para isso devem ser fornecidos dados que representem a conformação do terreno em um sistema de coordenadas geográficas previamente escolhido. A delimitação da área pode ser feita a partir de uma imagem cartográfica escaneada (imagem raster) ou a partir de um conjunto de vetores (arcos, pontos e linhas) que também representem essa área. Para a segunda opção, trabalha-se com arquivos de importação de dados vetorizados que podem ser provenientes de qualquer software que exporte vetores no formato DXF (*Drawing Exchange Format*).

Após a criação do modelo conceitual, que delimitou o curso d'água principal e outras áreas de interesse, procede-se a criação da malha de elementos finitos. Para isso é necessário redistribuir os vértices dos arcos criados. A densidade final da malha criada a partir dos objetos de traçado, ou seja, o número de elementos, é equivalente a densidade de vértices presentes nos arcos utilizados. Assim é desejável que a distribuição dos nós seja uniforme (SMS, 2002). Em seguida, são criados polígonos a partir de um conjunto de arcos. Cada polígono é usado para definir um tipo de material diferente para os elementos delimitados por ele. Um material representa o tipo de área que será representada pelo modelo; por exemplo, para um conjunto de elementos, pode-se associar um material denominado como canal principal. Assim, para esse material poderá ser atribuído um valor de coeficiente de

rugosidade distinto dos outros materiais presentes na malha. Cada material deve ter um nome e a uma cor diferente.

A Figura 4.12 mostra um exemplo das diferentes regiões delimitadas em um modelo conceitual a partir de um conjunto de vetores e a malha de elementos finitos criada.

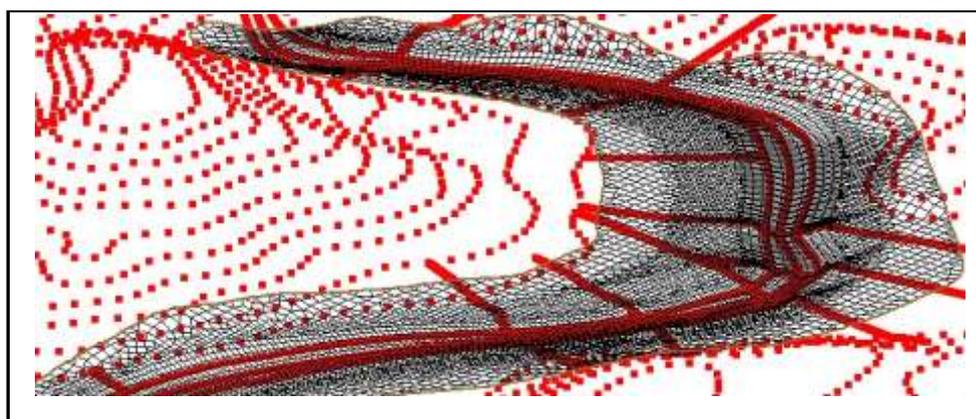


**Figura 4.12** – Exemplo de diferentes regiões delimitadas em um modelo conceitual a partir de um conjunto de vetores e a malha de elementos finitos criada

Para cada polígono, pode-se definir também qual será o método utilizado para a geração da malha de elementos finitos. O SMS apresenta os seguintes métodos para a geração da malha: *patch*, *adaptive tessellation*, *paving*, *adaptive density* e *scalar paving density*.

Para que a malha de elementos finitos esteja completa, deve-se a ela associar informações batimétricas, de maneira a criar a representação espacial do terreno modelado. O módulo de

pontos dispersos bidimensionais utiliza uma série de pontos com informações altimétricas (elementos georreferenciados, com coordenadas x, y e z) os quais são associados a malha de elementos finitos por um processo de interpolação. O software SMS provê três métodos de interpolação: linear, do peso da distância inversa e da vizinhança natural. A interpolação é útil para melhorar a qualidade dos pontos altimétricos que serão usados pois, em geral, a distribuição deles no espaço não é uniforme. Ao gerar uma malha de elementos finitos diretamente desses pontos poder-se-ia obter uma malha de baixa qualidade (SMS, 2002). A Figura 4.13, mostra um exemplo de pontos dispersos no espaço associados à malha de elementos finitos.

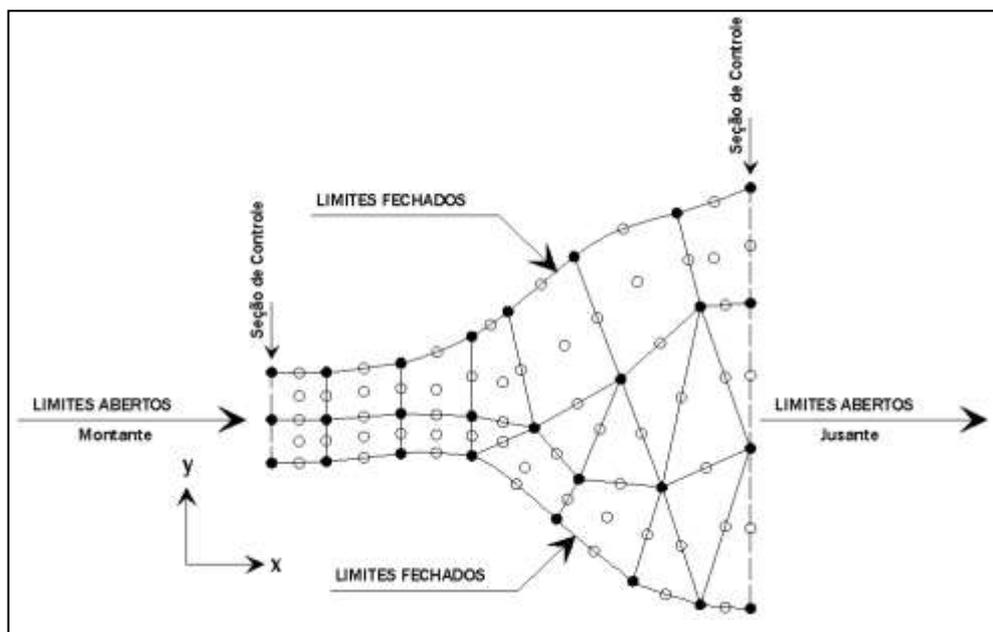


**Figura 4.13** – Exemplo de pontos dispersos no espaço associados a malha de elementos finitos

Com a malha de elementos criada, as informações referentes as condições de contorno, condições iniciais e informações hidráulicas podem ser fornecidas dentro do módulo de malha bidimensional de elementos finitos. Podem ser ainda atribuídos alguns outros parâmetros referentes ao modelo numérico utilizado.

#### 4.2.2.3 Condições de contorno e condições iniciais

As condições de contorno especificam como será a interação do problema com o modelo. Podem ser especificadas condições de contorno em cada nó da malha ou podem ser nomeadas em uma série de nós (seções de controle). No FESWMS são assumidas condições de contorno para os limites fechados da malha, ou seja, nenhum escoamento entra ou existe naquela região. Então, o fluxo se movimentará paralelo aos limites fechados e passará através dos limites abertos da malha, como mostra a Figura 4.14.



**Figura 4.14** – Malha de elementos indicando os tipos de limites da rede (Fonte: adaptado de FROEHLICH, 2002)

- **Condições de contorno nos nós**

Só podem ser especificadas taxas de variação do escoamento e elevações do nível d'água nos nós que delimitam a malha de elementos finitos. Porém, uma contribuição lateral pode ser especificada a qualquer nó da malha. As opções existentes para as condições de contorno são indicadas a seguir.

Condições de contorno na direção x ou tangente à malha: para velocidade ou escoamento na direção x ou tangente à malha pode ser especificada a velocidade em relação ao eixo positivo dos x, a velocidade tangente aos nós que delimitam a malha e o escoamento total normal a uma malha aberta.

Condições de contorno na direção y ou normal à malha : para velocidade ou escoamento na direção y ou normal à malha pode ser especificada a velocidade em relação ao eixo positivo dos y, a velocidade tangente aos nós que delimitam a malha, o escoamento total normal a uma malha fechada e a velocidade tangente em um nó pertencente a uma malha aberta.

Elevação do nível d'água ou contribuição lateral: se o nó selecionado está delimitando a malha, a elevação do nível d'água pode ser especificada naquele nó. Caso o nó esteja no interior da malha só é permitido atribuir uma contribuição lateral para ele. A elevação do nível d'água pode ser especificada como uma condição de contorno essencial ou natural. Se a elevação do nível d'água for essencial, o FESWMS não permitirá que o valor especificado

varie. Se for natural, pequenas variações são permitidas. Se a opção de escoamento supercrítico é escolhida, nenhum valor de elevação do nível d'água é especificado. Se uma contribuição lateral (afluência) existir em um nó, um valor positivo deve ser associado a ele. Caso seja uma defluência, um valor negativo deve ser associado.

- **Condições de contorno em uma série de nós**

Condições de contorno em uma série de nós são utilizadas para uma malha aberta. Podem ser especificadas afluências, defluências e elevação do nível d'água. As opções existentes são apresentadas a seguir.

Escoamento: o escoamento definido em uma série de nós de uma malha aberta é considerado perpendicular à malha. O escoamento pode ser definido como uma afluência ou defluência. O FESWMS permite que usuário especifique o escoamento como um fluxo direto ou como um fluxo proveniente por situações relativas à maré.

Elevação do nível d'água: assim como as condições de contorno para um nó, a elevação do nível d'água pode ser definida como essencial ou natural. Pode-se também optar pela definição de escoamento supercrítico, caso em que nenhum valor será definido. O valor especificado para a elevação do nível d'água essencial (nenhuma flutuação permitida) ou natural (flutuações pequenas permitidas) pode ser constante ou variar ao longo dos nós que delimitam a malha. Se a elevação do nível d'água varia, um valor inicial e um valor final devem ser especificados. Com esses valores, a elevação do nível d'água será interpolada em cada nó que compõe a série de nós escolhidos.

Curva chave/declividade: uma curva chave pode ser definida para uma série de nós que já possuam uma elevação do nível d'água essencial ou natural. Isso significa que a elevação do nível d'água em cada nó, da série de nós selecionada, dependerá do escoamento que passa por ele. Até oito valores podem ser atribuídos para uma curva chave específica. Se a opção da declividade for escolhida, será calculada a elevação do nível d'água em cada nó usando o método Declividade-Área.

- **Condições iniciais**

Após a simulação o FESWMS fornece a elevação do nível d'água e a velocidade para cada nó. Para isso, uma suposição inicial deve ser fornecida para a solução. Para uma primeira simulação, pode-se supor uma velocidade nula e um valor aleatório (pequeno) para a elevação

do nível d'água. Entretanto, condições iniciais mais precisas ajudam o modelo a convergir. O FESWMS pode usar um arquivo prévio de solução como condição inicial. Dessa maneira a saída de uma primeira simulação pode servir de condição inicial para a simulação seguinte.

O modelo FESWMS realiza uma verificação da modelagem analisando possíveis falhas na malha de elementos finitos criada. Ele verifica se todos os elementos da malha estão associados a um material e também se as condições de contorno e as condições iniciais são compatíveis com os parâmetros geométricos da malha. Por exemplo, o modelo verifica se todas as elevações associadas ao nível d'água inicial são maiores do que a menor elevação de um nó da malha.

#### 4.2.2.4 Algumas propriedades do modelo numérico

O FESWMS permite que o usuário atribua propriedades específicas para um ou uma série de nós presentes na malha de elementos finitos. O modelo permite que o coeficiente de rugosidade varie de acordo com a profundidade do escoamento. Pode-se variar os coeficientes de turbulência e difusividade d'água para modificar a viscosidade do escoamento. A profundidade de acumulação ou armazenamento também é definida para especificar a elevação do nível d'água abaixo da qual um nó será considerado sem escoamento. A adoção de valores na ordem de 0,20 m torna o modelo numérico mais estável caso haja um conjunto de nós nos quais se verifique a ausência do escoamento durante a simulação (FESWMS, 2002). O fator de redução de atrito do vento (varia de 0 a 1) é usado para reduzir a influência do mesmo na superfície d'água. Um valor unitário indica que nenhuma redução será aplicada. Também podem ser definidos o período e as alturas das ondas formadas para o cálculo das tensões de onda.

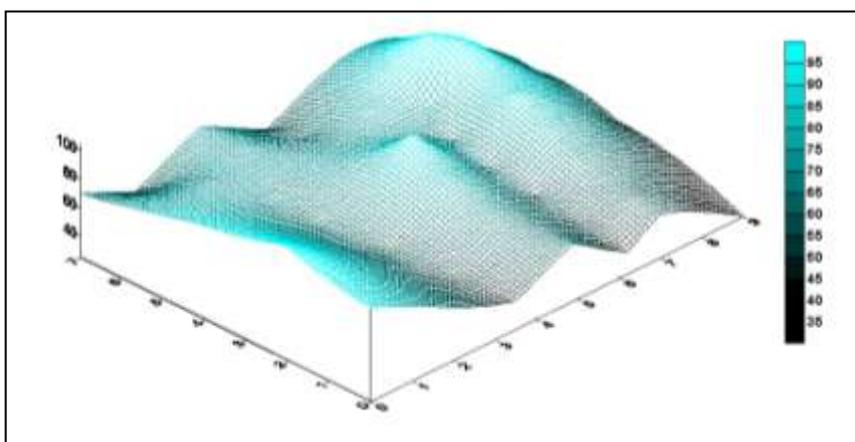
### **4.3 Mapeamento de áreas inundáveis com o uso de sistemas de informação geográfica**

A partir das saídas fornecidas pelos modelos numéricos FLDWAV e FESWMS, pode-se utilizar ferramentas de geoprocessamento de maneira a associar os dados advindos da propagação da onda de cheia à cartografia da área objeto de estudo. A utilização de um software de geoprocessamento permite criar um modelo digital de terreno (MDT) e a representação do plano de inundação da onda de cheia provocada pela ruptura da barragem. A comparação desses dois elementos possibilita a criação de mapas de inundação para as áreas de interesse.

Um MDT é uma representação numérica da conformação espacial das elevações altimétricas

do terreno estudado. A sua construção é feita com a utilização de rotinas de interpolação, a partir de pontos topográficos discretos ou curvas de nível.

A partir de mapas digitalizados e georreferenciados foi possível produzir um arquivo de vetores, que representa as curvas de nível do terreno, como base para a geração do MDT. Da mesma maneira os planos de inundação, foram criados a partir da interpolação das seções topobatimétricas (MDST) que tinham como informação, para cada seção, as cotas máximas de inundação provenientes da modelagem hidráulica. Para a tarefa de criação do MDT e do MDST trabalhou-se com o software comercial SURFER, versão 7.0, desenvolvido pela empresa Golden Software. O método da krigagem (*kriging*) foi a rotina de interpolação utilizada para a geração do MDT e do MDST. A Figura 4.15 mostra um exemplo de MDT gerado pelo software SURFER.



**Figura 4.15** – Exemplo de modelo digital de terreno criado no software SURFER

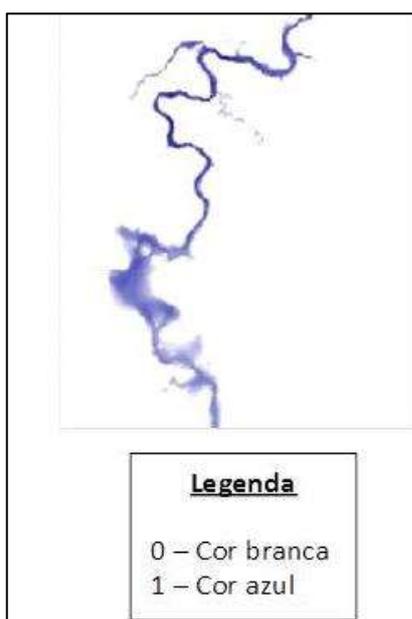
Para a criação dos mapas de inundação, o software IDRISI, desenvolvido pela Faculdade de Geografia da Universidade de Clark, foi o aplicativo de geoprocessamento utilizado. O passo seguinte foi dividir os dois modelos construídos, MDT e MDST, dentro do software IDRISI de maneira a obter os mapas de inundação para os diferentes cenários simulados. A delimitação das áreas inundáveis obedeceu aos critérios adotados por Vianna (2000). A relação entre o MDT e o MDST consiste na divisão da imagem raster que representa a superfície do terreno, com suas cotas altimétricas, pela imagem do plano de inundação, com as respectivas cotas. A imagem raster resultante dessa operação apresenta valores superiores ao valor 1, significando que a superfície do terreno que esta mais elevada que o plano de inundação, e valores inferiores a 1, significando que as cotas do plano de inundação são maiores que as cotas do terreno.

A imagem resultante dessa operação pode ser reclassificada para melhor representar as áreas

inundáveis. Assim pode-se utilizar a rotina RECLASS do software IDRISI, obedecendo os seguintes critérios:

- para as células (pixel) com valor menor ou igual a 1 manteve-se esse valor, pois o terreno encontra-se na planície de inundação; e
- para as células (pixel) com valor maior que 1 atribuiu-se o valor igual a 0, pois o terreno está acima da área de inundação.

A Figura 4.16 mostra um exemplo de um mapa de inundação criado pelo software IDRISI.



**Figura 4.16** – Exemplo de mapa de inundação criado no software IDRISI

Com o mapa de inundação gerado pelo software IDRISI foi possível realizar a sua editoração, com a inserção dos outros elementos que representam a área modelada (curvas de nível, seções transversais, margens do curso d'água etc).

#### **4.4 Dados a serem utilizados para um estudo de ruptura**

Para realizar um estudo de ruptura, devem estar disponíveis dados da barragem e seu reservatório (incluindo alguns dados da bacia hidrográfica); dados topográficos; dados de configuração das margens e do fundo do curso d'água (tipo de cobertura vegetal e uso do solo) e dados de sedimentos.

Os dados necessários do reservatório incluem informações sobre a sua curva cota-área-volume, enquanto para a bacia hidrográfica é preciso obter dados das seções topobatimétricas, série de vazões afluentes, registros de cheias naturais e estudos de vazões extremas. Os dados

levantados para a barragem referem-se basicamente as suas dimensões, e tipo de estrutura (concreto, terra e enrocamento, terra etc).

Os dados topográficos devem mostrar toda a área sujeita à inundação com um detalhamento superior aos níveis de cheias naturais. Para o presente trabalho, mapas na escala de 1:25.000 foram utilizados para a discretização da área de estudo. Com relação à escolha das seções topobatimétricas, Sylvestre e Sylvestre (2002) recomendam a obtenção de seções transversais ao longo do curso d'água de modo a caracterizar adequadamente a topografia (singularidades, planícies de inundação etc) do mesmo. A descrição dos tipos de cobertura vegetal e usos do solo no vale a jusante da barragem é importante para a escolha dos coeficientes de rugosidade das planícies de inundação e do leito do rio.

Por último, a análise dos deslocamentos de sedimentos e escombros deve ser prevista, pois esses podem afetar a velocidade da propagação da onda e os níveis d'água da inundação. Entretanto, no presente estudo, não se considerou o deslocamento de sedimentos e escombros na propagação da onda de cheia gerada pela ruptura.

#### **4.4.1 Critérios adotados para a definição das seções topobatimétricas**

A escolha dos locais para os levantamentos das seções topobatimétricas é feita buscando representar os diferentes elementos presentes no curso d'água principal e nos afluentes selecionados. Segundo Cunge *et al.* (1980), o objetivo principal do levantamento das seções topobatimétricas é modelar a geometria da calha fluvial menor e da planície de inundação adjacente, registrando ainda as características de rugosidade do leito e o tipo de vegetação predominante nas margens. A Tabela 4.7 mostra algumas recomendações para a escolha do espaçamento de seções transversais, segundo o Departamento de Minas e Recursos Naturais do Estado de Queensland, Austrália (NRM, 2002).

**Tabela 4.7** – Distâncias recomendadas entre seções e comprimento total do curso d'água principal a serem considerados para a propagação de onda de ruptura (NRM, 2002)

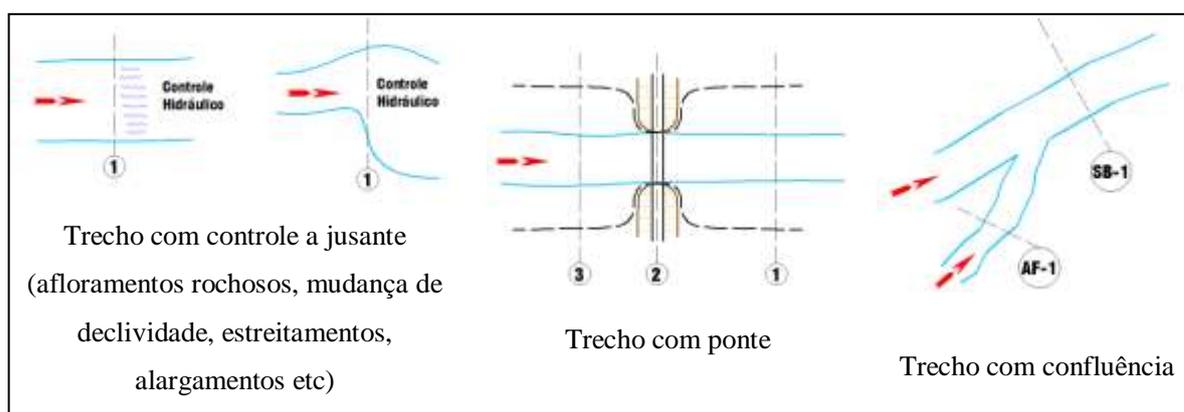
Volume do reservatório (V) [hm <sup>3</sup> ]	Distância recomendada entre seções (d) [km]	Comprimento do curso d'água principal a ser considerado (L) [km]
20,0	$d > 1$	$L > 60$
2,0	$0,5 < d < 1$	$L > 20$
0,2	$d \leq 0,5$	$L > 5$

#### 4.4.1.1 Localização das seções transversais

Para a escolha da localização das seções transversais, buscou-se seguir estes critérios:

- trechos retilíneos, com margens simétricas e sem alargamentos ou estreitamentos bruscos;
- uniformidade na configuração e cobertura vegetal ao longo das planícies de inundação;
- posicionar uma seção logo a jusante de uma singularidade e logo a montante de um controle hidráulico;
- posicionar uma seção a montante e outra a jusante de uma ponte, avaliando o controle hidráulico delineado por essa estrutura;
- nas confluências, posicionar uma seção a jusante no curso d'água principal e uma a montante no tributário.

A Figura 4.17 apresenta, de forma esquemática, os principais critérios para a seleção do trecho fluvial de interesse.

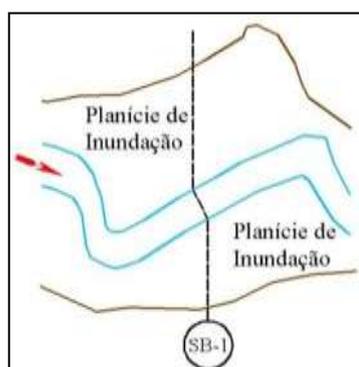


**Figura 4.17** – Trechos fluviais de interesse (Fonte: adaptado de CEMIG/POTAMOS, 1997a)

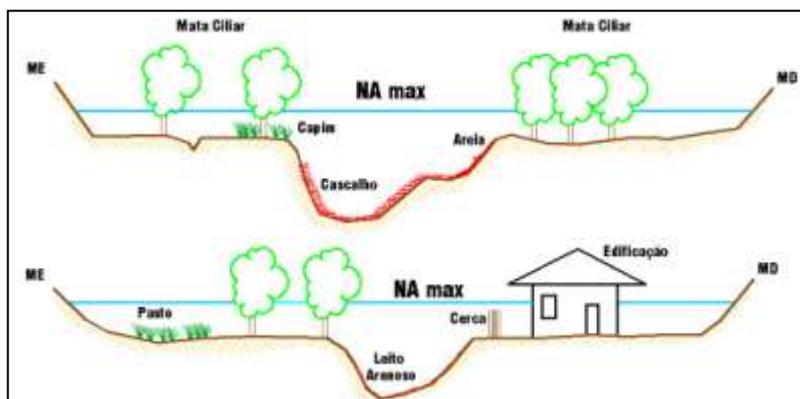
#### 4.4.1.2 Levantamento das seções transversais

Durante o levantamento das seções transversais procurou-se seguir ainda estas recomendações:

- a seção deve ter seu alinhamento perpendicular as linhas de fluxo do escoamento, podendo ser constituída por linhas quebradas (poligonal), dependendo da configuração da planície de inundação em relação à calha menor do rio (vide Figura 4.18);
- nos locais com presença de marcas de cheia, essas devem ser levantadas de modo a permitir o mapeamento da linha de inundação máxima naquele trecho;
- para o caso de pontes que não estejam alinhadas perpendicularmente ao escoamento, deve-se determinar o ângulo no qual elas estão dispostas em relação ao fluxo;
- o número de pontos a serem levantados em cada seção deve permitir a maior aproximação de todos os contornos e singularidades presentes no campo;
- os pontos de mudança da cobertura vegetal, de limite entre as calhas menor e maior devem ser destacados por meio de observações na caderneta de campo;
- cada seção deve ter um croqui esquemático, indicando as características da vegetação das margens, a natureza do leito maior e menor e qualquer outra singularidade relevante (cercas, moitas de bambus, edificações, diques naturais e artificiais, como aterros de rodovias e ferrovias), segundo o exemplo da Figura 4.19.

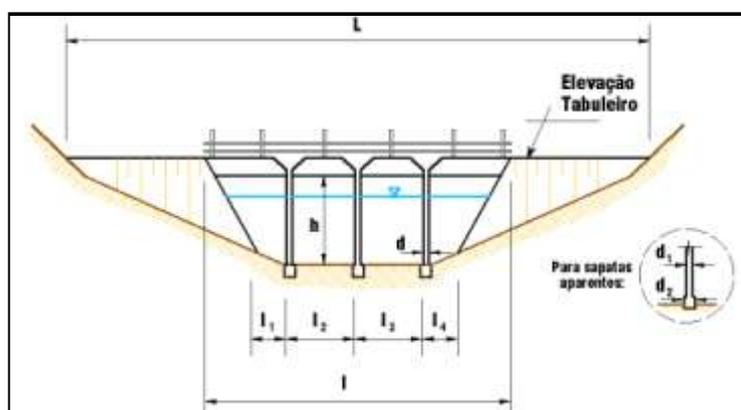


**Figura 4.18** – Seção com alinhamento perpendicular ao escoamento (Fonte: adaptado de CUNGE *et al.*, 1980)



**Figura 4.19** – Esquema de croquis típicos de seções topobatimétricas (Fonte: adaptado de CEMIG/POTAMOS, 1997a)

Para o caso de pontes, o seu vão central deve conter também as informações mostradas no esquema da Figura 4.20.



**Figura 4.20** – Esquema mostrando vão central da ponte (Fonte: adaptado de CEMIG/POTAMOS, 1997a)

#### **4.5 Análise de sensibilidade**

Como os resultados encontrados para a propagação da onda de ruptura dependem prioritariamente da escolha dos parâmetros requeridos pelos modelos numéricos, uma análise de sensibilidade deve ser realizada (COLLISCHONN e TUCCI, 1997). Fread (1981) indica que em uma análise hipotética de ruptura, na qual não se conhece a priori a evolução da brecha, os resultados numéricos encontrados tendem a apresentar erros significativos, sem, entretanto, ser possível quantificá-los.

Para isso optou-se em avaliar, durante as simulações feitas com o modelo FLDWAV, a influência provocada na propagação da onda de cheia a partir da variação:

- das descargas de pico e do hidrograma de ruptura defluente;
- da rugosidade do leito e das margens ao longo do curso d'água; e

- do número de seções topobatimétricas utilizadas.

Para a análise da influência das descargas de pico e do hidrograma de ruptura defluente foram utilizadas as formulações apresentadas no item 4.1.

Quanto a análise do coeficiente de rugosidade, optou-se por utilizar o método de incrementação de fatores proposto por Cowan (Chow, 1959). Esse método propõe que a partir de um valor inicial para o coeficiente de rugosidade ( $n_0$ ), pode-se ajustar um valor final de rugosidade à partir da consideração de outros fatores intervenientes tais como: irregularidades na seção transversal; variações no canal, alargamentos e estreitamentos; efeitos de obstruções; presença de vegetação e grau de meandrização.

Considerando o efeito desses fatores, o valor final de  $n$  pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m \quad (4.47)$$

na qual:

$n_0$  é o valor básico de rugosidade considerando um canal retilíneo, uniforme e com superfícies planas;

$n_1$  é o fator de correção para avaliar a influência da presença de irregularidades;

$n_2$  é o fator de correção para avaliar a influência de variações na forma e no tamanho da seção;

$n_3$  é o fator de correção para avaliar a influência de obstruções;

$n_4$  é o fator de correção para avaliar a influência da presença de vegetação; e

$m$  é o fator de correção para avaliar a influência de meandros no curso d'água.

A avaliação do valor básico de  $n_0$  foi realizada a partir das tabelas apresentadas no item 3.2.5.4. O coeficiente  $n_0$  foi ajustado adicionando-se os incrementos de rugosidade dos fatores que influem nesse valor inicial. O Anexo 2 apresenta tabelas dos fatores que devem ser acrescidos a  $n_0$  de acordo com a metodologia de Cowan (Chow, 1959).

Para a avaliação da influência do número de seções transversais na propagação da onda de cheia, foram utilizados os seguintes critérios para a retirada de seções ao longo do curso d'água principal:

- seções com pequena variação de forma;
- seções com pequena variação de declividade;
- seções em áreas rurais; e
- seções com espaçamento menor que 500 metros.

A análise para a retirada de seções foi feita somente obedecendo as características acima, sendo que nenhum critério hidráulico foi utilizado.

## **5 ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE RIO DE PEDRAS**

### **5.1 Histórico – usina hidrelétrica de Rio de Pedras**

#### **5.1.1 Primeira fase**

A cidade de Belo Horizonte começou, por volta de 1897, a utilizar os serviços de energia elétrica provenientes da Usina Hidrelétrica de Freitas, construída no Ribeirão Arrudas, a montante da confluência deste com o rio das Velhas, pela Comissão Construtora da Nova Capital. Com o aumento da rede de distribuição e o início dos serviços de tração elétrica (bonde), o governo municipal viu-se na necessidade premente de aumentar a oferta de energia elétrica que atendia a cidade naquela época.

Após estudos do potencial hidrelétrico das vizinhanças na nova capital, deu-se início à construção da usina de Rio de Pedras, sobre o rio das Velhas, no local de mesmo nome e cuja inauguração deu-se no ano de 1908, com a instalação de duas unidades de 600 kW cada uma. A prefeitura de Belo Horizonte, por delegação do governo estadual, passou a ser a concessionária desse novo empreendimento.

Esse aproveitamento constava de uma pequena barragem em concreto, tipo gravidade, com altura máxima de 10 metros e 40 metros de comprimento, dotada de um vertedor de descarga livre na ombreira esquerda e um canal na ombreira direita, de seção trapezoidal, totalmente revestida em concreto, com comprimento aproximado de 250 m até atingir uma tomada d'água, constituída por uma estrutura em concreto, dotada de duas comportas de madeira manobradas manualmente, que controlavam o fluxo d'água até as turbinas. Daí partiam dois tubos de aço com diâmetro interno de 1,50 m até o acoplamento com as duas turbinas, aproveitando uma queda da ordem de 55 metros.

Por volta de 1912 a prefeitura de Belo Horizonte decidiu transferir para uma concessionária particular as instalações dos serviços de eletricidade, viação e telefones do município. Após concorrência, foi declarada vencedora a firma Sampaio Corrêa e Cia, que organizou para explorar os serviços, a Companhia de Eletricidade e Viação Urbana de Minas Gerais. Essa firma instalou a terceira unidade geradora, de mesma potência que as duas primeiras, sob direção do engenheiro Manoel Thomaz de Carvalho Brito. Essa terceira unidade foi inaugurada em 1914. Os três grupos geradores tinham as mesmas características: turbinas do tipo Francis, de fabricação "S. Morgan Smith" e geradores "General Electric".

A ampliação do aproveitamento de Rio de Pedras permitiu a instalação das unidades 4, 5 e 6.

Foi construída uma nova barragem de contrafortes de 32 metros de altura e 115 metros de comprimento de crista, logo à jusante da primeira, que ficou totalmente submersa.

### **5.1.2 Segunda fase**

As obras de construção da atual Usina Hidrelétrica de Rio de Pedras foram iniciadas no ano de 1923, sob a direção da Companhia de Eletricidade e Viação Urbana de Minas Gerais. Nessa fase foram instaladas mais três unidades geradoras. A quarta unidade foi instalada em 1925, ainda sob a gerência dessa Companhia que manteve as suas concessões até o ano de 1926, deixando o sistema de Belo Horizonte com a potência total disponível da ordem de 5.129 kw.

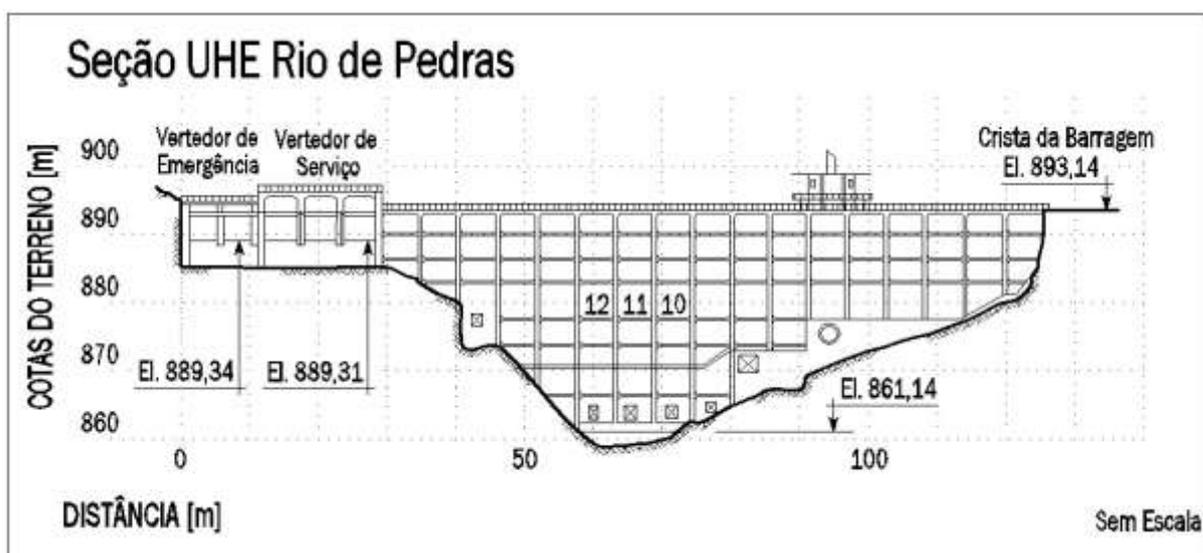
A insuficiente evolução dos diversos serviços prestados pela Cia. de Eletricidade e Viação Urbana levou o Governo do Estado de Minas Gerais a gerir as concessões dessa companhia, no ano de 1926. Para executar as obras necessárias, à solução dos problemas de energia elétrica de Belo Horizonte, foi criado o Departamento de Serviços de Eletricidade da Capital, que deu prosseguimento aos trabalhos de ampliação de rio de Pedras, tendo sido instaladas a quinta e a sexta unidades geradoras em 1928 e 1929, respectivamente. A inauguração da usina com as seis unidades geradoras em 1929 ocorreu no mesmo ano em que foi assinado o contrato de concessão dos serviços de energia elétrica e bondes à Companhia Força e Luz de Minas Gerais quando a potência instalada total do estado era da ordem de 13.924 kW, dos quais 11.080 kW eram fornecidos pela Usina de Rio de Pedras.

No ano de 1961, as três primeiras unidades instaladas em Rio de Pedras foram desativadas e posteriormente vendidas à Companhia Morro Velho, ficando a usina com as unidades 4, 5 e 6 que se encontram funcionando até hoje. No final da década de 1960, início da década de 1970, a Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG) passou a administrar todo acervo da antiga Cia. Força e Luz, explorando os serviços de geração da Usina de Rio de Pedras até os dias atuais.

## **5.2 Descrição geral do aproveitamento hidrelétrico**

A usina hidrelétrica de Rio de Pedras está localizada na bacia do alto rio das Velhas, logo a jusante da confluência do rio das Velhas com o rio de Pedras, no município de Itabirito – Minas Gerais. Esse aproveitamento recebe a contribuição de uma área de drenagem de 542 km<sup>2</sup> e localiza-se na latitude 20°12' sul e longitude 43°44' oeste, a 40 km a sudeste da cidade de Belo Horizonte.

O aproveitamento hidrelétrico de Rio de Pedras consta de uma barragem de concreto, composta de 17 arcos sustentados por cortinas atirantadas e apoiadas diretamente na rocha, com extensão total de 122,00 metros. A crista da barragem está na elevação altimétrica 893,14 m, e seu ponto mais baixo encontra-se na cota 861,14 m, correspondente à seção de máxima altura da estrutura, que atinge aí uma altura de 32,00 metros. Na altura do sexto arco, considerando-se a ordem crescente a partir da ombreira esquerda, encontra-se implantada a estrutura da tomada d'água, constituída por uma torre de seção circular provida de cinco comportas que regulam a entrada do fluxo d'água até as turbinas. A Figura 5.1 mostra a seção da barragem da UHE Rio de Pedras; no Anexo 3 apresenta-se também um arranjo geral do aproveitamento hidrelétrico.



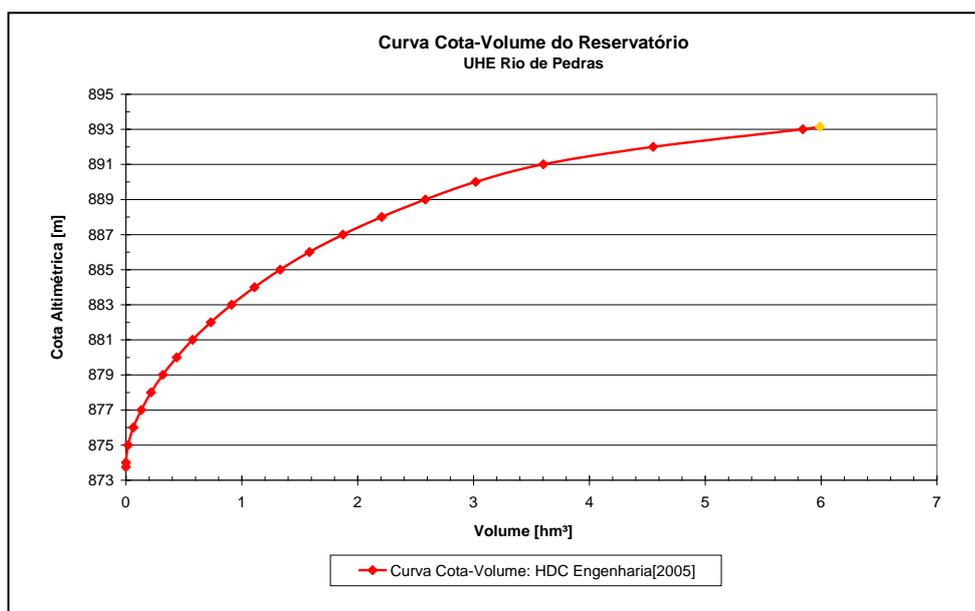
**Figura 5.1** – Vista da seção da barragem da UHE Rio de Pedras

O controle do N.A. do reservatório é realizado por meio de um vertedor de serviço localizado na ombreira direita da barragem, constituído por três vãos onde se acham instaladas três comportas metálicas tipo vagão, com 4,70 m de largura por 4,04 m de altura e 25 cm de espessura, acionadas por um mecanismo elétrico instalado numa plataforma superior. Existe ainda um vertedor de emergência, adjacente ao vertedor de serviço, constituído por duas comportas de madeira (pranchões de madeira com 20 cm de espessura) revestidas com cera e impermeabilizadas com tinta à base de asfalto. As comportas de emergência têm as mesmas dimensões, 3,71 m de largura por 4,00 m de altura. A Tabela 5.1 indica as características principais da barragem e dos vertedouros.

**Tabela 5.1** – UHE Rio de Pedras: características principais da barragem e dos vertedouros (Fonte: CEMIG/POTAMOS, 1997b)

<b>Barragem</b>		
Cota de coroamento (Crista)	893,14 m	
Cota do ponto mais baixo	861,14 m	
<b>Vertedouro</b>		
Cota da soleira	Vertedouro de serviço	889,31 m
	Vertedouro de emergência	889,34 m
<b>Vertedouro de serviço</b>		
Número de comportas	3	
Largura da comporta (L)	4,70 m	
Altura da comporta (h)	4,04 m	
Coefficiente de descarga ( $C_d$ )	0,51	
Vazão defluente máxima	190,58 m <sup>3</sup> /s	
<b>Vertedouro de emergência</b>		
Número de comportas	2	
Largura da comporta ( $L_e$ )	7,42 m	
Altura da comporta ( $h_e$ )	4,00 m	
Coefficiente de descarga (C)	1,64	
Vazão defluente máxima	97,05 m <sup>3</sup> /s	
<b>Casa de força</b>		
Número de conjuntos turbina-gerador	3	
Capacidade de engolimento	14,00 m <sup>3</sup> /s	

O volume original do reservatório na cota da crista era de 32,5 hectômetros cúbicos, segundo a primeira curva cota-volume determinada para o barramento (CEMIG, 1967). A partir de uma nova batimetria, realizada em junho de 2005, pela empresa HDC engenharia S/C (CEMIG/HDC, 2005), o volume total do reservatório encontrado foi de 6,0 hectômetros cúbicos. A Figura 5.2 indica a curva cota-volume do reservatório levantada em junho de 2005.



**Figura 5.2** – Curva cota-volume do reservatório da UHE Rio de Pedras

A estrutura de concreto em arcos múltiplos da UHE Rio de Pedras está assentada em rocha sã do tipo granito-gnáissica. Também os vertedores e suas calhas estão assentados em rocha sã, a qual aflora na ombreira direita. A jusante da calha do vertedor existem blocos de rocha, provavelmente deslocados pela ação da água. O vertedor de emergência tem seu muro lateral junto à ombreira direita encostado em rocha decomposta. Ressalta-se que os vertedores descarregam diretamente em um paredão de rocha bastante inclinado e elevado, não sendo perceptível erosões significativas. Já na ombreira esquerda a estrutura em arco encosta-se a uma estrutura de gravidade encravada na ombreira, também fundada em rocha sã.

### **5.3 Área a jusante da barragem**

A área de estudo delimitada para esta pesquisa está compreendida entre a barragem de Rio de Pedras e a confluência do rio das Velhas com o ribeirão do Onça. Nesse trecho o rio das Velhas possui uma extensão média de 82 km e corta as áreas urbanas de Rio Acima, Raposos e Sabará, bem como dois bairros de Nova Lima: Honório Bicalho e Santa Rita.

Nos meses de maio e junho de 2004, foram realizadas visitas de campo nas quais percorreu-se o trecho fluvial em estudo do rio das Velhas (CEMIG/UFMG, 2004). Essas visitas tiveram como objetivo principal definir a localização das seções transversais que foram utilizadas para descrever o rio das Velhas e o vale a jusante. Foram definidas e levantadas, a partir dos critérios apresentados no item 4.4.1.2, 100 seções topobatimétricas no rio das Velhas e 2 ou 3 seções topobatimétricas em cada um dos 8 afluentes considerados (CEMIG/JMURILO TOPOGRAFIA, 2004). O Anexo 4 apresenta uma tabela com as principais características das

seções topobatimétricas, bem como um mapa indicando a localização de cada uma delas ao longo do rio das Velhas. A seguir, a Figura 5.3 apresenta a área de estudo com as áreas urbanas e os afluentes considerados.

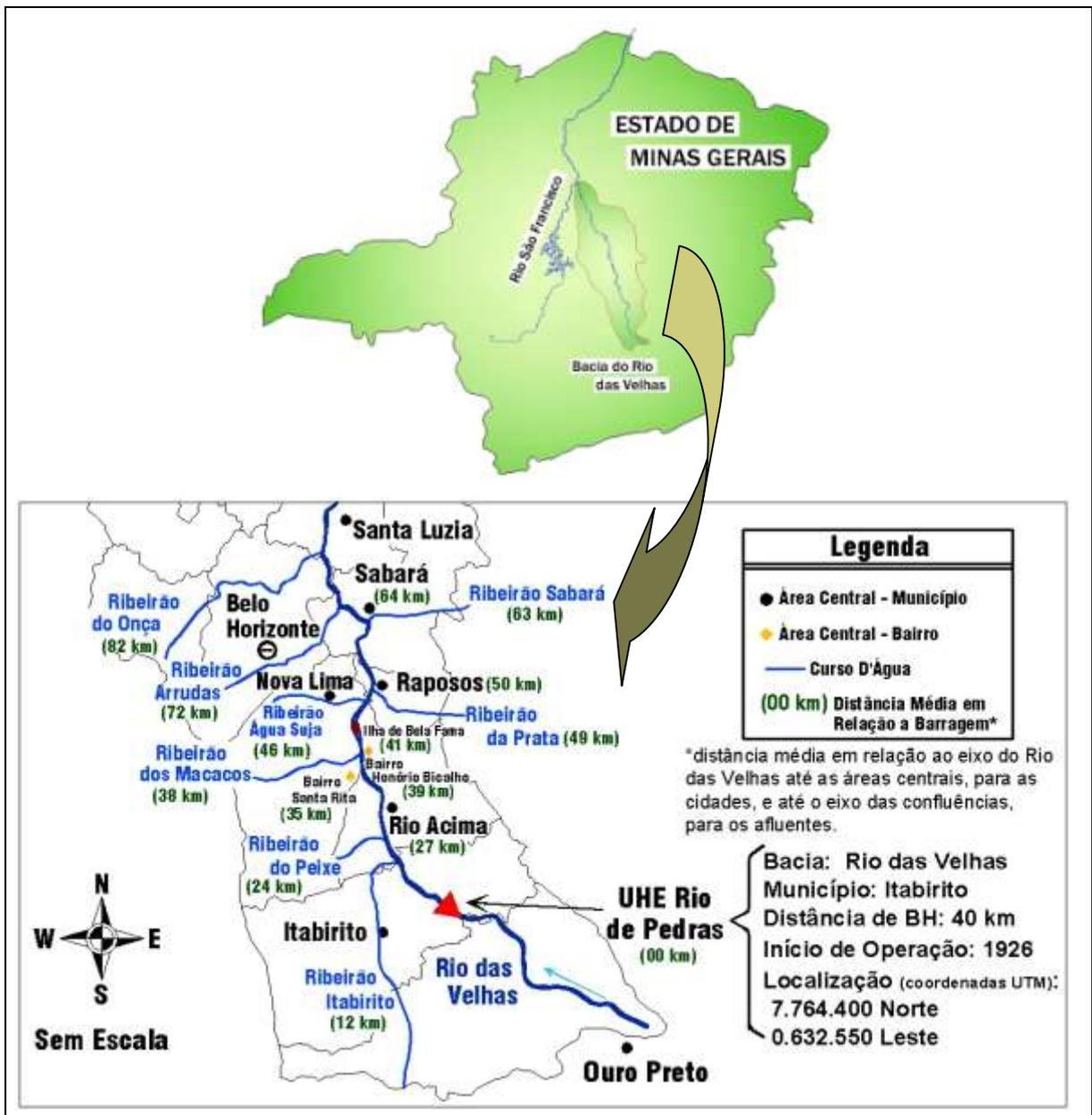


Figura 5.3 – Localização da UHE Rio de Pedras e das áreas urbanas a jusante (Fonte: Adaptado de IGAM, 2001)

De forma complementar, as visitas de campo realizadas em maio e junho de 2004 permitiram:

- identificar, de forma preliminar, os materiais predominantes no leito e nas margens, bem como a ocorrência de vegetação nas margens e em planícies de inundação;
- identificar e localizar os afluentes de maior interesse para o estudo;
- identificar singularidades naturais, bem como pontes, diques artificiais (aterros de ferrovias e rodovia) e as estruturas da captação de água de Bela Fama, da COPASA (Companhia de Saneamento de Minas Gerais), que podem desempenhar papel de controle hidráulico;
- descrever, de forma preliminar os usos do solo na bacia, tanto nas planícies de inundação como nas encostas de contribuição direta ao curso d'água; e
- identificar visualmente as marcas da cheia ocorrida em janeiro de 1997, particularmente em áreas urbanas.

O rio das Velhas, logo a jusante da barragem Rio de Pedras, apresenta declividades elevadas, com a presença de pequenas áreas assoreadas nas proximidades das margens. Constatou-se, igualmente, a presença de afloramentos rochosos, formando pequenas ilhas ao longo do curso d'água. Alternam-se, ainda, algumas zonas de armazenamento e regiões onde a calha fluvial é estreita, com taludes íngremes e margens elevadas.

A cerca de 5 km a jusante da barragem, o rio entra em um trecho de desfiladeiro com margens bem encaixadas e sem a presença de zonas de inundação. A saída desse desfiladeiro ocorre próxima à confluência com o ribeirão Itabirito. Após a confluência, as margens do rio das Velhas voltam a se estreitar, percorrendo outro trecho de desfiladeiro. Nesse trecho, o rio das Velhas recebe o ribeirão do Peixe como afluente. Pouco a montante da área urbana de Rio Acima, que possui uma população urbana de mais de 6700 habitantes (IBGE, 2000), a calha fluvial volta a se alargar, desenvolvendo-se uma planície de inundação. Percebeu-se a ocupação urbana de seu leito maior e a presença de áreas de armazenamento nas partes mais baixas da cidade.

A jusante de Rio Acima, o rio passa por outro trecho de ocupação rural, onde se nota a presença de planícies de inundação extensas em sua margem esquerda. Em seguida, encontram-se os bairros de Santa Rita e de Honório Bicalho, com mais de 3000 habitantes (IBGE, 2000), ambos pertencentes ao município de Nova Lima. Nesses bairros, a ocupação urbana fez-se de forma desordenada, existindo várias edificações ao longo do leito maior do

rio. Em Honório Bicalho o rio das Velhas recebe a afluência do ribeirão dos Macacos, afluente da margem esquerda.

Logo a jusante da área urbana de Honório Bicalho encontra-se a captação de águas para abastecimento da COPASA, na ilha de Bela Fama. A captação é feita a partir dos canais que delimitam a ilha, havendo dois controles hidráulicos em cada alça constituído por vertedores e barragens móveis.

A jusante da ilha de Bela Fama, o curso d'água volta a percorrer um trecho de calha mais estreita, sem a presença de áreas marginais de armazenamento, até próximo à cidade de Raposos. Nesse trecho, ocorre a confluência com o ribeirão Água Suja, que drena a cidade de Nova Lima. Em Raposos, o rio das Velhas recebe o ribeirão da Prata e volta a desenvolver uma planície de inundação onde se observa intensa ocupação urbana. Esse centro urbano possui uma população de 14000 habitantes (IBGE, 2000).

A jusante de Raposos, alternam-se trechos de calha estreita, encaixada nos talwegues, com trechos abertos e presença de planícies de inundação. Em alguns pontos, a Ferrovia da RFFSA (antiga Rede Ferroviária Federal SA) atua como um dique lateral.

No município de Sabará, com mais de 85000 habitantes (IBGE, 2000), no bairro Paciência, a calha maior do rio das Velhas também se encontra urbanizada. Logo a jusante, o rio recebe a contribuição do ribeirão Sabará, em um trecho em curva acentuada para a esquerda. A jusante da confluência, segue-se uma região menos urbanizada, alternando-se trechos de calha estreita com outros onde se nota a presença de áreas laterais de armazenamento.

No bairro de General Carneiro, o rio das Velhas recebe o ribeirão Arrudas, afluente da margem esquerda. Após este trecho, o rio principal volta a ter uma seção transversal mais estreita, até pouco a montante da rodovia BR-262 onde desenvolve-se extensa planície de inundação, em parte ocupada por implantações industriais e galpões. O ribeirão do Onça aflui ao rio das Velhas poucos quilômetros a montante da área urbana de Santa Luzia.

Ao longo de todo o percurso visitado, nas áreas não urbanizadas, as margens do rio das Velhas estão bem vegetadas, em alguns trechos com a presença de mata ciliar e em outros apenas com vegetação arbustiva.

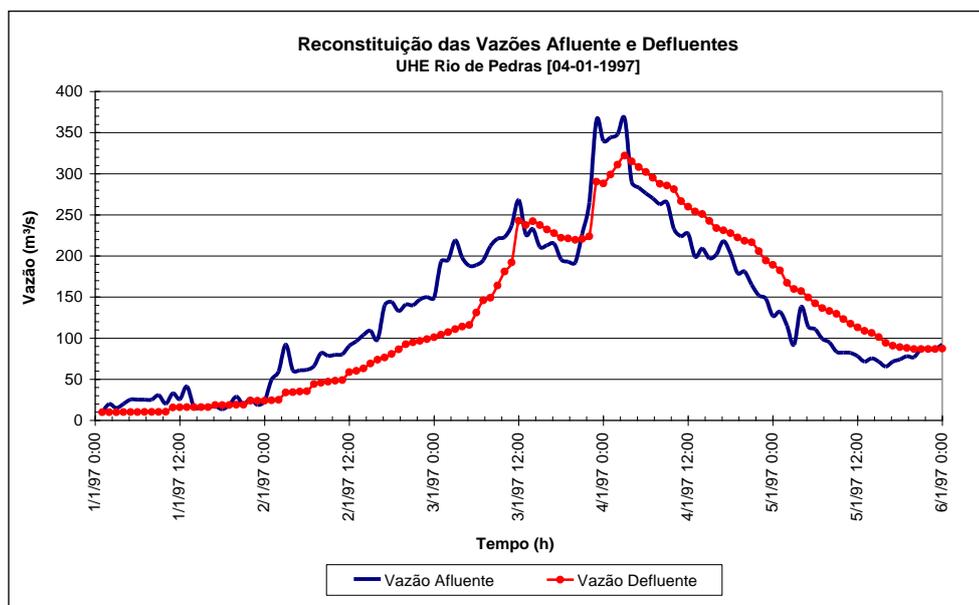
#### **5.4 Ocorrência de evento extremo na bacia do alto rio das Velhas - janeiro de 1997**

Em janeiro de 1997, devido à ocorrência de eventos de chuva de grande magnitude, o reservatório da UHE Rio de Pedras recebeu uma enchente extrema que acarretou o galgamento de água sobre a crista da barragem e por sua ombreira esquerda. Em apenas 48 horas, o NA do reservatório evoluiu daquele equivalente ao volume de espera para o máximo normal operativo, fazendo com que o vertedouro principal da barragem funcionasse em lâmina livre, com abertura total das comportas. Com o aumento da vazão afluyente nas horas seguintes foi necessária a abertura das comportas do vertedouro de emergência. No dia 04 de janeiro de 1997, o nível do reservatório atingiu a cota de coroamento da barragem, fazendo com que a estrutura fosse galgada pelo fluxo de água por um período de 8 horas, sem entretanto ocorrer a ruptura da mesma.



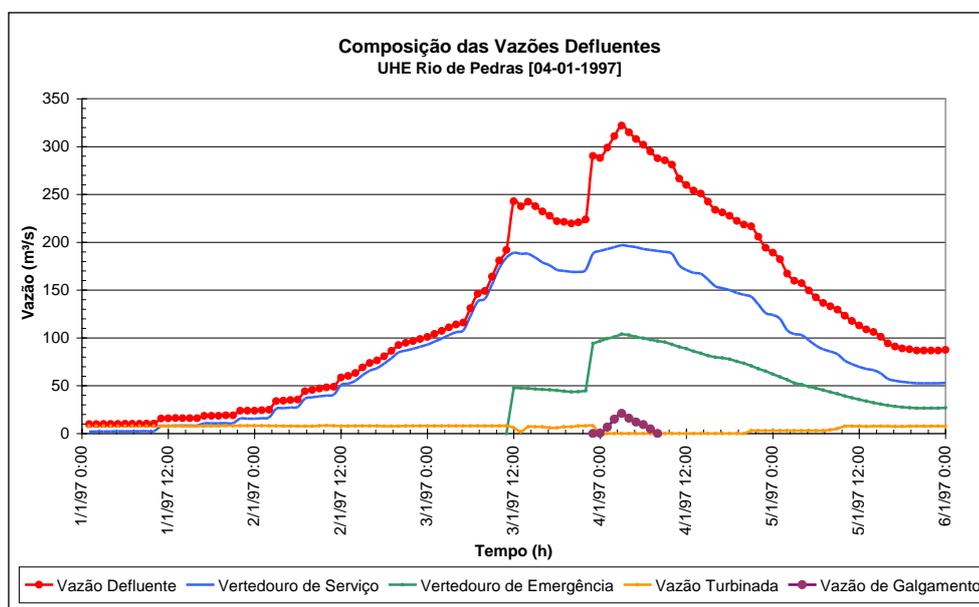
**Figura 5.4** – Vista geral da barragem da UHE Rio de Pedras em 05/01/1997 (Fonte: CEMIG/POTAMOS, 1997b)

Segundo CEMIG/POTAMOS (1997b), mesmo nesta situação de operação em condições extremas, o reservatório ainda contribuiu para um pequeno amortecimento do hidrograma da cheia afluyente. O pico da vazão afluyente foi estimado em 367 m<sup>3</sup>/s, tendo o hidrograma defluyente apresentado um pico de 322 m<sup>3</sup>/s, como mostra a Figura 5.5.



**Figura 5.5** – Hidrogramas afluente e defluente a UHE Rio de Pedras em 04/01/1997

A Figura 5.6 mostra a composição de vazões do hidrograma defluente, a partir das planilhas de controle de reservatório (CEMIG/POTAMOS, 1997b). Uma lâmina d'água de 0,20 m galgou o barramento com uma vazão estimada de 21 m<sup>3</sup>/s. Esse evento provocou uma série de danos graves às cidades de Nova Lima, Rio Acima, Itabirito, Raposos, Sabará, Caeté, Santa Luzia, Vespasiano, Lagoa Santa e demais áreas da Bacia do Alto Rio das Velhas (CEMIG/ESC, 1998).



**Figura 5.6** – Composição das vazões defluentes a UHE Rio de Pedras em 04/01/1997

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 6.1 Aplicação do modelo unidimensional FLDWAV

#### 6.1.1 Determinação das vazões de pico defluentes

Para realizar as simulações numéricas utilizando o software FLDWAV foi necessário determinar as condições de contorno de montante para a modelagem, ou seja, determinar a vazão de pico e o hidrograma de ruptura propagado. A Tabela 6.1 indica os dados utilizados para o cálculo das vazões de pico a partir das formulações mostradas na Tabela 4.2.

**Tabela 6.1** – Entrada de dados para cálculo das vazões de pico

Largura da barragem ( $B_d$ )	122 m
Altura da barragem ( $H_d$ )	32 m
Volume do reservatório para NA máximo ( $V$ )	5.989.220 m <sup>3</sup>
Área do reservatório para NA máximo ( $A_s$ )	1,39 km <sup>2</sup>
Largura final da brecha ( $B_b = 0,7 \times B_d$ )	85,4 m
Altura final da brecha ( $H_b = H_d$ )	32 m
Tempo para desenvolvimento total da brecha ( $t_p$ )	360 s
Profundidade média no reservatório ( $Y_{\text{médio}} = \frac{1}{3} \times H_d$ )	10,7 m
Aceleração da gravidade ( $g$ )	9,81 m/s <sup>2</sup>

Assumiu-se a largura final da brecha ( $B_b$ ) como sendo de 70% do comprimento total do barramento, de acordo com a Tabela 4.1. A altura final da brecha ( $H_b$ ) para a primeira estimativa das vazões de pico foi considerada igual à altura da barragem. A profundidade média no reservatório ( $Y_{\text{médio}}$ ) foi encontrada considerando que o volume do mesmo se aproxima ao de uma pirâmide. Assim, obtém-se o valor da profundidade média igual a um terço do valor da altura da barragem.

Com as formulações matemáticas apresentadas na Tabela 4.2 e com os dados referentes à barragem Rio de Pedras, Tabela 6.1, foram obtidos os respectivos valores de vazão de pico, indicados na Tabela 6.2.

**Tabela 6.2** – Determinação da vazão de pico a partir das diferentes formulações matemáticas apresentadas na Tabela 4.2

<b>Autor (Número da formulação matemática)</b>	<b>Vazão de Pico</b>
Lou (4.1)	$Q_{\max} = 5739 \text{ m}^3/\text{s}$
Hagen (4.2)	$Q_{\max} = 11392 \text{ m}^3/\text{s}$
Saint-Venant (4.3)	$Q_{\max} = 3938 \text{ m}^3/\text{s}$
Schoklistch (4.4)	$Q_{\max} = 3295 \text{ m}^3/\text{s}$
Bureau of Reclamation (4.5)	$Q_{\max} = 11629 \text{ m}^3/\text{s}$
Vertedor de Soleira Espessa (4.6)	$Q_{\max} = 26280 \text{ m}^3/\text{s}$
Wetmore e Fread (4.7)	$Q_{\max} = 23821 \text{ m}^3/\text{s}$

Pela Tabela 6.2, percebe-se que foram encontrados valores bastante discrepantes para a vazão de pico. Apesar das formulações de Lou, Hagen e do Bureau of Reclamation serem baseadas em casos reais de ruptura, os valores encontrados pelo Bureau of Reclamation e por Hagen são mais do que o dobro daquele encontrado por Lou. É interessante notar que as formulações de Schoklistch e de Saint Venant apresentam valores de pico próximos, sendo que a de Schoklistch é baseada em uma ruptura parcial do barramento e a de Saint Venant é baseada em uma ruptura total e instantânea.

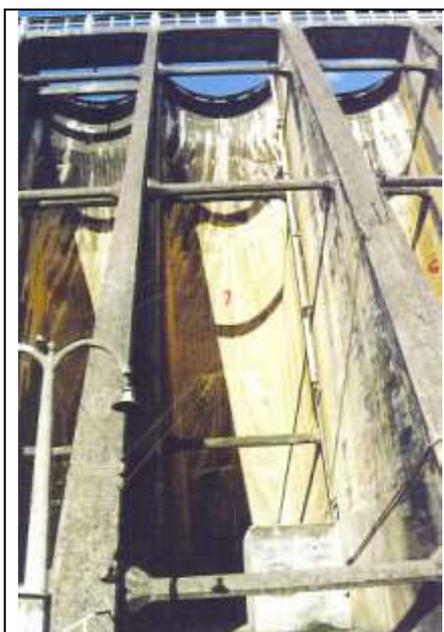
As formulações (4.6) e (4.7) presumem a formação de uma brecha retangular funcionando como um vertedor de soleira espessa, sendo que para a formulação de Wetmore e Fread considera-se um tempo  $t$  (neste caso  $t = 360$  segundos) para a formação total da brecha. Entretanto, essas duas últimas equações simplificam o funcionamento da brecha, pois assumem que ocorrerá escoamento crítico na extremidade do vertedor, o que não ocorre, pois a altura da brecha assumida coincide com a altura máxima do barramento ( $H_b = H_d = 32,00$  m). Considerou-se, então, uma situação em que a brecha formada tem aproximadamente 80% da altura máxima do barramento ( $H_b = 25,00$  m). As novas vazões de pico encontradas para as formulações (4.6) e (4.7) foram, respectivamente:  $18148 \text{ m}^3/\text{s}$  e  $16648 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### 6.1.1.1 Considerações sobre um modo de ruptura mais provável

Singh (1996) indica que a ruptura de barragens de concreto, em geral, ocorre por processos externos à própria estrutura. Segundo Mary (1968), as causas mais comuns de ruptura em uma barragem de concreto são: galgamento causado por vazões extremas, ruptura estrutural devido a tensões cisalhantes, ruptura estrutural por problemas na fundação e nas ombreiras e ruptura

em virtude de sismo natural ou induzido.

Ao analisar as formulações matemáticas propostas na Tabela 4.2, percebe-se que elas são baseadas em relações de regressão ou em considerações teóricas de falha, total ou parcial, que a barragem pode sofrer. Para o caso da UHE Rio de Pedras, o barramento é formado por um conjunto de 17 arcos, tendo cada arco a largura média de 5,7 metros. Cada arco está apoiado em um contraforte que exerce uma complementação estrutural, impedindo que a estrutura em arco possa sofrer um processo de flexão, perdendo a sua estabilidade. Assim, percebe-se, de maneira simplificada, que a ruptura total do barramento não é um dos modos de falha mais prováveis para a estrutura. Segundo Morris e Galland (2000), a brecha formada pelo colapso de uma barragem de concreto em contraforte deve ser função da distância entre dois pilares de sustentação da estrutura. Esses autores afirmam ainda que uma brecha típica pode ser assumida pelo colapso de um ou dois contrafortes, como consequência da falha dos pilares de sustentação dos mesmos.



**Figura 6.1** – Vista do arco nº 7 e parcial dos arcos nº 6 e 8 (Fonte: CEMIG, 1999)

Como hipótese de ruptura mais provável, indica-se uma falha parcial da estrutura. Para isso, assume-se que a presença de um fator externo, como, por exemplo, um recalque diferencial da fundação, cause a desestabilização dos três arcos centrais, 10, 11 e 12 (vide Figura 5.1). A partir desse cenário de ruptura, a Tabela 6.3 e a Tabela 6.4 indicam, respectivamente, os dados de entrada e as vazões de pico calculadas. Assumiu-se, diferentemente do indicado pela Tabela 4.1, que a largura final da brecha será igual à soma da largura média dos três arcos.

**Tabela 6.3** – Entrada de dados para cálculo das vazões de pico

Largura da barragem ( $B_d$ )	122 m
Altura da barragem ( $H_d$ )	32 m
Largura da barragem sem vertedores	96 m
Área do reservatório para NA máximo ( $A_s$ )	1,39 km <sup>2</sup>
Número de arcos	17
Largura média de cada arco ( $B_{arco}$ )	5,7 m
Largura final da brecha ( $B_b = 3 \times B_{arco}$ )	17 m
Altura final da brecha ( $H_b = 0,8 \times H_d$ )	25 m
Tempo para desenvolvimento total da brecha ( $t_p$ )	360 s
Profundidade média no reservatório ( $Y_{médio} = \frac{1}{3} \times H_d$ )	10,7 m

**Tabela 6.4** – Determinação da vazão de pico a partir das diferentes formulações matemáticas apresentadas na Tabela 4.2

<b>Autor (Número da formulação matemática)</b>	<b>Vazão de Pico</b>
Schoklistch (4.4)	$Q_{max} = 1471 \text{ m}^3/\text{s}$
Vertedor de Soleira Espessa (4.6)	$Q_{max} = 3605 \text{ m}^3/\text{s}$
Wetmore e Fread (4.7)	$Q_{max} = 3562 \text{ m}^3/\text{s}$

#### 6.1.1.2 Vazões de pico utilizadas

Pela grande variação de valores encontrados para a vazão máxima defluente devido à ruptura da barragem, optou-se pela utilização de três valores representativos de vazões de pico, como realizado por Monter-Mor (2004). Considerando-se uma vazão de base de 98 m<sup>3</sup>/s (PINTO e ALVES, 2001), mais os valores das vazões de pico de escoamento superficial, foram definidas:

- vazão total de pico 1: 5000 m<sup>3</sup>/s;
- vazão total de pico 2: 10000 m<sup>3</sup>/s;
- vazão total de pico 3: 17000 m<sup>3</sup>/s.

Uma análise de sensibilidade foi realizada, com o intuito de avaliar a resposta da onda de cheia formada, a partir da variação das descargas de pico e do hidrograma de ruptura defluente. Cada vazão de pico foi associada aos três possíveis hidrogramas de ruptura apresentados na Tabela 4.3. Dessa maneira foram simulados 9 cenários de ruptura com condições de contorno diferentes.

A partir da definição da influência dos diferentes valores de descargas de pico e dos

hidrogramas defluentes, foi escolhido um único valor de vazão de pico e um único hidrograma de ruptura, os quais foram associados aos três cenários de ruptura. Esses três cenários de ruptura simulados, mais o cenário de operação extrema, sem ruptura, serviram de base para a geração dos mapas de inundação.

### 6.1.2 Determinação dos hidrogramas de ruptura

A partir da Tabela 4.3 e com os três valores de vazão de pico definidos, foram determinados os hidrogramas de ruptura utilizados na propagação da onda de cheia.

A área de cada hidrograma representa o volume total do reservatório no momento da ruptura. Para o caso da UHE Rio de Pedras, o volume correspondente à cota da crista da barragem foi de 6,0 hm<sup>3</sup>. A Tabela 6.5 mostra os tempos de pico e de base para os três diferentes hidrogramas de ruptura associados às vazões de pico de 5000, 10000 e 17000 m<sup>3</sup>/s.

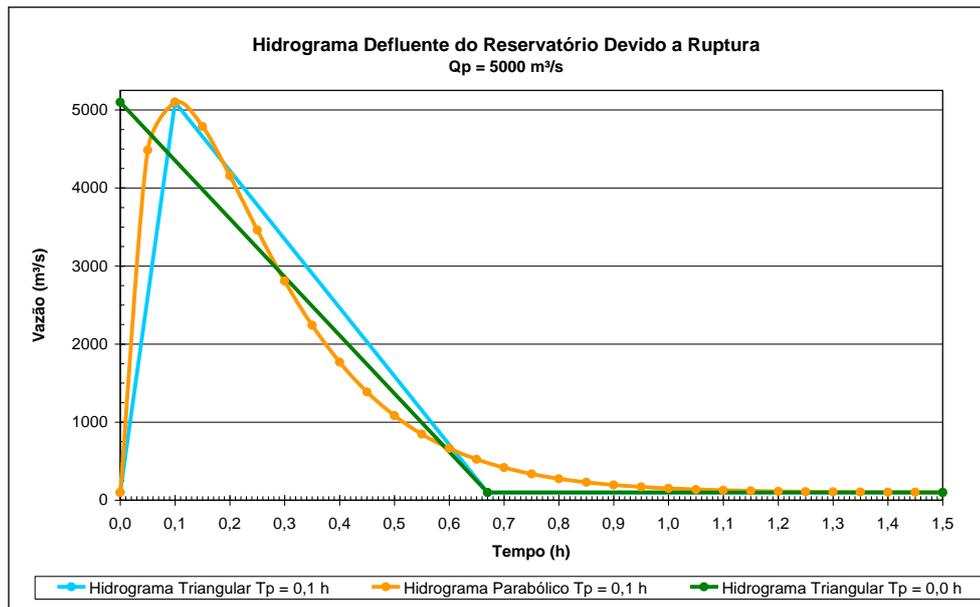
**Tabela 6.5** – Tempos de pico e de base para os três hidrogramas de ruptura adotados

	Vazão de Pico [m <sup>3</sup> /s]	Tempo de Pico [h]	Tempo de Base [h]
<b>Hidrograma triangular simplificado tp = 0,1 h</b>	5000	0,10	0,67
	10000	0,10	0,33
	17000	0,10	0,20
<b>Hidrograma parabólico tp = 0,1 h</b>	5000	0,10	1,10
	10000	0,10	0,55
	17000	0,10	0,40
<b>Hidrograma triangular simplificado tp = 0,0 h (Ruptura instantânea)</b>	5000	0,00	0,67
	10000	0,00	0,33
	17000	0,00	0,20

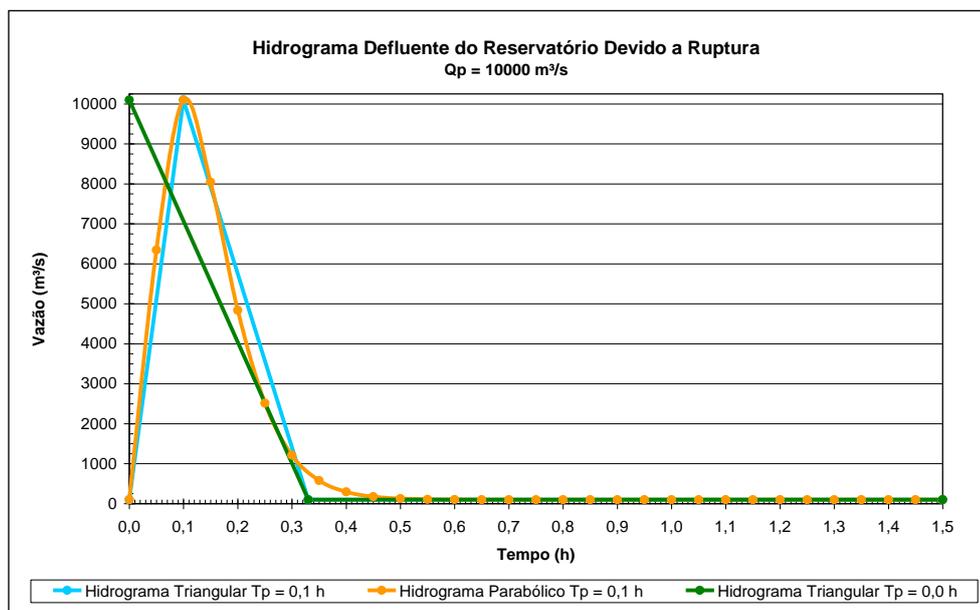
Os tempos de base citados na Tabela 6.5 indicam o tempo de esvaziamento do reservatório. Pode-se avaliar que valores de vazão de pico grandes geram hidrogramas com tempos de base pequenos, indicando que o esvaziamento do reservatório ocorreria rapidamente. Por exemplo, para vazões de pico de 18000, 20000 e 27000 m<sup>3</sup>/s, os tempos de base para o hidrograma triangular simplificado com tempo de pico igual a zero são, respectivamente: 0,18, 0,17 e 0,12 hora. Como o volume total do reservatório é relativamente pequeno, valores muito elevados de vazão de pico geram tempos de esvaziamento muito pequenos. Isso faz com que a defluência do volume do reservatório pela brecha formada, para valores de vazão de pico muito elevados, seja cada vez mais irreal.

Nota-se que o hidrograma parabólico representa o tempo de esvaziamento de forma mais gradual que o hidrograma triangular simplificado, o que pode indicar uma melhor

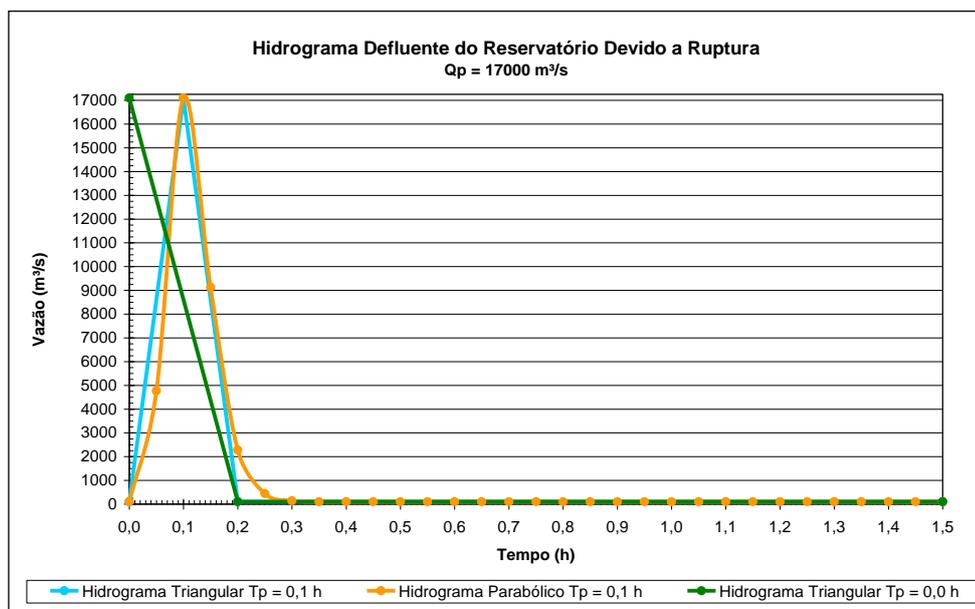
caracterização do esvaziamento do reservatório. As Figuras 6.2, 6.3 e 6.4 mostram os hidrogramas de ruptura gerados para as vazões de pico de 5000, 10000 e 17000 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 6.2** – Hidrogramas de ruptura gerados para a vazão de pico de 5000 m<sup>3</sup>/s



**Figura 6.3** – Hidrogramas de ruptura gerados para a vazão de pico de 10000 m<sup>3</sup>/s

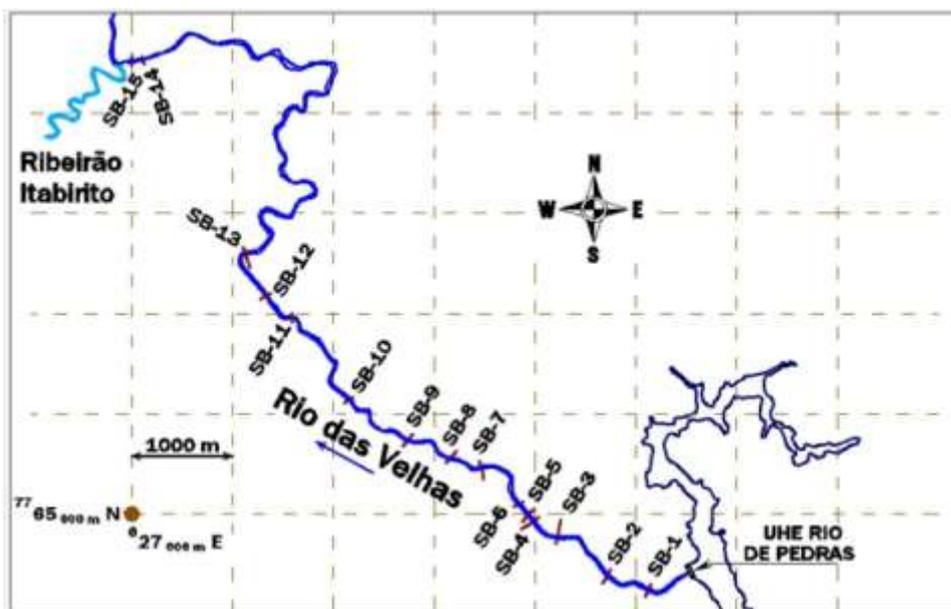


**Figura 6.4** – Hidrogramas de ruptura gerados para a vazão de pico de 17000 m<sup>3</sup>/s

### 6.1.3 Análise de sensibilidade da influência da vazão de pico e do hidrograma defluente na propagação da onda de ruptura

A partir das incertezas presentes na determinação da vazão de pico e na representação do comportamento da defluência gerada pelo esvaziamento do reservatório, realizou-se um estudo de sensibilidade para avaliar a influência desses dois fatores na propagação da onda de ruptura. Ponce *et al.* (2003) indicam que a uma certa distância para jusante, a vazão de pico atenuada é independente da magnitude da descarga de pico no local da ruptura da barragem. Essa atenuação, segundo esses autores, é influenciada principalmente pela declividade do canal e pelo volume liberado pelo reservatório.

Foram utilizados os três valores de vazão de pico indicados anteriormente, 5000, 10000 e 17000 m<sup>3</sup>/s. Cada um desses valores foi associado aos três hidrogramas de ruptura adotados. Para essa análise, a onda de ruptura foi propagada nos primeiros 12 km de curso d'água, da barragem de Rio de Pedras até a confluência do rio das Velhas com o ribeirão Itabirito. Nesse trecho foram utilizadas 15 seções topobatimétricas provenientes do levantamento topobatimétrico executado em outubro e novembro de 2004 (CEMIG/JMURILO TOPOGRAFIA, 2004). A Figura 6.5 mostra o trecho utilizado para as simulações.



**Figura 6.5** – Trecho utilizado para a análise da influência da vazão de pico e do hidrograma defluente na propagação da onda de ruptura

Segundo a relação 4.30, considerando 0,1 hora o tempo de pico do hidrograma de ruptura e o fator de ponderação  $M'$  igual a 40, o passo de tempo  $\Delta t$  a ser adotado é igual a 0,0025 h (9 segundos). Entretanto, como se trabalhou com a possibilidade de ocorrência de uma ruptura instantânea, ou seja,  $T_p$  igual 0,0 hora, o intervalo  $\Delta t$  de 0,0025 hora se mostrou ineficiente para a correta discretização dos hidrogramas propagados no curso d'água e também para a convergência do modelo numérico. Adotou-se, então, o intervalo de tempo computacional ( $\Delta t$ ) igual a 0,0005 hora (1,8 segundos), que se mostrou um valor adequado para realizar as simulações.

A distância computacional escolhida ( $\Delta x$ ) foi de 10,0 m, considerando uma melhor interpolação entre as seções topobatimétricas. Os coeficientes de rugosidade adotados estão apresentados na Tabela 6.6. Eles foram escolhidos a partir das simulações realizadas anteriormente por CEMIG/POTAMOS (1997) e pela análise da área de estudo com as visitas de campo em maio e junho de 2004 (CEMIG/UFMG, 2004).

**Tabela 6.6** – Número de Manning adotado nas seções topobatimétricas

Área	Número de Manning
Canal principal	0,04
Planície de inundação esquerda	0,08
Planície de inundação direita	0,10

Duas considerações sobre as simulações devem ser feitas. A propagação da onda de cheia foi realizada a partir da primeira seção transversal, devido a não convergência do modelo numérico ao considerar o trecho entre a barragem e a seção SB-01. Isso ocorreu pois esse trecho, de 470 m, possui uma declividade muito elevada, de 0,11094 m/m. A seção SB-14 também não foi utilizada, pois, quando inserida, o FLDWAV não era capaz de realizar a simulação. Mesmo ao alterar as variáveis  $\Delta t$  e  $\Delta x$ , para tornar o modelo mais estável, ele não convergia. Portanto, para essa análise foram utilizadas 14 seções transversais.

As Tabelas 6.7, 6.8 e 6.9 mostram os resultados encontrados para as vazões de pico e os hidrogramas de ruptura correspondentes em cada uma das seções consideradas. As Figuras 6.6, 6.7 e 6.8 indicam os hidrogramas defluentes para as seções SB-01 e SB-15 para cada um dos três hidrogramas de ruptura adotados. A Figura 6.9 representa as vazões e cotas máximas atingidas nas diferentes seções utilizando o hidrograma parabólico.

**Tabela 6.7** – Resultados da propagação da onda de ruptura para  $Q_p$  igual a 5000 m<sup>3</sup>/s

Número da seção	Posição da seção [km]	Tempo para a cota máxima [horas]			Tempo para a vazão de pico [horas]		
		Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$	Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$
SB-01	0,47	0,13	0,12	0,06	0,10	0,10	0,00
SB-02	0,93	0,34	0,29	0,30	0,12	0,11	0,05
SB-03	1,61	0,32	0,27	0,28	0,14	0,12	0,10
SB-04	1,91	0,32	0,27	0,28	0,27	0,23	0,23
SB-05	2,01	0,33	0,27	0,29	0,28	0,24	0,24
SB-06	2,14	0,39	0,32	0,35	0,29	0,24	0,24
SB-07	2,76	0,43	0,37	0,39	0,32	0,28	0,28
SB-08	3,11	0,45	0,39	0,41	0,35	0,30	0,31
SB-09	3,61	0,47	0,41	0,43	0,41	0,35	0,37
SB-10	4,40	0,51	0,45	0,47	0,46	0,42	0,43
SB-11	5,53	0,54	0,50	0,51	0,53	0,48	0,49
SB-12	5,89	0,54	0,50	0,51	0,54	0,49	0,51
SB-13	6,43	0,61	0,57	0,58	0,57	0,52	0,53
SB-14	11,91	1,05	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96
SB-15	12,02	1,06	1,04	1,02	1,00	0,98	0,97

Número da seção	Posição da seção [km]	Cota máxima [m]			Vazão de pico [m <sup>3</sup> /s]		
		Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$	Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$
SB-01	0,47	823,90	824,15	823,66	5098	5098	5098
SB-02	0,93	820,17	820,15	819,92	4820	4968	4646
SB-03	1,61	820,34	820,37	820,01	4273	4438	4211
SB-04	1,91	820,21	820,24	819,89	3245	3331	3078
SB-05	2,01	819,81	819,82	819,51	3216	3294	3051
SB-06	2,14	818,38	818,26	818,13	3194	3270	3030
SB-07	2,76	817,39	817,18	817,12	2990	3018	2848
SB-08	3,11	816,33	816,08	816,05	2851	2862	2723
SB-09	3,61	814,96	814,70	814,69	2680	2630	2574
SB-10	4,40	811,02	810,74	810,79	2598	2519	2502
SB-11	5,53	806,22	805,95	806,01	2521	2412	2433
SB-12	5,89	801,93	801,73	801,77	2515	2405	2429
SB-13	6,43	799,46	799,27	799,35	2481	2367	2399
SB-14	11,91	776,49	776,14	776,52	1946	1832	1915
SB-15	12,02	776,05	775,71	776,10	1940	1827	1909

**Tabela 6.8** – Resultados da propagação da onda de ruptura para  $Q_p$  igual a 10000 m<sup>3</sup>/s

Número da seção	Posição da seção [km]	Tempo para a cota máxima [horas]			Tempo para a vazão de pico [horas]		
		Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$	Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$
SB-01	0,47	0,11	0,10	0,04	0,10	0,10	0,00
SB-02	0,93	0,24	0,19	0,20	0,11	0,10	0,04
SB-03	1,61	0,21	0,16	0,17	0,12	0,11	0,08
SB-04	1,91	0,21	0,16	0,17	0,20	0,16	0,05
SB-05	2,01	0,22	0,16	0,18	0,21	0,16	0,16
SB-06	2,14	0,25	0,19	0,22	0,21	0,17	0,16
SB-07	2,76	0,28	0,22	0,26	0,23	0,18	0,19
SB-08	3,11	0,31	0,26	0,28	0,24	0,20	0,21
SB-09	3,61	0,33	0,27	0,30	0,27	0,21	0,24
SB-10	4,40	0,35	0,30	0,32	0,32	0,27	0,30
SB-11	5,53	0,39	0,35	0,37	0,38	0,33	0,35
SB-12	5,89	0,39	0,34	0,37	0,39	0,34	0,37
SB-13	6,43	0,45	0,40	0,43	0,41	0,36	0,39
SB-14	11,91	0,91	0,89	0,87	0,84	0,83	0,81
SB-15	12,02	0,91	0,90	0,88	0,85	0,83	0,82

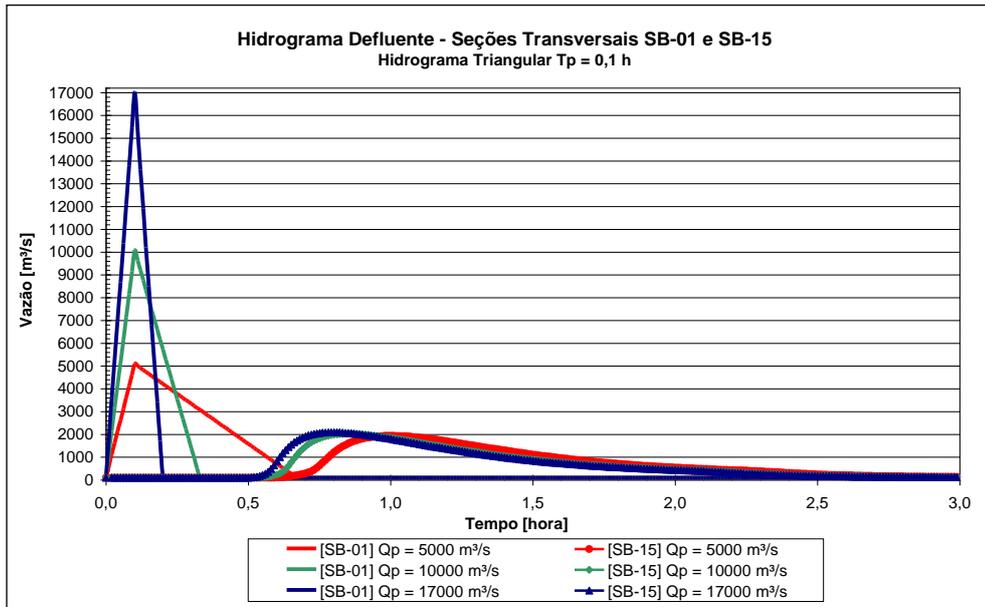
Número da seção	Posição da seção [km]	Cota máxima [m]			Vazão de pico [m <sup>3</sup> /s]		
		Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$	Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$
SB-01	0,47	829,13	829,27	828,52	10098	10098	10098
SB-02	0,93	823,25	823,35	822,65	9497	9620	8844
SB-03	1,61	824,03	824,22	823,26	8494	8583	8054
SB-04	1,91	823,88	824,05	823,11	5423	5605	5009
SB-05	2,01	823,27	823,42	822,54	5371	5503	4906
SB-06	2,14	821,03	821,01	820,51	5333	5464	4870
SB-07	2,76	819,95	819,92	819,48	4780	4855	4384
SB-08	3,11	818,76	818,68	818,35	4440	4497	4097
SB-09	3,61	817,30	817,22	816,91	3878	3899	3620
SB-10	4,40	812,93	812,87	812,62	3498	3477	3338
SB-11	5,53	807,69	807,68	807,50	3224	3213	3122
SB-12	5,89	803,03	803,03	802,89	3207	3201	3105
SB-13	6,43	800,15	800,22	800,10	3108	3111	3027
SB-14	11,91	776,71	777,09	776,85	2035	2146	2027
SB-15	12,02	776,26	776,65	776,43	2027	2138	2019

**Tabela 6.9** – Resultados da propagação da onda de ruptura para  $Q_p$  igual a 17000 m<sup>3</sup>/s

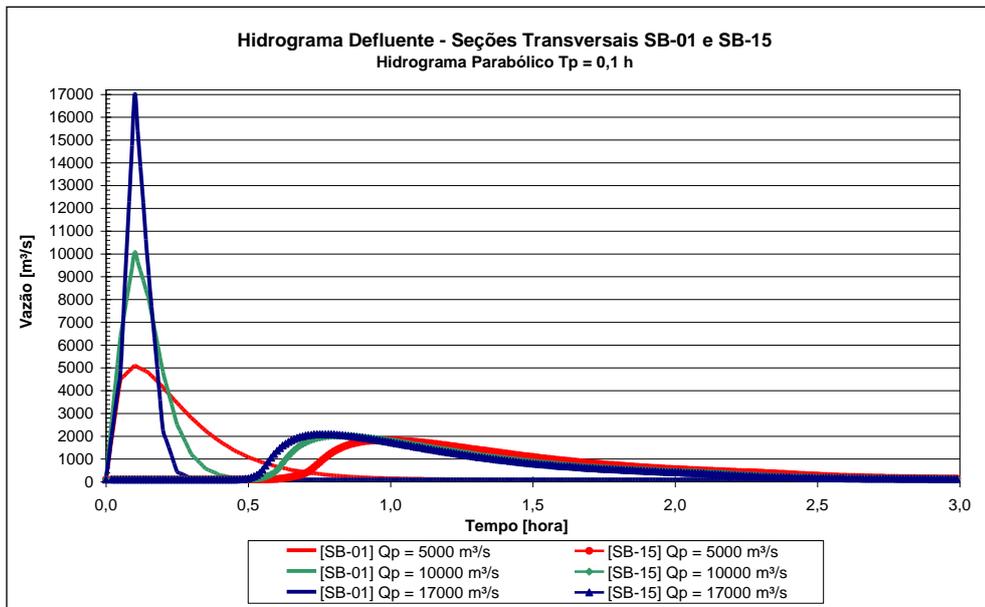
Número da seção	Posição da seção [km]	Tempo para a cota máxima [horas]			Tempo para a vazão de pico [horas]		
		Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$	Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$
SB-01	0,47	0,10	0,09	0,03	0,10	0,10	0,00
SB-02	0,93	0,11	0,05	0,03	0,10	0,09	0,03
SB-03	1,61	0,16	0,10	0,13	0,11	0,09	0,07
SB-04	1,91	0,15	0,10	0,13	0,12	0,08	0,05
SB-05	2,01	0,16	0,10	0,13	0,14	0,10	0,12
SB-06	2,14	0,17	0,10	0,16	0,15	0,11	0,13
SB-07	2,76	0,20	0,15	0,18	0,17	0,13	0,15
SB-08	3,11	0,22	0,17	0,21	0,19	0,15	0,16
SB-09	3,61	0,25	0,19	0,23	0,21	0,15	0,18
SB-10	4,40	0,26	0,21	0,25	0,25	0,20	0,23
SB-11	5,53	0,33	0,28	0,29	0,31	0,26	0,28
SB-12	5,89	0,33	0,28	0,29	0,32	0,28	0,29
SB-13	6,43	0,39	0,35	0,36	0,35	0,30	0,31
SB-14	11,91	0,86	0,84	0,82	0,79	0,77	0,76
SB-15	12,02	0,86	0,85	0,83	0,80	0,78	0,76

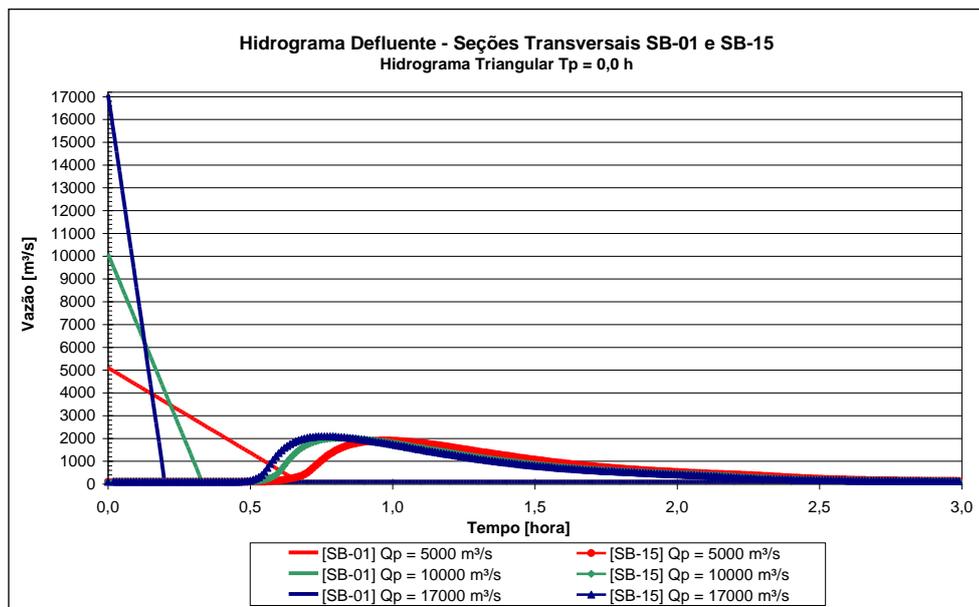
Número da seção	Posição da seção [km]	Cota máxima [m]			Vazão de pico [m <sup>3</sup> /s]		
		Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$	Triangular $T_p = 0,1h$	Parabólico $T_p = 0,1h$	Triangular $T_p = 0,0h$
SB-01	0,47	834,85	834,56	833,65	17098	17098	17097
SB-02	0,93	827,47	827,24	826,43	16014	15683	14417
SB-03	1,61	827,45	826,68	826,08	13856	13958	12791
SB-04	1,91	827,27	826,52	825,88	8047	7491	8503
SB-05	2,01	826,49	825,77	825,17	7749	7229	6675
SB-06	2,14	823,15	822,58	822,39	7672	7156	6640
SB-07	2,76	821,82	821,32	821,18	6518	6076	5835
SB-08	3,11	820,13	819,71	819,75	5896	5527	5378
SB-09	3,61	818,39	818,09	818,20	4981	4704	4587
SB-10	4,40	813,71	813,56	813,65	4050	3891	3902
SB-11	5,53	808,10	808,11	808,09	3448	3454	3461
SB-12	5,89	803,35	803,36	803,35	3421	3429	3422
SB-13	6,43	800,36	800,39	800,36	3298	3308	3293
SB-14	11,91	776,95	777,14	777,12	2104	2166	2104
SB-15	12,02	776,51	776,69	776,71	2095	2157	2094



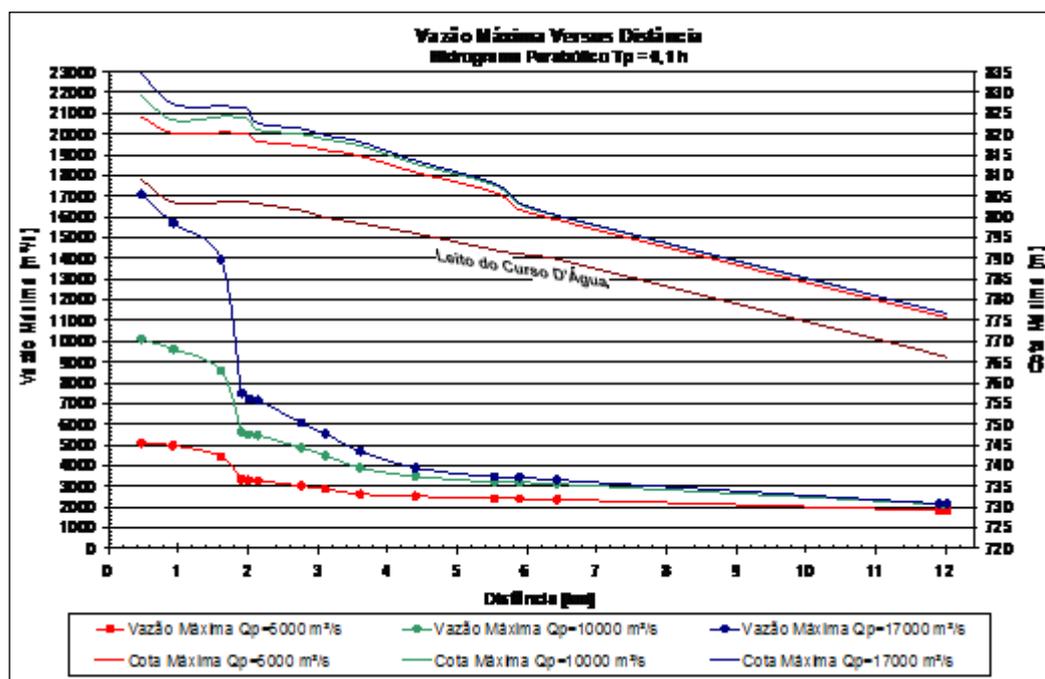
**Figura 6.6** – Hidrograma triangular simplificado ( $T_p = 0,1$  h) defluente nas seções SB-01 e SB-15, para as vazões de pico de 5000, 10000 e 17000  $m^3/s$



**Figura 6.7** – Hidrograma parabólico ( $T_p = 0,1$  h) defluente nas seções SB-01 e SB-15, para as vazões de pico de 5000, 10000 e 17000  $m^3/s$



**Figura 6.8** – Hidrograma triangular simplificado ( $T_p = 0,0$  h) defluente nas seções SB-01 e SB-15, para as vazões de pico de 5000, 10000 e 17000 m³/s



**Figura 6.9** – Vazões e cotas máximas atingidas nas diferentes seções levantadas no trecho de 12 km para as vazões de pico de 5000, 10000 e 17000 m³/s, utilizando o hidrograma parabólico

Ao se observar as Tabelas 6.7, 6.8 e 6.9 e as Figuras 6.6, 6.7, 6.8 e 6.9 percebe-se que a vazão de pico defluente é amortecida ao final dos 12 km, seção SB-15, para valores próximos de 2000 m³/s, independente do valor de vazão de pico e do hidrograma assumidos na seção SB-01. Existe uma pequena variação no tempo de chegada da vazão máxima, que para a descarga de 5000 m³/s é, em média, de 1 hora, e para a descarga de 17000 m³/s é de aproximadamente 48 minutos. O amortecimento da onda de ruptura ocorre de forma preponderante ao longo dos

primeiros 2,5 km do curso d'água. Nesse trecho, as descargas de pico iniciais caem para valores em torno da metade do seu valor inicial (vide Figura 6.9).

Quanto aos três tipos de hidrogramas utilizados, o hidrograma parabólico demonstrou uma estabilidade maior na discretização das vazões ao longo do tempo do que o hidrograma triangular simplificado. As Tabelas 6.7, 6.8 e 6.9 mostram ainda as cotas máximas atingidas em cada seção, cuja variação entre cada tipo de hidrograma utilizado possui uma diferença máxima de 1,39 m, para um mesmo valor de vazão de pico. Entretanto, esse valor cai para uma diferença máxima de 0,40 m ao final do trecho simulado (seção SB-15). Para os valores de vazões de pico adotados, o hidrograma triangular com tempo de pico de 0,1 hora apresenta, em geral, os maiores tempos de chegada da vazão e da cota máxima. Percebe-se, também, que os maiores valores de cota e vazão máxima, para cada seção, ficam dispersos em sua maioria entre o hidrograma triangular com tempo de pico de 0,1 hora e o hidrograma parabólico, sem entretanto, mostrar uma tendência definida.

É interessante notar que para o hidrograma triangular assumindo ruptura instantânea –  $T_p$  igual a zero – praticamente todos os valores de cota e vazão máxima são menores do que os valores encontrados com o uso dos dois hidrogramas. Esse comportamento está de acordo com a observação feita por Ponce (1989), que indica que a atenuação de uma onda de cheia é inversamente proporcional ao tempo de pico do hidrograma. Os tempos para a cota máxima ocorrem sempre após o tempo de chegada da vazão máxima em cada seção. Esses tempos para a seção SB-15 ficam em torno de 1 hora para a descarga de 5000 m<sup>3</sup>/s e 50 minutos para a descarga de 17000 m<sup>3</sup>/s.

#### **6.1.4 Cenários simulados para toda a área de estudo**

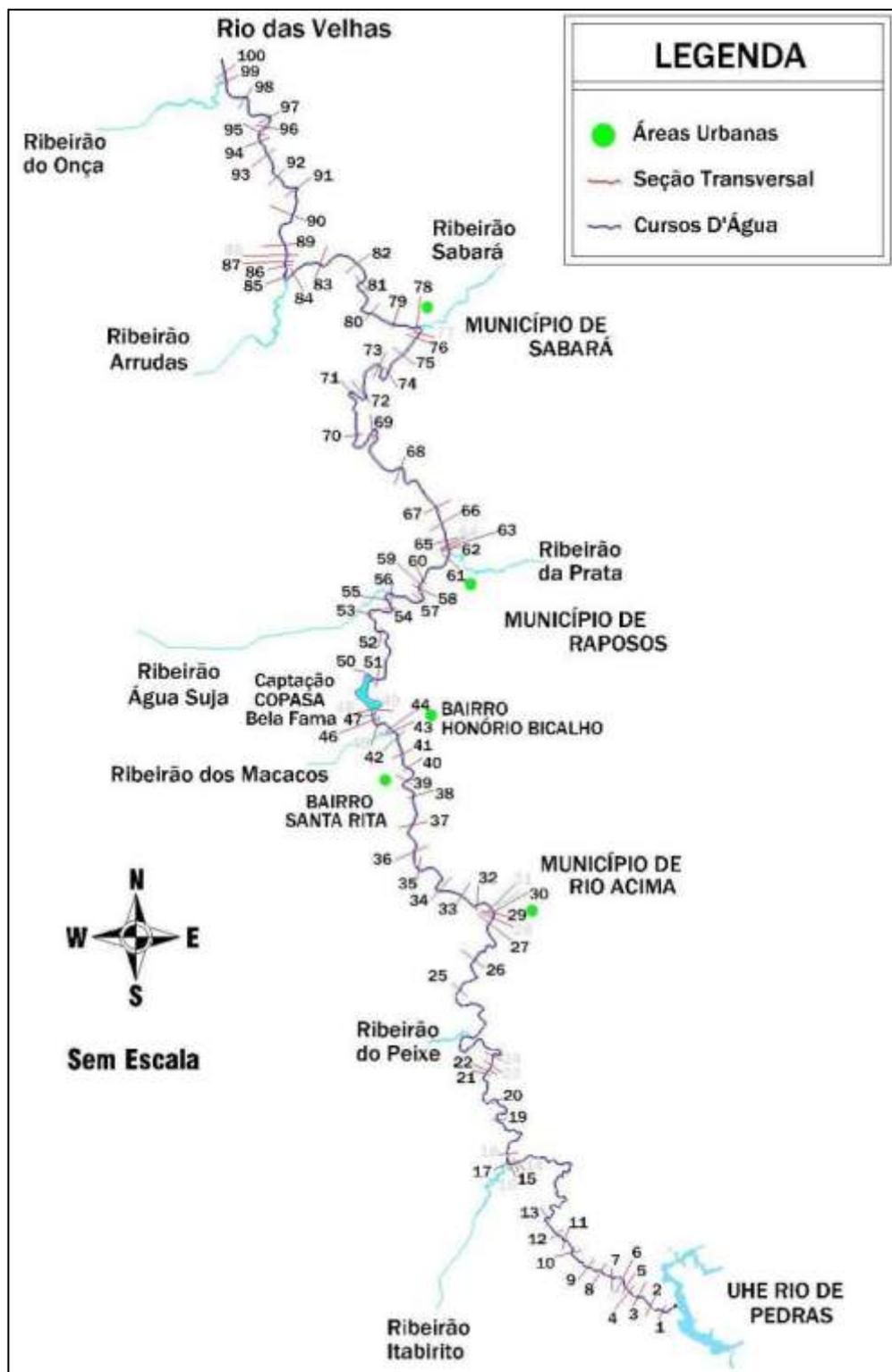
Para a simulação de toda a área de estudo, delimitada entre a barragem e a confluência do rio das Velhas com o ribeirão do Onça, optou-se por utilizar o hidrograma de ruptura parabólico com tempo de pico igual a 6 minutos. A vazão de pico para o cenário extremo de ruptura foi de 17000 m<sup>3</sup>/s e para o cenário de ruptura mais provável foi de 5000 m<sup>3</sup>/s. A Tabela 6.10 indica os quatro cenários simulados.

**Tabela 6.10 – Cenários simulados para toda área de estudo**

<b>Cenário</b>	<b>Nível de água</b>	<b>Cheia natural afluyente</b>	<b>Vazão de pico</b>
1 - extremo de ruptura	Coroamento	Cheia Jan-1997	17000 m <sup>3</sup> /s
2 - ruptura mais provável	Coroamento	Cheia Jan-1997	5000 m <sup>3</sup> /s
3 - somente a ruptura	Coroamento	-	5000 m <sup>3</sup> /s
4 - operação extrema	Coroamento	Cheia Jan-1997	-

Para as simulações realizadas em toda área de estudo foram utilizados os mesmos parâmetros  $\Delta t$ ,  $\Delta x$  e coeficientes de rugosidade adotados no item 6.1.3. Das 100 seções transversais levantadas (CEMIG/JMURILO TOPOGRAFIA, 2004) para o rio das Velhas, 88 seções foram utilizadas efetivamente nas simulações, sendo que não foi possível inserir as 12 restantes pois elas inviabilizavam a simulação numérica, causando perda de estabilidade do modelo. Essas seções possuem como característica comum trechos com pequena declividade e espaçamento entre seções menor que 200 metros. Para os oito afluentes considerados, foram utilizadas 2 ou 3 seções para a descrição de cada um deles, totalizando um total de 19 seções transversais. A Figura 6.10 mostra a área de estudo, com as seções transversais utilizadas para o rio das Velhas.

Para os cenários 1, 2 e 4, os hidrogramas da cheia natural afluyente de janeiro de 1997 para os oito tributários, bem como o hidrograma natural afluyente à barragem de Rio de Pedras, foram obtidos a partir de uma simulação utilizando o modelo hidrológico HEC-HMS, versão 2.2.2 (HEC, 2003), com a modelagem da função de produção pelo chamado método SCS (McCUEN, 1982) e da função de transferência pelo hidrograma unitário triangular também proposto pelo SCS (McCUEN, 1982). Para o cenário 3, os tributários contribuíram com uma vazão de base de tempo de retorno de 2 anos, definida a partir do estudo de Pinto e Alves (2001). O Anexo 5 mostra os hidrogramas e os valores de vazão de base utilizados. Para os cenários 1 e 2, a falha da barragem foi assumida quando da passagem do pico da cheia natural afluyente ao reservatório. Esse evento ocorre 11 horas depois do início da simulação. Por razões de comparações, para o cenário 3, o início da simulação foi adotado como sendo igual a onze horas.



**Figura 6.10** – Área de estudo delimitada para a propagação da onda de ruptura com as seções transversais utilizadas no rio das Velhas

A seguir são apresentadas as Tabelas 6.11 e 6.12, com um resumo das vazões e cotas máximas atingidas para 14 seções transversais, ao longo do rio das Velhas, na área a jusante da barragem de Rio de Pedras. O Anexo 6 apresenta as tabelas completas para todas as seções utilizadas nos 4 cenários simulados. A Figura 6.11 mostra os hidrogramas obtidos para algumas dessas 14 seções, para o cenário 1. São apresentadas também as Figuras 6.12 e 6.13, que indicam graficamente as vazões e cotas máximas atingidas ao longo da área a jusante da barragem de Rio de Pedras, para os diferentes cenários simulados.

Para os cenários 1 e 2, que consideram a ocorrência da ruptura da barragem associada a uma cheia natural equivalente à de janeiro de 1997, os hidrogramas de entrada dos afluentes passam a exercer um efeito considerável na propagação da onda resultante. Por exemplo, na seção imediatamente a jusante da confluência do rio das Velhas com o ribeirão Itabirito, a vazão máxima atingida para o cenário 2 é de 2154 m<sup>3</sup>/s, enquanto que, para o cenário 3, no qual considera-se somente a onda de ruptura, a vazão máxima é de 1860 m<sup>3</sup>/s (Figura 6.12). Esse efeito cresce para as áreas mais a jusante, chegando a uma diferença máxima dos picos alcançados em mais de 2200 m<sup>3</sup>/s. Ao se comparar o cenário 3 com o cenário 4, percebe-se que a partir da cidade de Rio Acima, que está a 27 km a jusante da barragem, as características (cotas e vazões máximas atingidas) da onda de cheia de ruptura se assemelham às daquelas da onda de cheia natural.

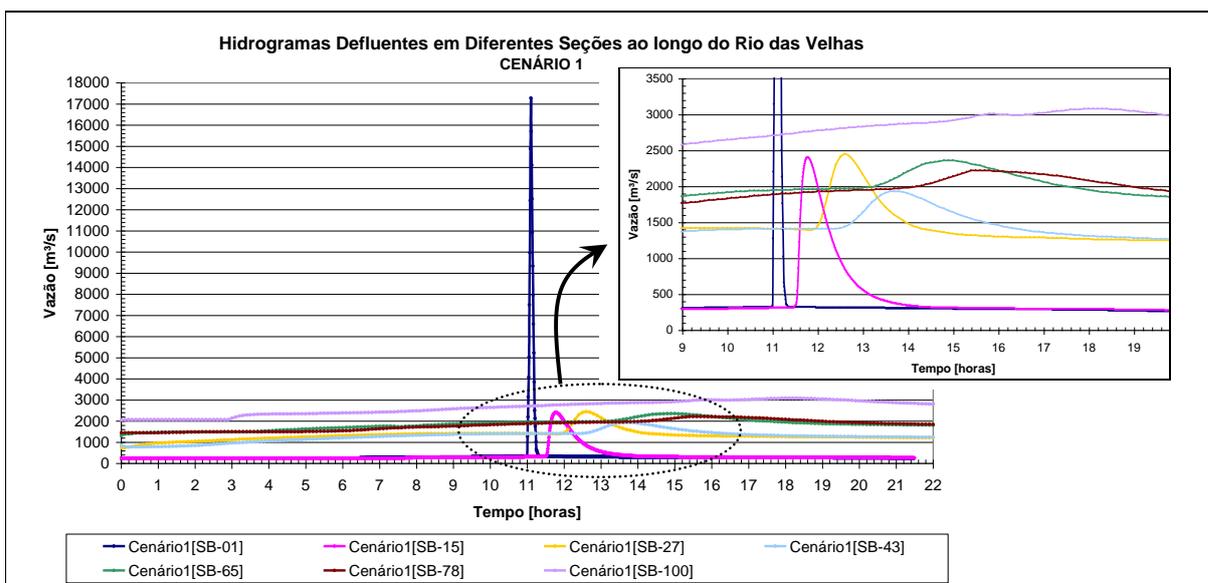
Para o cenário 4, que considera somente a cheia natural, nota-se que as cotas máximas alcançadas a partir da cidade de Rio Acima (Figura 6.13) não são muito diferentes daquelas atingidas nos cenários 1 e 2, com uma diferença máxima da ordem de 2 metros. Esse resultado reafirma a influência dos tributários a montante dessa região (ribeirão Itabirito e do ribeirão do Peixe). Essa discrepância de cotas máximas atingidas entre o cenário 1, 2 e 4 é reduzida para 1 metro no bairro de Honório Bicalho e para 60 centímetros para a cidade de Raposos. Isso se deve, principalmente, ao tamanho da área controlada pelo reservatório de Rio de Pedras (542 km<sup>2</sup>) e pelo reduzido volume total da barragem, que é de 6 hm<sup>3</sup>. As áreas drenadas pelo rio das Velhas são da ordem de 1500 km<sup>2</sup> para a cidade de Rio Acima e de 1900 km<sup>2</sup> para a cidade de Raposos. As delimitações e os valores das áreas drenadas por cada afluente, mais as áreas incrementais, são apresentados no Anexo 7.

**Tabela 6.11** – Tabela resumo com o tempo para a cota máxima e valores de cota máxima dos cenários simulados

Número da seção	Posição da seção [km]	Cenário 1		Cenário 2		Observações
		Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	
SB-01	0,47	11h 6min	834,74	11h 7min	824,46	
SB-15	12,02	11h 48min	774,44	11h 56min	773,94	Ribeirão Itabirito
SB-26	25,52	12h 27min	743,16	12h 37min	743,07	Ribeirão do Peixe
SB-27	27,47	12h 44min	741,09	12h 54min	740,97	Município de Rio Acima
SB-40	36,10	13h 39min	733,39	13h 50min	733,34	Bairro Santa Rita
SB-43	37,97	13h 50min	731,24	14h 00min	731,20	Ribeirão dos Macacos/Honório Bicalho
SB-50	40,65	14h 20min	728,53	14h 29min	728,49	Bela Fama
SB-56	45,81	14h 42min	722,03	14h 53min	721,99	Ribeirão Água Suja
SB-62	49,38	14h 60min	718,13	15h 10min	718,10	Ribeirão do Prata
SB-65	49,67	14h 60min	718,05	15h 10min	718,03	Município de Raposos
SB-75	62,22	17h 11min	705,71	17h 21min	705,66	Ribeirão Sabará
SB-78	63,92	17h 31min	704,38	17h 42min	704,35	Município de Sabará
SB-85	71,23	17h 41min	695,99	17h 58min	695,96	Ribeirão Arrudas
SB-100	81,56	18h 05min	689,32	18h 14min	689,32	
Número da seção	Posição da seção [km]	Cenário 3		Cenário 4		Observações
		Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	
SB-01	0,47	11h 7min	824,15	11h 1min	812,46	
SB-15	12,02	11h 59min	773,24	12h 46min	769,03	Ribeirão Itabirito
SB-26	25,52	12h 56min	740,61	09h 31min	741,27	Ribeirão do Peixe
SB-27	27,47	13h 11min	738,05	09h 43min	739,02	Município de Rio Acima
SB-40	36,10	14h 28min	730,43	11h 05min	732,22	Bairro Santa Rita
SB-43	37,97	14h 38min	728,10	11h 20min	730,25	Ribeirão dos Macacos/Honório Bicalho
SB-50	40,65	15h 09min	724,04	11h 58min	727,32	Bela Fama
SB-56	45,81	15h 37min	717,47	12h 59min	721,03	Ribeirão Água Suja
SB-62	49,38	16h 01min	713,84	13h 10min	717,52	Ribeirão do Prata
SB-65	49,67	16h 04min	713,60	12h 59min	717,44	Município de Raposos
SB-75	62,22	17h 43min	699,95	14h 13min	705,65	Ribeirão Sabará
SB-78	63,92	17h 52min	697,53	14h 22min	704,34	Município de Sabará
SB-85	71,23	18h 41min	689,10	15h 11min	695,66	Ribeirão Arrudas
SB-100	81,56	19h 10min	684,56	15h 27min	689,32	

**Tabela 6.12** – Tabela resumo com o tempo para a vazão máxima e valores de vazão máxima dos cenários simulados

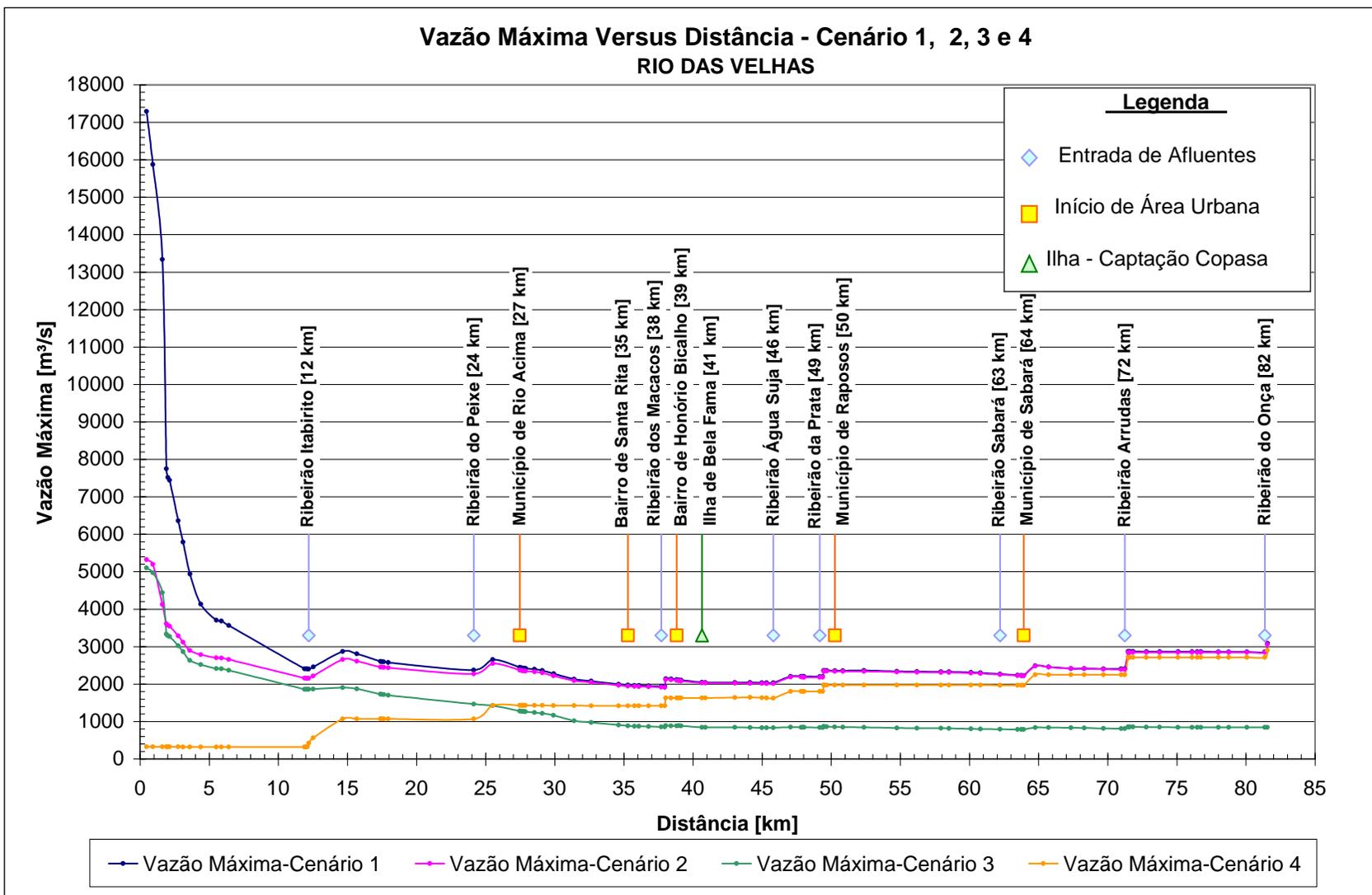
Número da seção	Posição da seção [km]	Cenário 1		Cenário 2		Observações
		Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]	
SB-01	0,47	11h 6min	17287	11h 6min	5320	
SB-15	12,02	11h 47min	2405	11h 56min	2154	Ribeirão Itabirito
SB-26	25,52	12h 24min	2651	12h 32min	2545	Ribeirão do Peixe
SB-27	27,47	12h 35min	2447	12h 45min	2371	Município de Rio Acima
SB-40	36,10	13h 32min	1957	13h 41min	1932	Bairro Santa Rita
SB-43	37,97	13h 42min	1933	13h 53min	1909	Ribeirão dos Macacos/Honório Bicalho
SB-50	40,65	14h 13min	2043	14h 22min	2027	Bela Fama
SB-56	45,81	14h 34min	2031	14h 42min	2010	Ribeirão Água Suja
SB-62	49,38	14h 47min	2194	14h 57min	2177	Ribeirão do Prata
SB-65	49,67	14h 54min	2359	15h 03min	2342	Município de Raposos
SB-75	62,22	15h 39min	2265	15h 52min	2254	Ribeirão Sabará
SB-78	63,92	16h 02min	2225	16h 16min	2217	Município de Sabará
SB-85	71,23	17h 36min	2404	17h 54min	2386	Ribeirão Arrudas
SB-100	81,56	18h 8min	3082	18h 23min	3062	
Número da seção	Posição da seção [km]	Cenário 3		Cenário 4		Observações
		Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]	
SB-01	0,47	11h 6min	5097	11h 0min	322	
SB-15	12,02	11h 58min	1860	12h 46min	317	Ribeirão Itabirito
SB-26	25,52	12h 47min	1421	09h 09min	1429	Ribeirão do Peixe
SB-27	27,47	13h 00min	1275	09h 34min	1428	Município de Rio Acima
SB-40	36,10	14h 19min	868	10h 57min	1417	Bairro Santa Rita
SB-43	37,97	14h 34min	852	11h 17min	1417	Ribeirão dos Macacos/Honório Bicalho
SB-50	40,65	15h 02min	844	11h 51min	1624	Bela Fama
SB-56	45,81	15h 23min	828	12h 42min	1620	Ribeirão Água Suja
SB-62	49,38	15h 46min	835	13h 05min	1799	Ribeirão do Prata
SB-65	49,67	15h 49min	858	13h 06min	1968	Município de Raposos
SB-75	62,22	17h 33min	789	14h 05min	1967	Ribeirão Sabará
SB-78	63,92	17h 43min	785	14h 11min	1967	Município de Sabará
SB-85	71,23	18h 02min	806	15h 11min	2249	Ribeirão Arrudas
SB-100	81,56	19h 11min	842	15h 28min	2899	



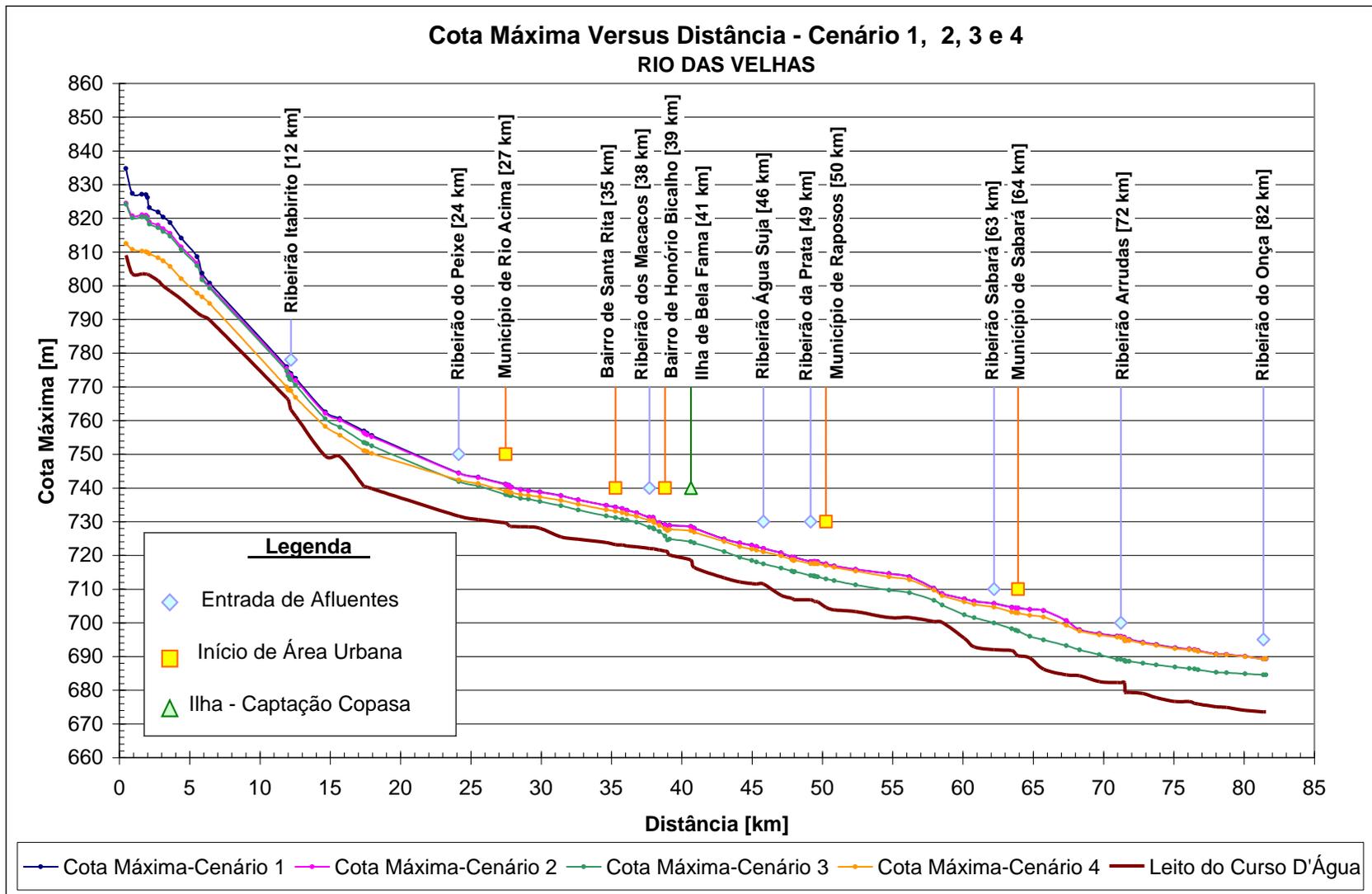
**Figura 6.11** – Hidrograma defluente observado em sete seções representativas ao longo do tempo para o cenário 1

Outra análise que pode ser feita refere-se à consideração do tempo de chegada das vazões máximas e cotas máximas nas diferentes seções a jusante da barragem de Rio de Pedras, como mostrado nas Figuras 6.14 e 6.15. O cenário 1, que considera a vazão de pico de ruptura de 17000 m<sup>3</sup>/s, apresenta tempos de chegada menores que os cenários 2 e 3. Para o cenário 4, avalia-se que o tempo de chegada das vazões e das cotas máximas é controlado pelo pico dos hidrogramas de entrada dos afluentes e não pelo pico do hidrograma defluente da barragem. Nesse caso, as áreas drenadas pelos tributários contribuem mais rapidamente para o escoamento gerado por um evento de chuva, influenciando significativamente nos tempos de chegada.

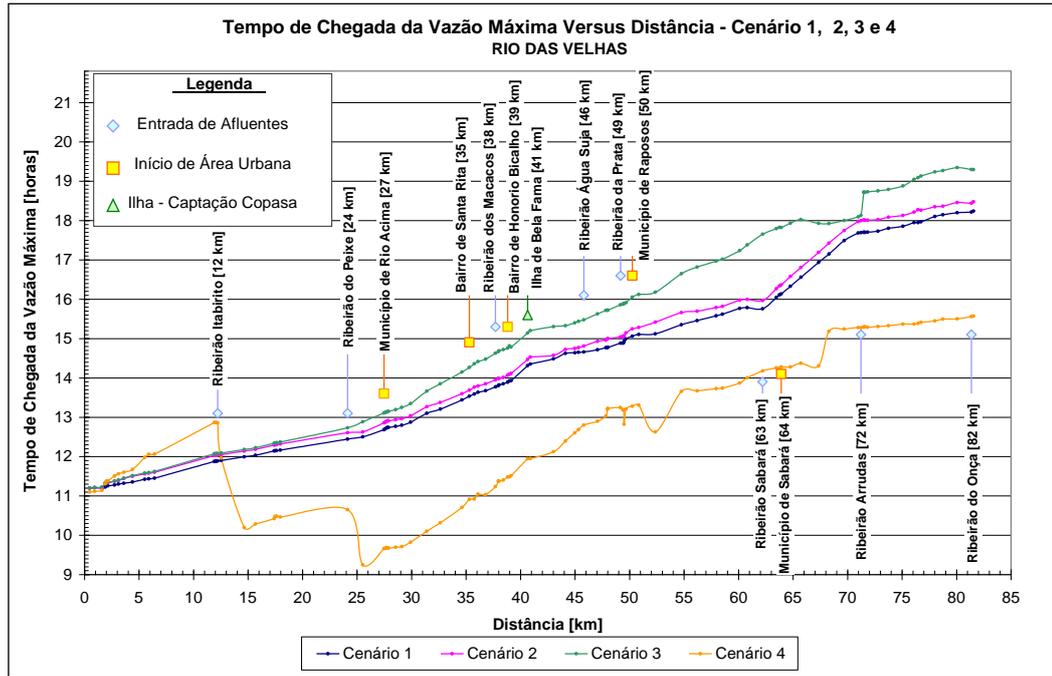
No município de Rio Acima, para o cenário 1, o tempo de chegada da vazão máxima é de 2 horas e 35 minutos, enquanto que para o cenário 2 o tempo é de 2 horas e 45 minutos. Observa-se uma defasagem de tempo de 10 minutos ao se comparar os resultados desses dois cenários. Esse mesmo comportamento é descrito para o tempo de chegada da cota máxima. Para efeitos práticos, essa variação de tempo de chegada entre um cenário e outro não exerce mudança para um possível planejamento de planos de contingência e resgate nas áreas afetadas pela inundação.



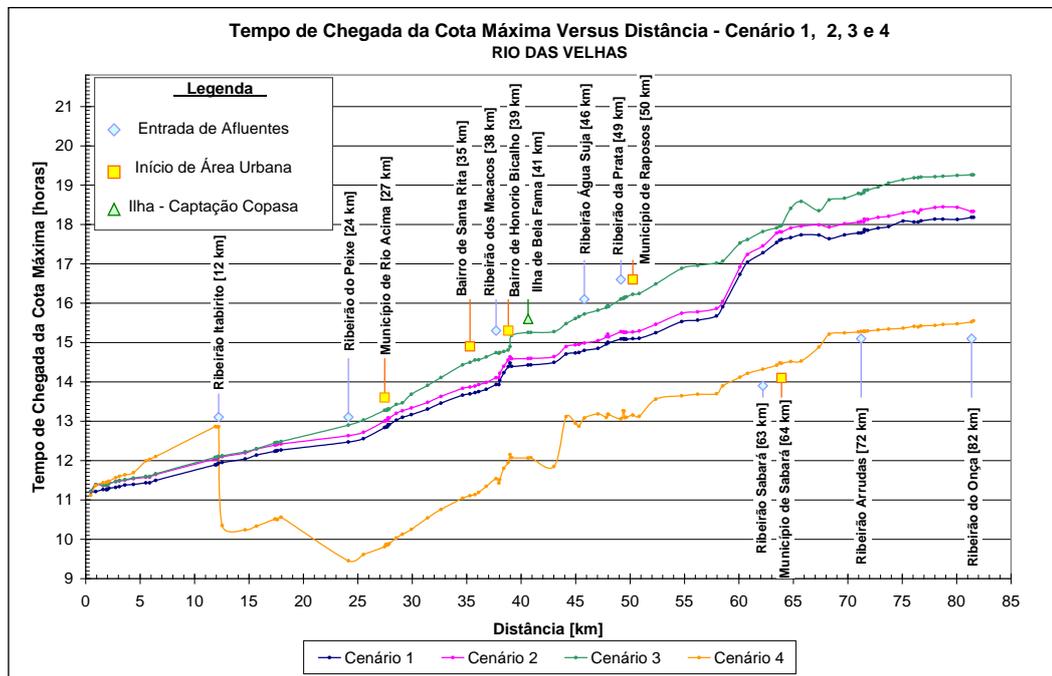
**Figura 6.12** – Vazões máximas atingidas ao longo do rio das Velhas para os quatro cenários simulados, mostrando a localização das áreas urbanas e dos afluentes considerados



**Figura 6.13** – Cotas máximas atingidas ao longo do rio das Velhas para os quatro cenários simulados, mostrando a localização das áreas urbanas e dos afluentes considerados



**Figura 6.14** – Tempo de chegada das vazões máximas atingidas ao longo do rio das Velhas para os quatro cenários simulados, mostrando a localização das áreas urbanas e dos afluentes considerados



**Figura 6.15** – Tempo de chegada das cotas máximas atingidas ao longo do rio das Velhas para os quatro cenários simulados, mostrando a localização das áreas urbanas e dos afluentes considerados

Nas Figuras 6.16 e 6.17 são apresentados os mapas de inundação para os cenários 1 e 4, indicando a área urbana da cidade de Rio Acima. Percebe-se, ao se confrontar os dois mapas, que a onda de ruptura associada à cheia natural de janeiro de 1997 (cenário 1) inunda uma área 31% maior do que somente a área afetada pela onda de cheia natural (cenário 4). Nessa região a área inundada pelo cenário 1 foi de 1,43 km<sup>2</sup> e pelo cenário 4 foi de 1,10 km<sup>2</sup>. Na Figura 6.18 apresenta-se também uma ortofoto (foto aérea) da cidade de Rio Acima, indicando a área máxima atingida pela onda de inundação simulada no cenário 1.

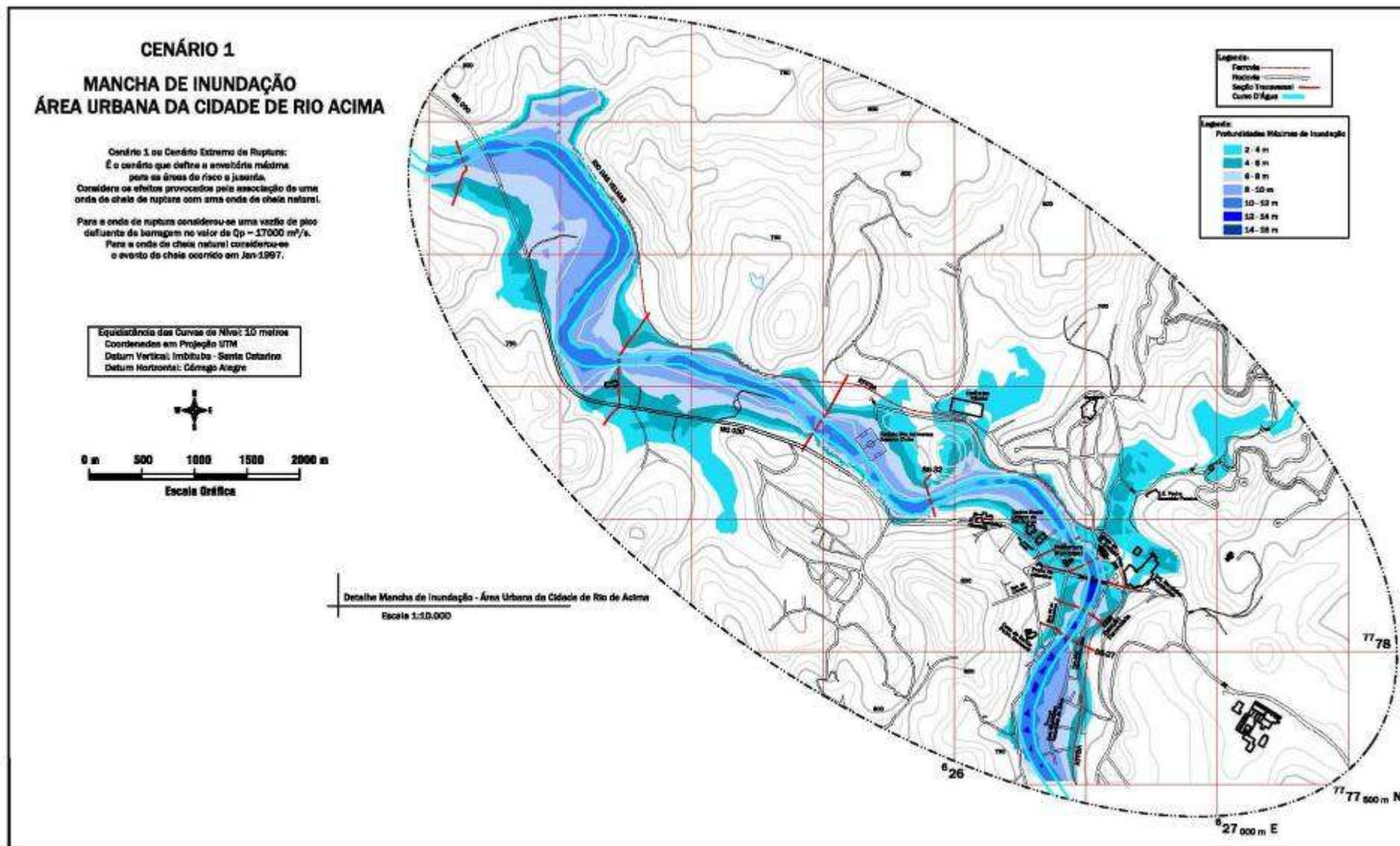


Figura 6.16 – Mapa de inundação mostrando a cidade de Rio Acima para o cenário 1

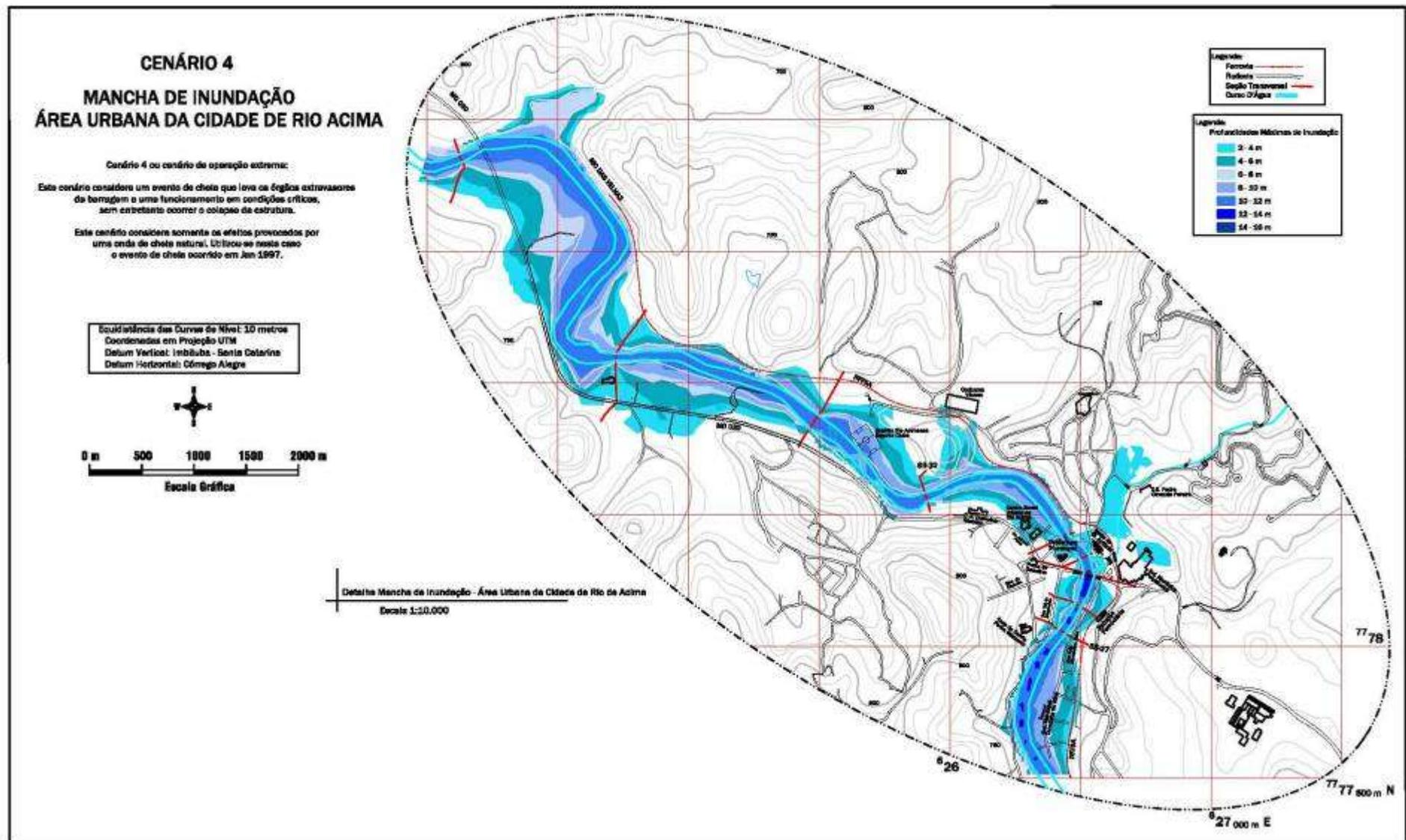
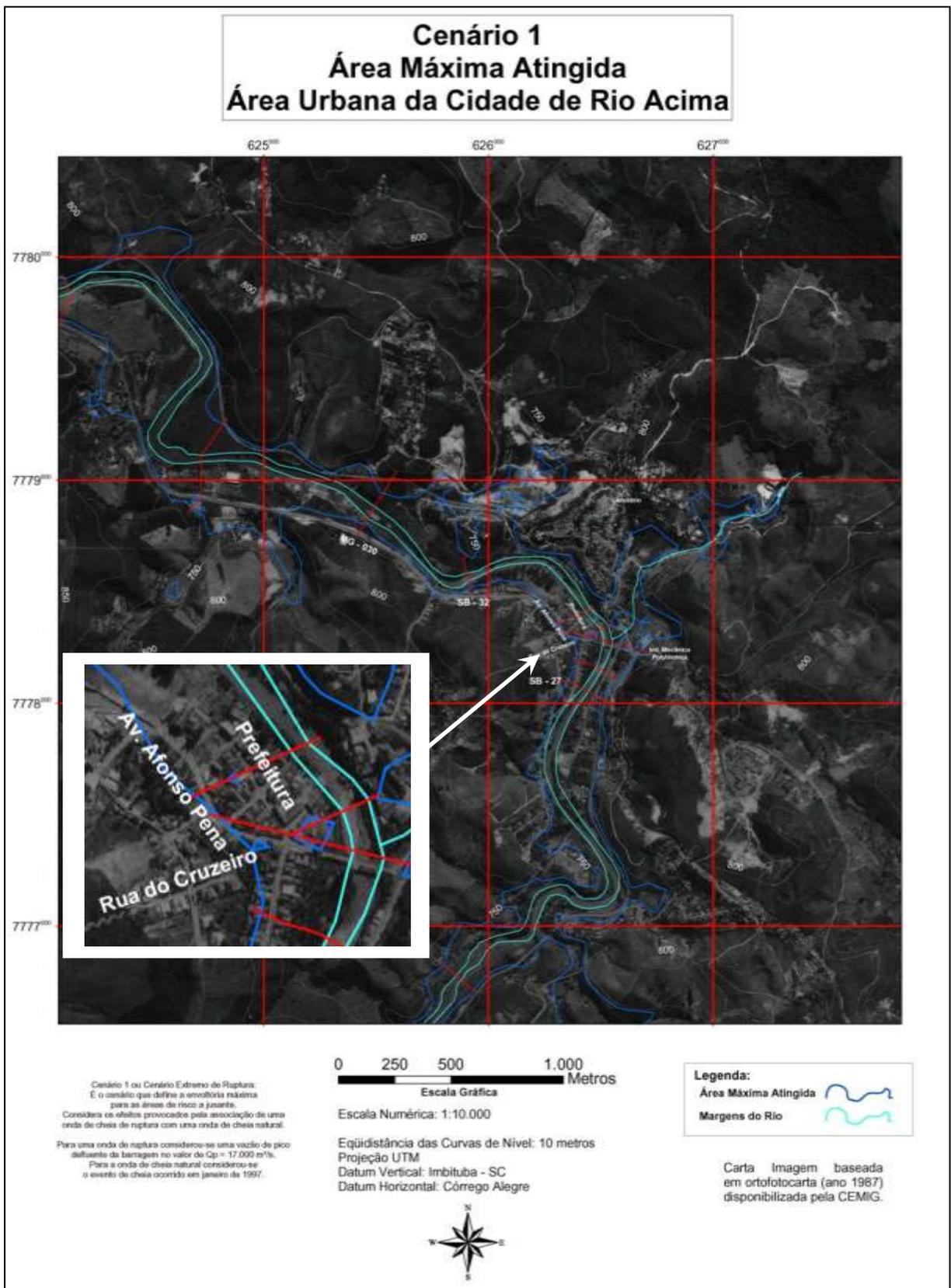


Figura 6.17 – Mapa de inundação mostrando a cidade de Rio Acima para o cenário 4



**Figura 6.18** – Ortofoto utilizada para a visualização da área máxima inundada na cidade de Rio Acima para o cenário 1

### **6.1.5 Análise de sensibilidade**

Após as simulações realizadas para toda a área de estudo, segundo os 4 cenários adotados, realizou-se uma série de simulações, utilizando o cenário 1 como referência, para avaliar a sensibilidade da variação da onda de ruptura a partir dos seguintes parâmetros:

- **rugosidade (n de Manning); e**
- **número de seções transversais.**

#### 6.1.5.1 Rugosidade do leito e planícies

Com a utilização do método de Cowan (veja item 4.5), e com o auxílio das tabelas de coeficiente de rugosidade básico ( $n_0$ ), descritas no item 3.2.5.4, e das tabelas de incrementação de fatores apresentadas no Anexo 2, foi possível avaliar o coeficiente de rugosidade para as seções transversais utilizadas na propagação da onda de ruptura. Os 4 fatores que podem influir na rugosidade, a saber, a presença de irregularidades, as variações na forma e no tamanho da seção, a influência de obstruções e a presença de vegetação, foram avaliados a partir das fotos levantadas para cada seção, obtidas durante visitas de campo realizadas em maio e junho de 2004 (CEMIG/UFMG, 2004). Após a determinação do coeficiente de rugosidade final para cada seção, optou-se por trabalhar com um valor de rugosidade por trechos, pois a variação desse parâmetro entre seções adjacentes é muito pequena (vide Anexo 8). Basicamente os trechos foram divididos entre as áreas rurais e urbanas existentes ao longo da área de estudo.

Com o coeficiente de rugosidade final, definido para cada seção, foram realizadas duas simulações:

- simulação do cenário 1[RV] – cenário 1, arbitrando os coeficientes de rugosidade por trechos; e
- simulação do cenário 1[RM] – cenário 1, arbitrando um único coeficiente de rugosidade médio para o canal principal e para as planícies.

Para o cenário 1[RV] foram definidos 13 trechos, a partir da divisão da área de estudo entre os trechos urbanos e rurais existentes. Para o cenário 1 [RM], os valores de rugosidade utilizados são uma média dos obtidos para cada seção.

A Tabela 6.13 apresenta os respectivos valores de rugosidade definidos por trecho e o coeficiente de rugosidade médio para o canal principal e para as planícies. Vale ressaltar que

para o cenário 1, simulado no item 6.1.4, o coeficiente de rugosidade utilizado foi de 0,04 para o canal principal, 0,08 para a planície de inundação esquerda e de 0,1 para a planície de inundação direita.

**Tabela 6.13** – Coeficientes de rugosidade utilizados para os cenários 1[RV] e 1[RM]

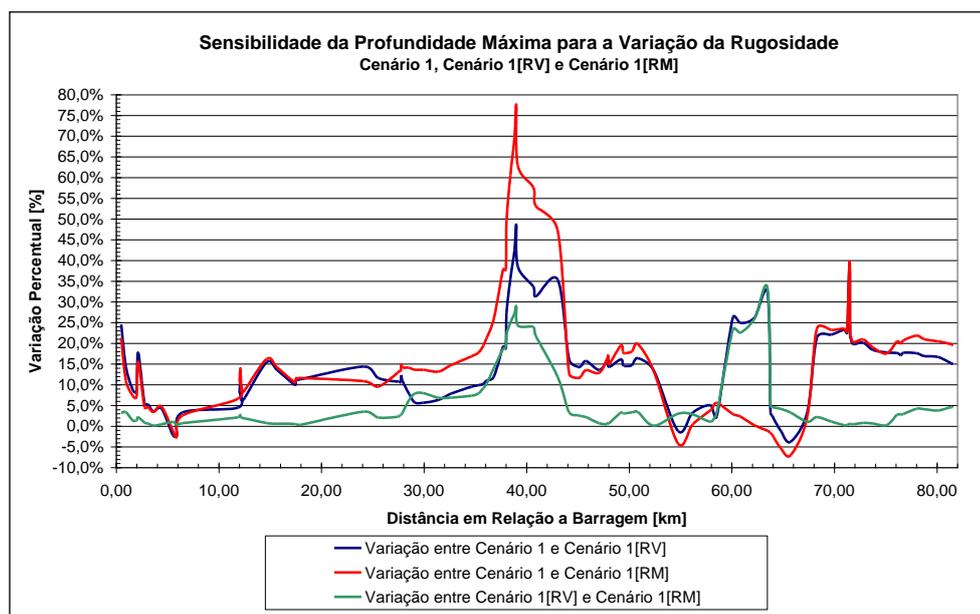
Cenário 1	Trecho / Seções	Rugosidade (n)			Observações
		Planície esquerda	Canal	Planície direita	
[RV]	SB-01 até SB-26	0,15	0,06	0,16	
	SB-27 até SB-32	0,15	0,05	0,17	Município de Rio Acima
	SB-33 até SB-37	0,09	0,06	0,11	
	SB-38 até SB-40	0,12	0,06	0,09	Bairro de Santa Rita
	SB-41 até SB-42	0,19	0,06	0,06	
	SB-43 até SB-47	0,17	0,05	0,17	Bairro de Honório Bicalho
	SB-48 até SB-50	0,17	0,09	0,15	Ilha de Bela Fama
	SB-51 até SB-60	0,14	0,06	0,18	
	SB-61 até SB-68	0,16	0,05	0,15	Município de Raposos
	SB-69 até SB-73	0,12	0,05	0,15	
	SB-74 até SB-80	0,14	0,05	0,17	Município de Sabará
	SB-81 até SB-83	0,09	0,06	0,10	
SB-84 até SB-100	0,10	0,06	0,15		
[RM]	Média	0,14	0,06	0,14	

O resultado apresentado para as simulações dos cenários 1[RV] e 1 [RM], com o aumento do coeficiente de rugosidade, em comparação com o resultado encontrado para o cenário 1, indica que a variação do coeficiente de rugosidade altera mais as cotas máximas atingidas e os tempos de propagação do que as vazões máximas. Esse comportamento está de acordo com os resultados encontrados por Collischonn (1997), que também realizou uma análise de sensibilidade da influência da variação da rugosidade na propagação de uma onda de ruptura. O Anexo 9 apresenta os resultados completos para os cenários 1[RV] e 1 [RM].

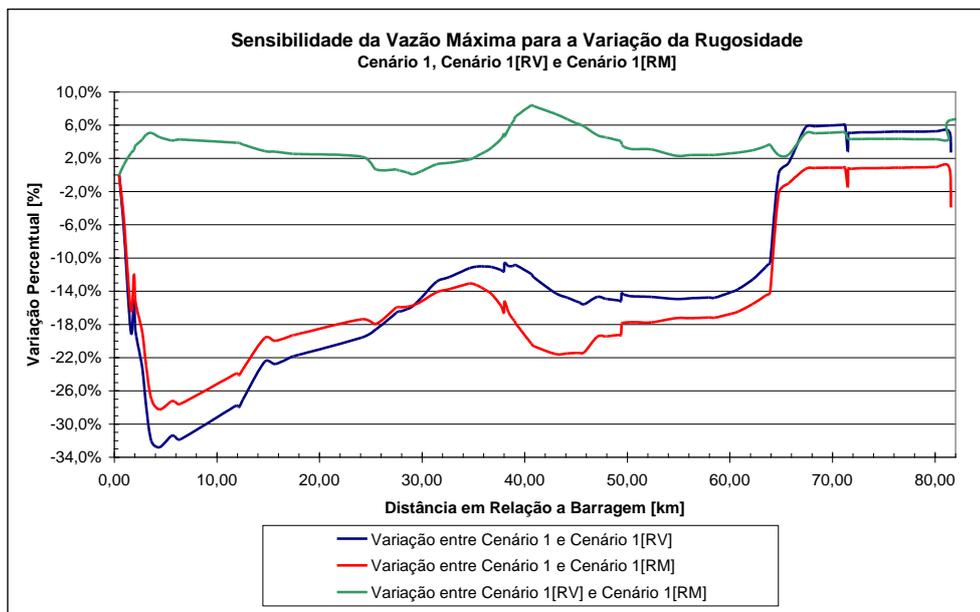
As Figuras 6.19 a 6.22 mostram gráficos comparativos da variação percentual entre os resultados obtidos para o cenário 1 e para os cenários 1[RV] e 1 [RM]. Pela Figura 6.19 percebe-se que houve um aumento preponderante das profundidades máximas atingidas com uma variação máxima de 78%, em torno de 2,10 metros, e uma variação média de 18%, em torno de 0,05 metros. Essa variação máxima ocorreu no trecho onde existe a ilha de Bela Fama, sendo que para o cenário 1 não foi considerado o efeito dessa singularidade na resposta da onda de ruptura. Já para os cenários 1[RV] e 1[RM], buscou-se representar o efeito de amortecimento provocado no escoamento pela presença da ilha com o aumento da rugosidade.

Para o cenário 1[RV] a rugosidade nesse trecho foi de 0,09 e para o cenário 1[RM] foi de 0,06. A Figura 6.20 indica que houve uma variação percentual das vazões atingidas com um decréscimo máximo de 33%, em torno de 1200 m<sup>3</sup>/s, e uma variação média de 14%, em torno de 350 m<sup>3</sup>/s. As variações dos tempos de chegada da profundidade e da vazão máxima são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 6.21 e 6.22. Percebe-se por esses gráficos que houve um aumento máximo dos tempos de chegada na ordem de 20%, mais de 2 horas, para as regiões mais a jusante da barragem. O aumento médio dos tempos de chegada ficou em 9%, em torno de 30 minutos. Essa diferença média não é tão relevante para a mudança do planejamento de ações de alerta à população localizada a jusante de Rio de Pedras.

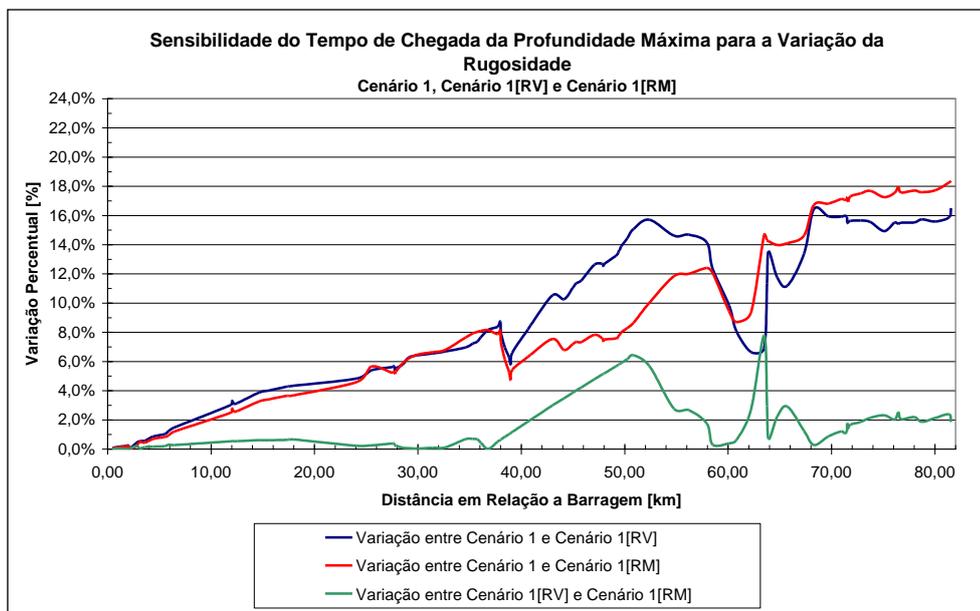
Em uma última análise, foram comparadas as variações obtidas entre os cenários 1[RV] e 1[RM]. Essa análise indicou que, para os parâmetros analisados, houve uma variação máxima de 33% entre as simulações com a rugosidade estimada por trechos e com o uso de uma rugosidade média para toda a área. A variação média para essa comparação ficou em torno de 6%, o que para a profundidade máxima indica a diferença de 0,9 metro entre um cenário e outro.



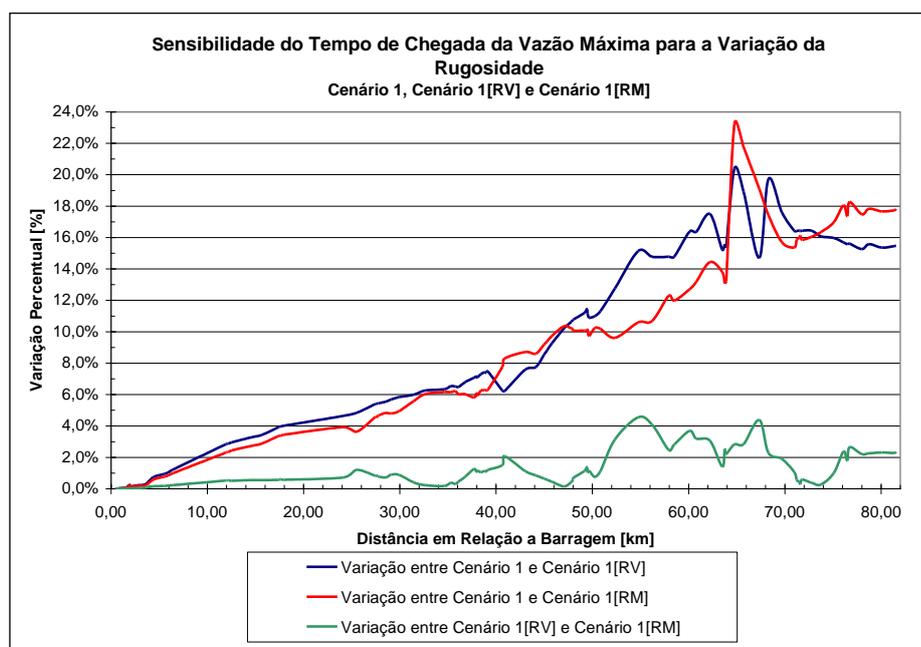
**Figura 6.19** – Sensibilidade da profundidade máxima para a variação da rugosidade



**Figura 6.20** – Sensibilidade da vazão máxima para a variação da rugosidade



**Figura 6.21** – Sensibilidade do tempo de chegada da profundidade máxima para a variação da rugosidade



**Figura 6.22** – Sensibilidade do tempo de chegada da vazão máxima para a variação da rugosidade

#### 6.1.5.2 Número de seções transversais

Foram realizadas simulações com variação do número de seções transversais utilizadas para descrever o vale a jusante da barragem de Rio de Pedras, ao longo do curso d'água principal. A partir do cenário 1, simulado no item 6.1.4, foram utilizados os seguintes critérios para a retirada de seções levantadas no rio das Velhas: seções com pequena variação de forma e de declividade; seções em áreas rurais; e seções que apresentavam um espaçamento menor que 500 metros para a próxima seção. A análise da influência do número de seções transversais na resposta da onda de ruptura torna-se importante pois o custo do levantamento topográfico de uma seção transversal, para o presente estudo, ficou em torno de R\$ 500,00 (CEMIG/JMURILO TOPOGRAFIA, 2004). Portanto, a redução do número de seções que são utilizadas para descrever uma determinada área pode ser bastante significativa, dependendo da extensão do curso d'água principal considerado para o estudo.

Foram realizadas três simulações com redução do número de seções: cenário 1[55], com 55 seções, cenário 1[50], com 50 seções e cenário 1[40], com 40 seções. Cabe lembrar que foram utilizadas 88 seções para a simulação do cenário 1. A Figura 6.23 apresenta as seções transversais utilizadas para cada um dos 3 cenários simulados. O Anexo 10 apresenta os resultados completos para os cenários 1[55], 1 [50] e 1[40].

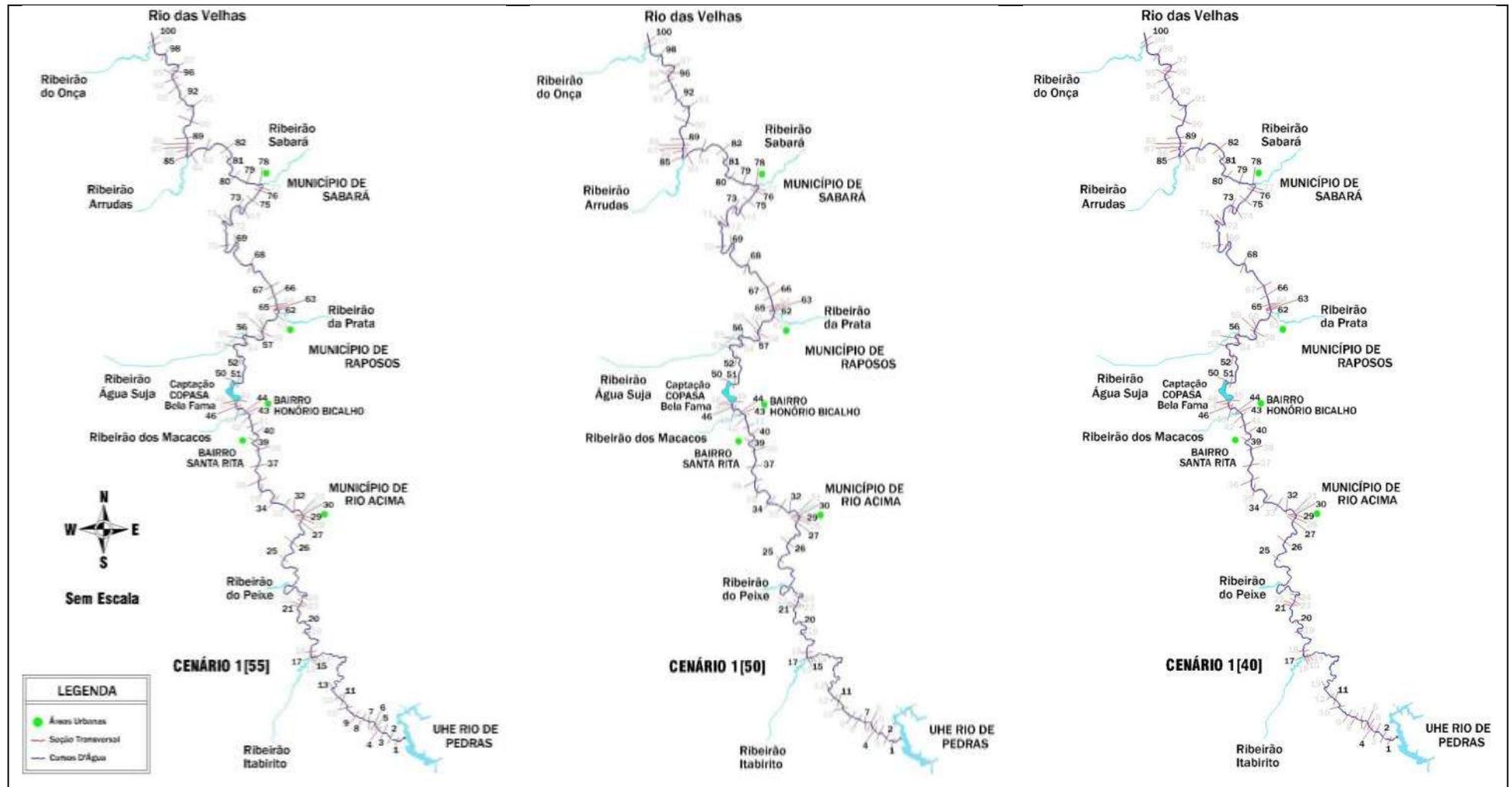


Figura 6.23 – Cenários utilizados para avaliação da influência do número de seções na resposta da onda de ruptura

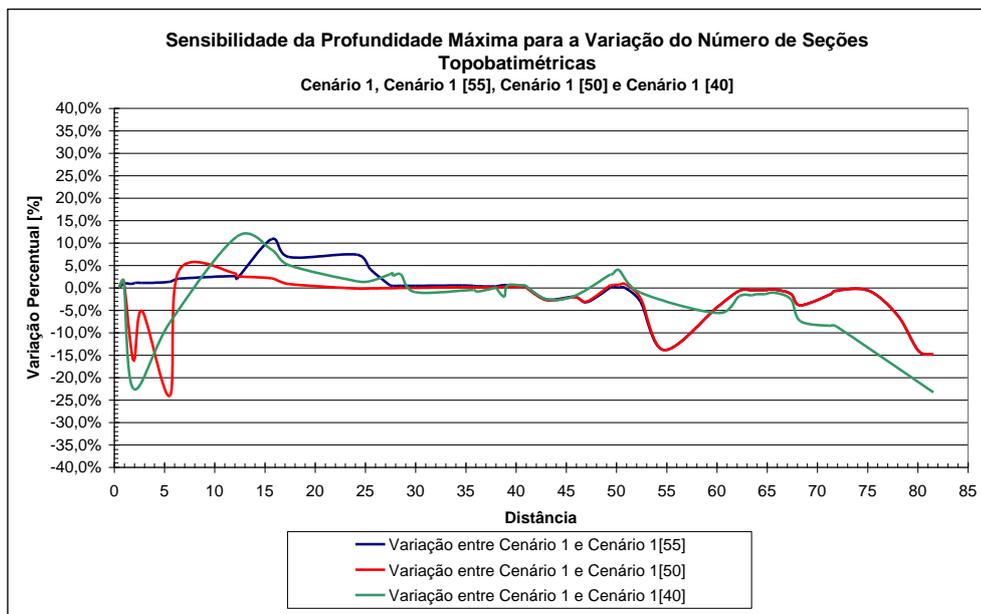
As Figuras 6.24 a 6.27 mostram gráficos comparativos de variação percentual entre os resultados obtidos para o cenário 1 e para os cenários 1[55], 1 [50] e 1[40].

Pela Figura 6.24 percebe-se que houve um amortecimento das profundidades máximas atingidas nos primeiros 6 quilômetros a jusante da barragem para os cenários 1[50] e 1[40], com uma variação máxima de 24%, em torno de 4 metros. Esse comportamento não foi observado no cenário 1[55], pois para essa simulação foram preservadas todas as seções originais nesse mesmo trecho. Ao se considerar toda a área de estudo, a variação média das profundidades foi de 8%, em torno de 1,20 metro, para os cenários 1[50] e 1[40], e de 5%, em torno de 0,80 metro, para o cenário 1[55]. Da mesma maneira, a Figura 6.25 indica que houve uma variação preponderante nos valores de vazões máximas nos primeiros 6 quilômetros a jusante da barragem, com uma variação máxima de 68%, em torno de 5000 m<sup>3</sup>/s, para os cenários 1[50] e 1[40]. Para o cenário 1[55], essa variação cai para 8%, em torno de 180 m<sup>3</sup>/s. No restante da área de estudo houve uma pequena sensibilidade da variação da vazão, com uma média de 4%, em torno de 95 m<sup>3</sup>/s.

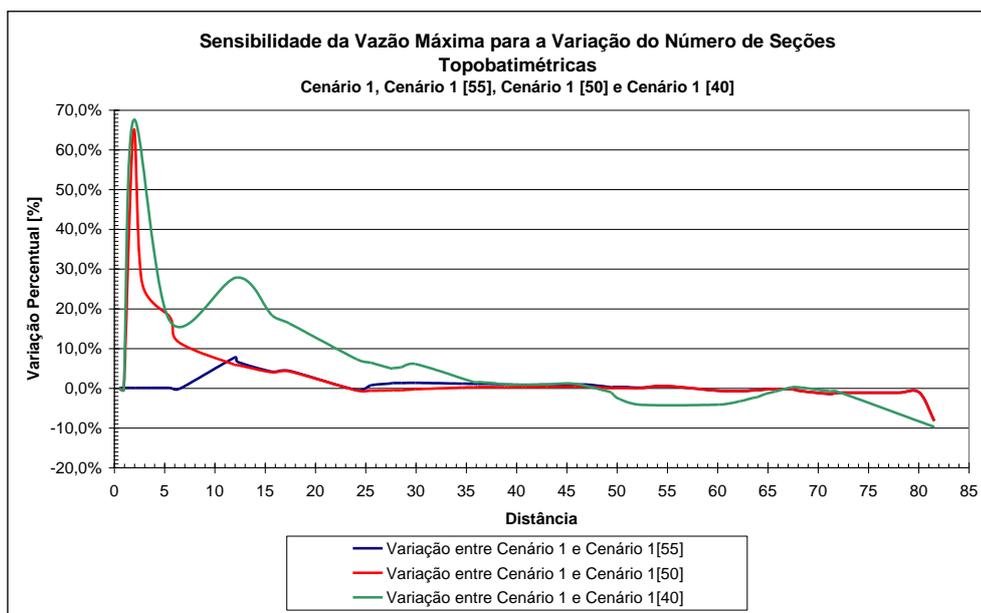
Esse comportamento, logo a jusante de Rio de Pedras, tanto para as profundidades quanto para as vazões máximas atingidas, mostra a importância da discretização com maior riqueza de detalhes do vale nos primeiros quilômetros a jusante da barragem, para minimizar os efeitos de distorção causados nos resultados apresentados.

A variação dos tempos de chegada da profundidade e da vazão máxima são apresentados nas Figuras 6.26 e 6.27. Percebe-se, por esses gráficos, que houve uma pequena sensibilidade dos tempos de chegada da profundidade e da vazão. A variação máxima foi da ordem de 5%, em torno de 40 minutos, para as regiões mais a jusante da barragem, sendo que a variação média foi de 2%, em torno de 20 minutos. Como constatado no item anterior para a variação da rugosidade, essa diferença média não é relevante para a mudança do planejamento de ações de alerta à população localizada a jusante de Rio de Pedras.

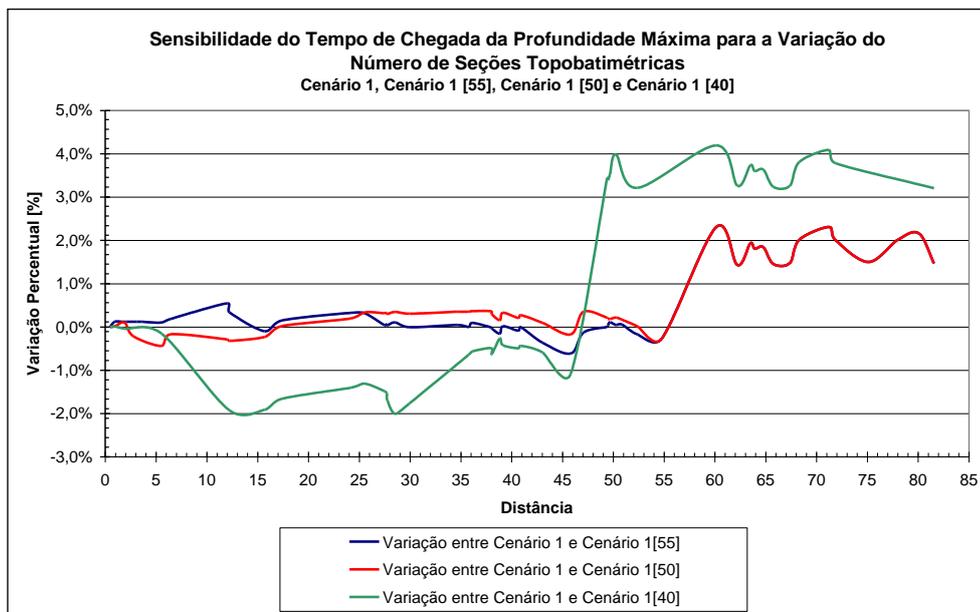
Pelos resultados apresentados conclui-se que poder-se-ia utilizar uma simulação com 55 seções transversais, cenário 1[55], para realizar a propagação da onda de ruptura ao longo do vale a jusante de Rio de Pedras, sem haver uma mudança significativa nos resultados quando comparados aos obtidos pelo cenário 1, com 88 seções transversais. Isso significa uma redução de mais de R\$ 15.000,00 nos gastos com o levantamento topográfico.



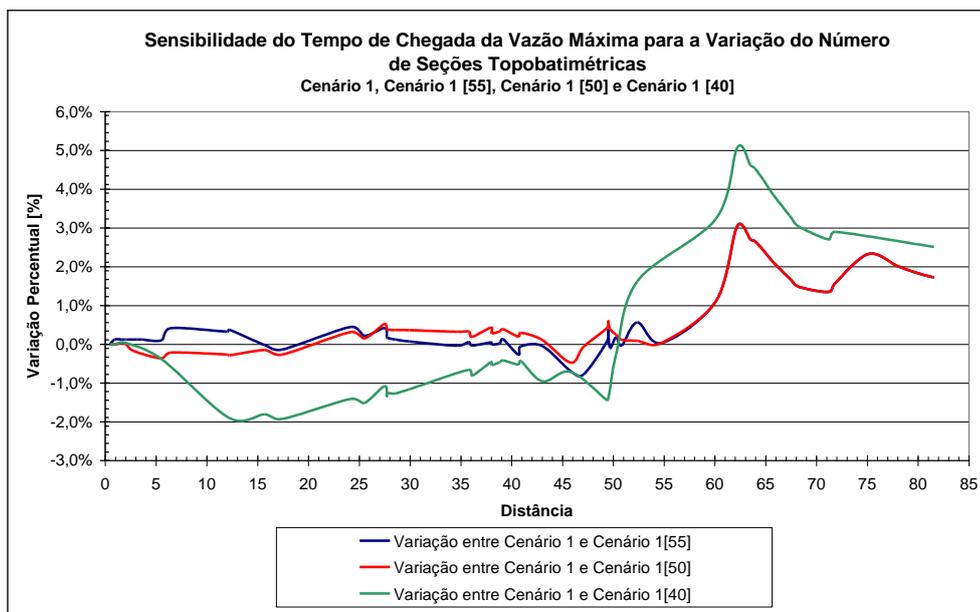
**Figura 6.24** – Sensibilidade da profundidade máxima para a variação do número de seções transversais



**Figura 6.25** – Sensibilidade da vazão máxima para a variação do número de seções transversais



**Figura 6.26** – Sensibilidade do tempo de chegada da profundidade máxima para a variação do número de seções transversais



**Figura 6.27** – Sensibilidade do tempo de chegada da vazão máxima para a variação do número de seções transversais

## 6.2 Aplicação do modelo bidimensional FESWMS

Para a análise da modelagem bidimensional, o software FESWMS foi aplicado à área urbana de Rio Acima. Várias tentativas de implementação desse software, para a propagação da onda de cheia considerando o escoamento em formulação não permanente, foram testadas, sem, entretanto, apresentarem uma resposta adequada, seja pela falta de memória computacional para realizar a simulação, seja pela perda de estabilidade numérica.

Realizou-se então a modelagem da onda de cheia considerando o escoamento em formulação permanente. Para isso as condições de contorno foram obtidas a partir da análise prévia feita pelo software FLDWAV. Para a condição de contorno de montante, dadas pelas características do escoamento entre a seção SB-26 e SB-27, escolheu-se a vazão de pico do hidrograma calculado pelo modelo unidimensional. Para a condição de contorno de jusante, foi utilizada a cota máxima atingida na seção SB-32. A condição inicial, admitida para a primeira simulação corresponde a um valor unitário de vazão. Para as simulações subsequentes, as condições iniciais foram assumidas como sendo a resposta das simulações anteriores. De fato, esse procedimento de uma simulação servir de condição inicial para a simulação posterior é que faz com que o modelo numérico FESWMS convirja. Considerou-se que o sistema modelado convergiu quando a diferença entre as cotas alcançadas entre duas simulações era menor que 0,05 m.

O trecho simulado é apresentado esquematicamente na Figura 6.28. O comprimento do rio das Velhas entre as seções SB-26 e SB-32 é de 1,76 km. Para as simulações realizadas pelo modelo FESWMS foram utilizadas as condições de contorno dos cenários 1 e 4, a partir dos resultados apresentados para o modelo unidimensional. A Tabela 6.14 apresenta os valores de vazão e cota adotados como condições de contorno para os cenários 1 e 4.

**Tabela 6.14** – Condições de contorno adotadas para os cenários 1 e 4 em formulação bidimensional

	Condição de Contorno	
	Montante – Vazão [m <sup>3</sup> /s]	Jusante – Cota [m]
<b>Cenário 1 [Bi]</b>	2650	739,54
<b>Cenário 4 [Bi]</b>	1428	738,02

A Figura 6.29 apresenta a malha de elementos finitos construída com o software SMS. Essa malha possui 9224 elementos (quadriláteros e triângulos) e 30221 nós. Para o canal principal foram utilizados quadriláteros com lados de 5 metros e para as planícies de inundação os

elementos têm lados de 10 metros.

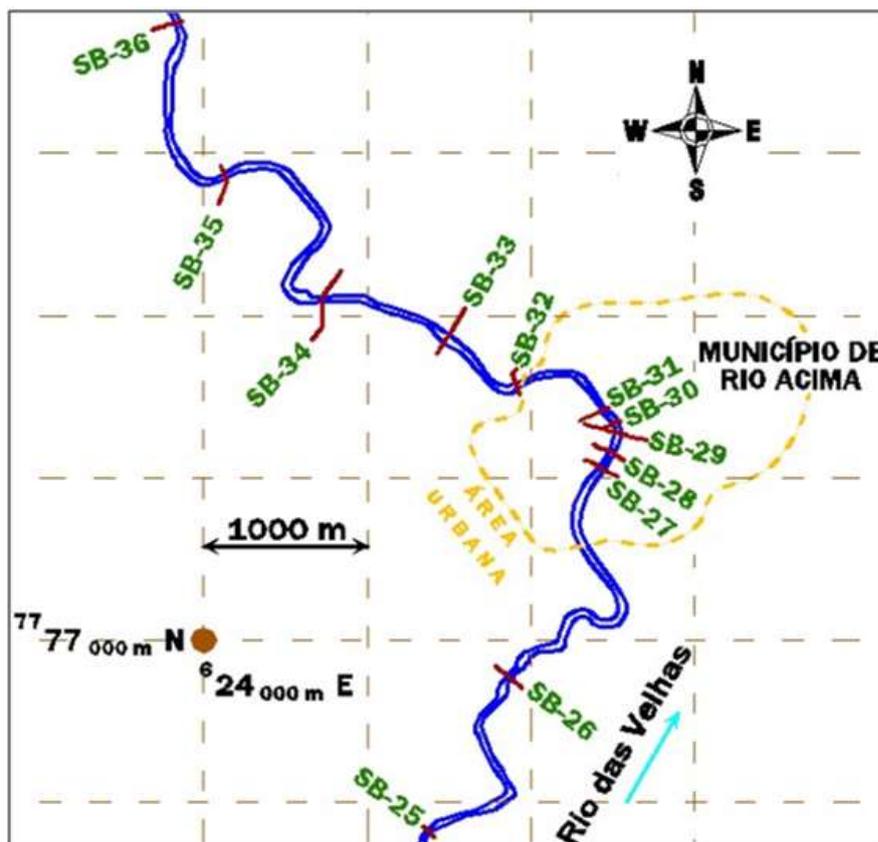


Figura 6.28 – Área urbana de Rio Acima utilizada para a modelagem bidimensional

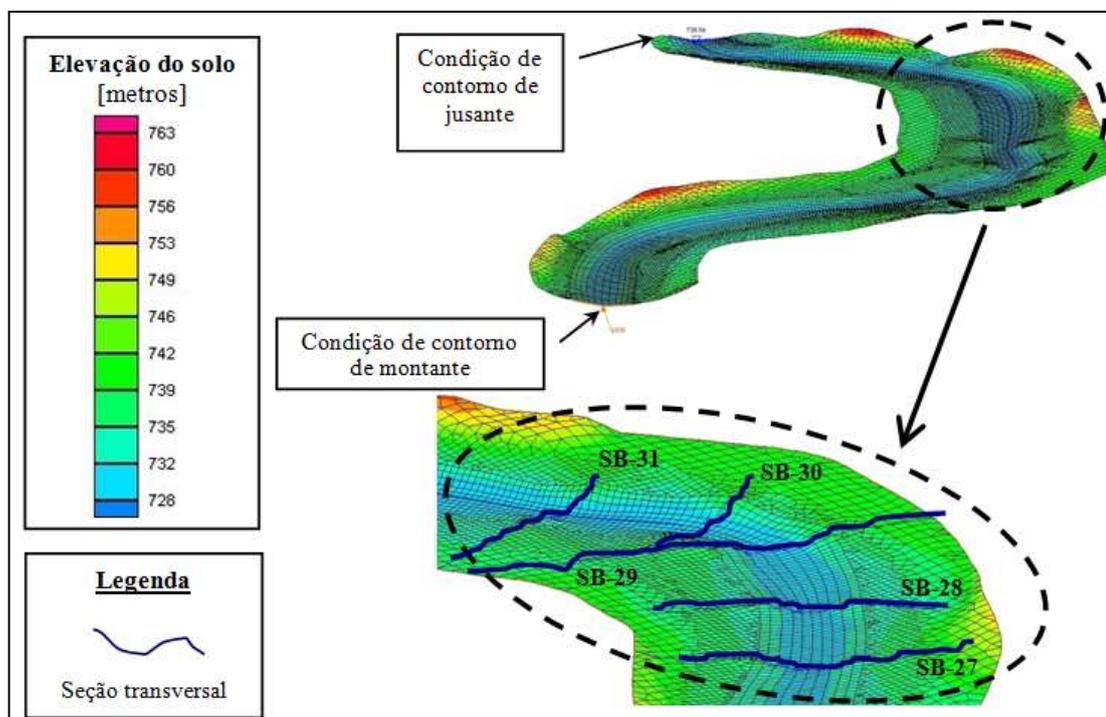


Figura 6.29 – Malha de elementos finitos construída com o modelo SMS para a modelagem bidimensional do escoamento na área urbana de Rio Acima

A Tabela 6.15 e a Figura 6.30 apresentam as cotas máximas atingidas na área urbana de Rio Acima, para a modelagem unidimensional e bidimensional dos cenários 1 e 4. A Tabela 6.16 apresenta uma comparação entre as cotas máximas atingidas para o cenário 4, com as marcas de cheia levantadas do evento de inundação de janeiro de 1997.

Para o cenário 1 a variação máxima da profundidade entre as simulações uni e bidimensional foi de 0,57 m, com uma variação média de 0,37 m. O cenário 4 apresentou resultados semelhantes, com uma variação máxima de 0,58 m e uma média de 0,43 m. Ao se analisar a Tabela 6.16 percebe-se que os resultados encontrados para o cenário 4 bidimensional foram mais próximos das marcas de cheia de janeiro de 1997, com uma diferença máxima de 0,70 m (SB-29). Para o cenário 4 unidimensional essa diferença máxima foi de 1,12 m (SB-29). Cabe ressaltar que a seção SB-29 foi levantada logo a jusante de uma ponte, que não foi considerada em nenhuma simulação. Essa estrutura provavelmente realizou um papel de controle hidráulico localizado, diminuindo os níveis de cota máxima atingida pela cheia de janeiro de 1997.

A Figura 6.31 apresenta o mapa de inundação, para o cenário 1 uni e bidimensional, indicando a área urbana de Rio Acima. Percebe-se, por esse mapa, que a área afetada para o cenário 1 bidimensional, entre as seções SB-27 e SB-32, foi 10% menor do que a área inundada para o cenário 1 unidimensional.

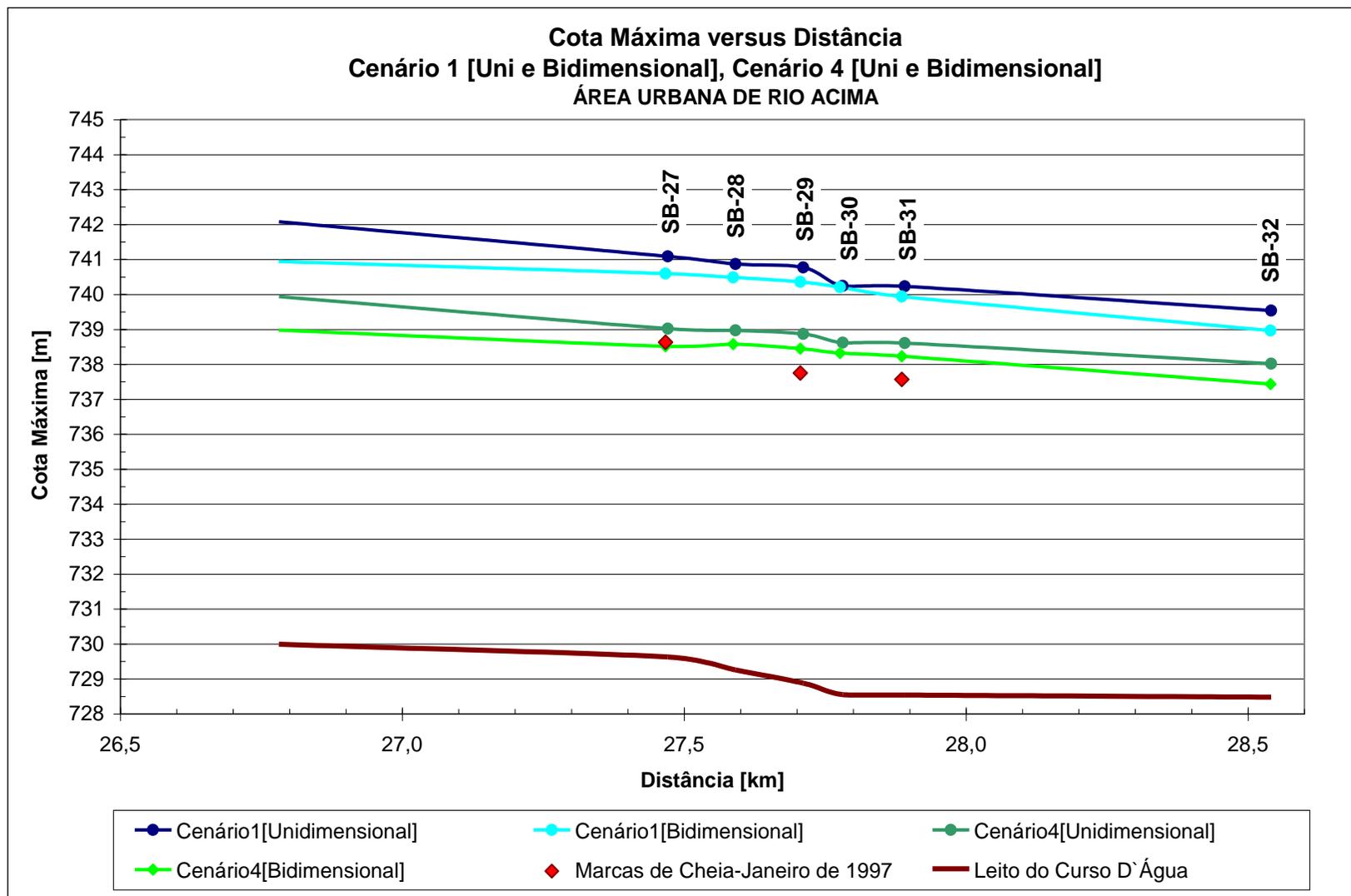
**Tabela 6.15** – Cotas máximas atingidas na área urbana de Rio Acima para os cenários 1 e 4 utilizando modelagens uni e bidimensional do escoamento

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Cenário 1 [Uni]	Cenário 1 [Bi]	Variação percentual entre cenário 1 uni e bidimensional	
			Cota máxima [m]	Cota máxima [m]	Variação da profundidade máxima	
					[m]	[%]
SB-27	27,47	729,63	741,09	740,59	0,50	-4,3%
SB-28	27,59	729,26	740,87	740,49	0,38	-3,3%
SB-29	27,71	728,88	740,77	740,36	0,41	-3,4%
SB-30	27,78	728,55	740,24	740,21	0,03	-0,3%
SB-31	27,89	728,54	740,23	739,94	0,29	-2,5%
SB-32	28,54	728,48	739,54	738,97	0,57	-5,2%
				<b>Máxima</b>	<b>0,57</b>	
				<b>Média</b>	<b>0,37</b>	

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Cenário 4 [Uni]	Cenário 4 [Bi]	Variação percentual entre cenário 4 uni e bidimensional	
			Cota máxima [m]	Cota máxima [m]	Variação da profundidade máxima	
					[m]	[%]
SB-27	27,47	729,63	739,02	738,52	0,50	-5,4%
SB-28	27,59	729,26	738,97	738,58	0,39	-4,0%
SB-29	27,71	728,88	738,87	738,45	0,42	-4,2%
SB-30	27,78	728,55	738,62	738,32	0,30	-2,9%
SB-31	27,89	728,54	738,61	738,23	0,38	-3,8%
SB-32	28,54	728,48	738,02	737,44	0,58	-6,1%
				<b>Máxima</b>	<b>0,58</b>	
				<b>Média</b>	<b>0,43</b>	

**Tabela 6.16** – Comparação entre as marcas de cheia do evento natural de janeiro de 1997 com as cotas máximas atingidas para o cenário 4 utilizando modelagens uni e bidimensional do escoamento

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Cenário 4 [Uni]	Cenário 4 [Bi]	Marcas de cheia	Variação da profundidade máxima em relação as marcas de cheia	
			Cota máxima [m]	Cota máxima [m]	Cota máxima [m]	Cenário 4[Uni] [m]	Cenário 4[Bi] [m]
SB-27	27,47	729,63	739,02	738,52	738,63	0,39	-0,11
SB-29	27,71	728,88	738,87	738,45	737,75	1,12	0,70
SB-31	27,89	728,54	738,61	738,23	737,57	1,04	0,66



**Figura 6.30** – Cotas máximas atingidas na área urbana de Rio Acima utilizando modelagens uni e bidimensional do escoamento

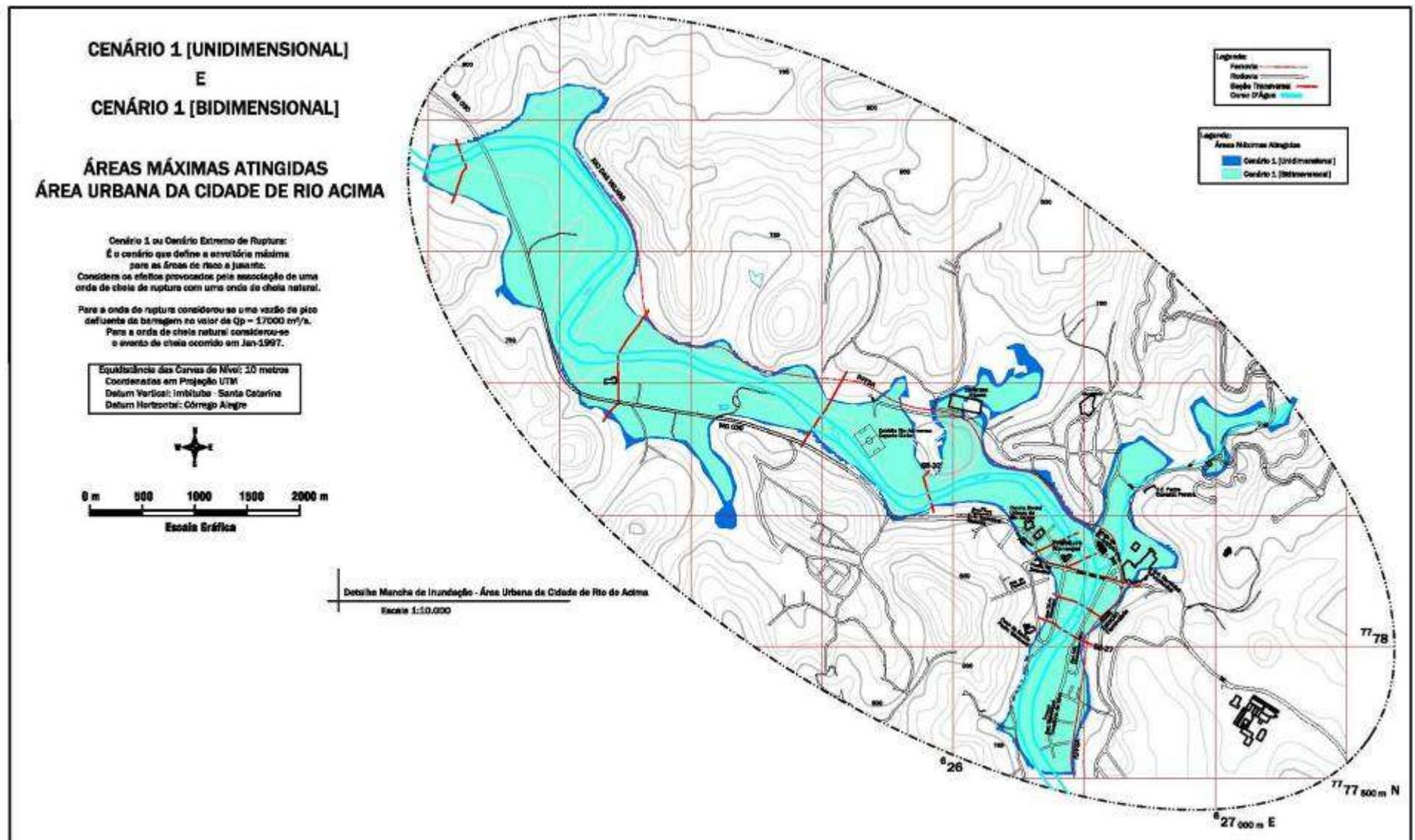


Figura 6.31 – Mapa de inundação mostrando a cidade de Rio Acima para o cenário 1 utilizando modelagens uni e bidimensional

## 7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Em um estudo de ruptura hipotética existem várias incertezas envolvendo a determinação da vazão de pico e do hidrograma defluente devido à simulação do colapso da estrutura de uma barragem. Neste trabalho apresentou-se uma análise para inferir a influência dessas duas variáveis nas respostas dos hidrogramas das seções localizadas ao longo do curso d'água. Por essa análise percebeu-se que, independente do valor de vazão de pico adotado na primeira seção a jusante da barragem de Rio de Pedras (seção SB-01), ao final dos primeiros 12 km de curso d'água, próximo à confluência com o ribeirão Itabirito, a vazão de pico é da ordem de 2000 m<sup>3</sup>/s. Isso indica que esse primeiro trecho possui uma capacidade de armazenamento que proporciona um decaimento drástico das vazões máximas atingidas, servindo, sob o ponto de vista de danos sociais, como uma proteção para as populações existentes a jusante de Rio de Pedras. Entretanto, no que diz respeito aos danos potenciais causados ao meio ambiente, é nesse trecho de 12 km que ocorre a maior desestabilização do curso d'água, podendo levar a uma forte mudança da morfologia do rio das Velhas e ao transporte de sedimentos associado à onda de ruptura gerada.

Da mesma maneira, notou-se que a escolha de qualquer um dos hidrogramas de ruptura, triangular ou parabólico, não altera significativamente a propagação da onda de cheia. Entretanto, o hidrograma parabólico se mostrou mais estável numericamente e apresentou tempos de esvaziamento do reservatório mais realistas. Outro ponto importante foi a consideração de um tempo de subida do hidrograma diferente de zero. A adoção de tempos de pico igual a 6 minutos fez com que a simulação ficasse menos instável, permitindo que o modelo numérico interpretasse corretamente o hidrograma de entrada e, conseqüentemente, a vazão de pico a ser propagada.

Considera-se importante a análise, mesmo que simplificada, do modo de ruptura mais provável associado ao barramento. Fica claro que, para a barragem de Rio de Pedras, uma ruptura total da estrutura não é a hipótese com maior chance de ocorrência, devido à configuração do barramento, que conta com 17 arcos múltiplos apoiados em contrafortes. Essa análise do modo de ruptura possibilita uma caracterização menos hipotética da vazão máxima defluente e da capacidade de esvaziamento do reservatório, que para vazões de pico muito elevadas acabam apresentando tempos de esvaziamento muito reduzidos.

Na análise da defluência máxima devido à falha do barramento trabalhou-se com equações teóricas e empíricas para a definição da vazão de pico. Essa é uma análise simplificada e, em

alguns casos, dependendo do grau de importância do empreendimento, é recomendável uma análise da onda de cheia negativa que é formada dentro do reservatório durante o processo de ruptura, a partir de uma modelagem considerando esse evento como um processo dinâmico. Isso quer dizer que, durante o processo de formação da brecha, o volume do reservatório vai diminuindo progressivamente até que a brecha esteja completamente formada. Essa análise mais completa influi na vazão máxima defluente da barragem, fazendo com que a defluência máxima seja menor do que aquela calculada pelas equações simplificadas. Para uma barragem de concreto esse efeito é pequeno, pois o tempo considerado para a ruptura, em geral, é da ordem de alguns minutos.

Com as incertezas na definição de um único valor de vazão de pico devido à falha da barragem e para que fosse possível avaliar os efeitos somente da onda de ruptura e de uma cheia natural de grande magnitude, optou-se por trabalhar com quatro cenários que caracterizassem essas variações. Para todos os cenários a modelagem da onda de cheia foi executada com a utilização de uma abordagem unidimensional por meio do modelo numérico FLDWAV. Esse modelo se mostrou estável para as simulações executadas, considerando o escoamento em formulação não-permanente, num trecho de 82 km de curso d'água, com a presença de oito afluentes e a utilização de 107 seções transversais (88 seções no rio das velhas e 19 nos tributários). Deve-se ressaltar que, após a entrada completa dos dados e de se estabelecer uma relação adequada dos incrementos espaciais e temporais para o modelo, foi possível utilizar o software FLDWAV com certa facilidade. Entretanto, para sistemas com grande nível de informação, como foi o caso deste estudo, as simulações realizadas requisitam uma capacidade computacional elevada, o que, dependendo do equipamento utilizado, leva intervalos de várias horas.

Para os cenários que consideraram a onda de ruptura associada à onda de cheia natural do evento de janeiro de 1997 (cenários 1 e 2), percebeu-se que a onda gerada pela falha da barragem interfere preponderantemente não nos valores de vazões e cotas máximas atingidas, mas sim nos tempos de chegada das mesmas nas diferentes seções ao longo do rio das Velhas. Ressalta-se que, para efeitos práticos, essa diferença de tempos de chegada (diferença máxima em torno de 10 minutos) não altera planos de contingência que possam ser elaborados para a área de estudo. Por exemplo, para a cidade de Rio Acima, que fica a 27 km da UHE Rio de Pedras, o tempo de chegada da vazão máxima fica em torno de duas horas e meia para o cenário 1 e duas horas e quarenta minutos para o cenário 2. Ainda para essa área urbana, que é a primeira a jusante da barragem, é relevante o efeito adicional de danos causados pela onda

de ruptura. Ao se comparar o cenário 1 com o cenário 4, a diferença de cotas máximas atingidas fica em torno de 2 m; sendo que o cenário 1 inunda nessa região uma área 31% maior que o cenário 4.

Não se pode esquecer também da influência dos tributários do rio das Velhas nos danos causados por um evento extremo de inundação. No caso de uma falha da estrutura de Rio de Pedras devido à ocorrência de um evento de chuva de grande magnitude (cenários 1 e 2), são os afluentes presentes na área de estudo que exercem uma influência maior nos valores das vazões e cotas máximas atingidas. Isso se deve ao fato do reduzido volume máximo ( $6 \text{ hm}^3$ ) do reservatório da barragem e da distância relativamente longa entre a barragem e as primeiras áreas de ocupação urbana existentes no vale a jusante. Logo, para áreas a jusante da cidade de Rio Acima, o efeito adicional de danos causados por uma possível onda de ruptura não é relevante quando comparado com os efeitos gerados pelos hidrogramas dos tributários e pelas áreas de contribuição ao longo do rio das Velhas. Esse fato é evidenciado ao se analisar as áreas drenadas nas diferentes concentrações urbanas existentes a jusante de Rio de Pedras. O reservatório de Rio de Pedras controla uma área de  $542 \text{ km}^2$ , enquanto que na entrada da cidade de Rio Acima a área drenada pelo rio das Velhas é da ordem de  $1500 \text{ km}^2$  e para a cidade de Raposos, que fica a cerca de 50 km a jusante de Rio de Pedras, é da ordem de  $1900 \text{ km}^2$ . Em Raposos a diferença de cotas máximas atingidas, entre os cenários 1 e 4, é de 60 centímetros.

Realizou-se, ainda, uma análise de sensibilidade da influência da rugosidade e do número de seções transversais na variação da propagação da onda de ruptura. Utilizou-se para essas duas análises o cenário 1 como referência. Para a variação da rugosidade foram realizadas duas simulações: uma com coeficientes de rugosidade, do canal e para cada uma das planícies, variando por trechos, e outra com um único coeficiente de rugosidade médio para o canal e para cada uma das planícies. Para essas simulações constatou-se que a influência da rugosidade é mais importante para as cotas e para os tempos de chegada do que para as vazões máximas. Ao se comparar os dois cenários (com os novos valores de rugosidade) e o cenário 1, constatou-se que as cotas máximas tiveram um aumento máximo em torno de 2 metros e os tempos de chegada, para os trechos mais a jusante, aumentaram em mais de 2 horas.

Entretanto, ao se comparar os cenários com os novos valores de rugosidade, observou-se que a variação média ficou em torno de 6% entre estimar a rugosidade por trechos e utilizar uma rugosidade única para toda a área. Isso indica que, para uma análise de cheias extremas, como

é o caso da propagação de uma onda de ruptura, os efeitos de atrito do canal e das planícies podem ser descritos por um único valor de rugosidade para cada um deles, sem que haja perdas relevantes de precisão. Uma atenção especial deve ser dada à presença de singularidades relevantes para o escoamento, como é o caso de ilhas ou pontes. Para esses casos recomenda-se, quando não é realizado nenhum outro tratamento hidráulico para a simulação desses elementos, realizar um aumento da rugosidade do canal naquele trecho para tentar avaliar o efeito de amortecimento causado no escoamento. O problema que se constata na adoção dessa solução é o caráter subjetivo da escolha do valor de rugosidade.

Para avaliação da influência do número de seções transversais utilizadas para descrever o vale a jusante da barragem de Rio de Pedras, foram realizadas três simulações: a primeira com 55 seções, a segunda com 50 e a terceira com 40. O principal resultado constatado refere-se à importância da descrição do vale nos primeiros 6 quilômetros a jusante da barragem. Para as simulações com um número menor de seções, as variações da vazão e da cota máxima foram relevantes quando comparadas com o cenário de referência. Percebeu-se que a retirada de seções apresentou uma influência pequena (menor que 5%) para os tempos de chegada das vazões e das cotas máximas.

A análise do número de seções transversais que serão utilizadas na propagação da onda de ruptura torna-se importante por ser um dos dados de entrada que podem onerar um estudo desse tipo, com gastos financeiros elevados, dependendo do trecho de curso d'água que será simulado. Para o levantamento de campo de seções transversais fica claro que devem ser privilegiadas as áreas próximas à barragem e às regiões urbanas, sendo que menos detalhes devem ser descritos para as áreas rurais mais distantes. Para uma melhor caracterização da influência da quantidade de seções utilizadas em um estudo de propagação de ondas de cheia, recomenda-se que uma análise mais criteriosa seja feita, utilizando parâmetros hidráulicos, para verificar o número mínimo de seções transversais e suas localizações, que permitiriam descrever adequadamente a área estudada.

Para a análise bidimensional da propagação da onda de ruptura o modelo numérico FESWMS foi utilizado. Procurou-se no início do estudo utilizar mais amplamente esse software, o que, entretanto, se mostrou inviável pela quantidade de dados que devem ser gerados para a construção da malha de elementos finitos. Constatou-se ao longo da pesquisa que a utilização do modelo FEWSMS ainda é restrita para pequenas áreas, sendo que o trecho de curso d'água simulado não passa de alguns poucos quilômetros. Isso se deve a capacidade de memória

computacional solicitada para as simulações com um grande número de elementos. Para o presente estudo a malha construída para a cidade de Rio Acima tem mais de 9000 elementos, o que requereu um processamento de várias horas para cada simulação. Outra característica que não pode ser explorada foi a propagação bidimensional da onda de ruptura considerando o escoamento em formulação não permanente; várias tentativas foram realizadas, sem que houvesse êxito na modelagem. Assim, optou-se por propagar o pico da vazão, proveniente da simulação realizada com o modelo FLDWAV, considerando o escoamento permanente na área urbana de Rio Acima.

Com os valores de vazão de pico retirados para os cenários 1 e 4 unidimensionais, foram feitas as simulações bidimensionais, realizando uma comparação a partir da análise das cotas máximas atingidas nas seções transversais presentes em Rio Acima. Constatou-se que as cotas máximas fornecidas pelo modelo bidimensional foram sistematicamente menores que as encontradas pelo modelo unidimensional. Ao se comparar as cotas máximas do cenário 4, unidimensional e bidimensional, com as marcas de cheia de janeiro de 1997, o modelo FESWMS apresentou cotas mais próximas dessas marcas, com uma diferença máxima de 0,70 metro. Entretanto, verifica-se que esse ganho na modelagem hidráulica não pode ser associado unicamente à modelagem bidimensional, pois não se sabe avaliar com exatidão a influência dos erros provenientes da modelagem hidrológica na resposta da onda de cheia.

Devido aos diversos problemas enfrentados para utilizar o modelo FESWMS, recomenda-se que uma análise mais detalhada do software seja realizada. Uma análise mais realista seria comparar a modelagem unidimensional com a bidimensional considerando o escoamento em formulação não permanente. Este procedimento deve demandar mais conhecimentos do modelo numérico e uma utilização de dados de entrada que apresentem uma descrição mais detalhada da área estudada.

Por fim, conclui-se também que a associação dos resultados numéricos das simulações realizadas com a cartografia da área de estudo propicia uma ferramenta de análise para a delimitação das regiões afetadas e também fornece subsídios para o zoneamento de áreas de risco e planos de emergência e evacuação. Ressalta-se, porém, a dificuldade de se obter base cartográfica que conte com mapas em escala maiores que 1:25.000. Em uma situação ideal, indica-se para áreas urbanas o uso de mapas na escala de 1:10.000, com curvas de nível de metro em metro. No estado de Minas Gerais, por exemplo, a cartografia disponível encontra-se na escala de 1:50.000 na região sul do estado e 1:100.000 para as demais áreas.

## REFERÊNCIAS

- ALDRIDGE, B. N. e GARRETT, J.M. Roughness coefficients for stream channels in Arizona. U.S. Geological Survey. Open-File Report, 1973, 87 p.
- ALMEIDA, A. B. Riscos a jusante e legislação. In: MARTINS, R., VISEU, T. e RAMOS, F. (Coordenadores). Legislação sobre segurança de barragens. Projeto NATO. Lisboa: LNEC, 1999, pp. 107-124.
- ALMEIDA, A. B., RAMOS, C. M., SANTOS, M. A. e VISEU, T. Dam break flood risk: management in Portugal. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2003, 265 p.
- BARFIELD, B.J., WARNER, R.C. e HAAN, C. T. Applied hydrology and sedimentology for disturbed areas. Oklahoma Technical Press. 1981. 104-108 p.
- BARNES, H. H. Roughness characteristics of natural channels. U.S. Geological Survey Water-Supply Department. Paper nº 1849, 1967, 213 p.
- BENOIST, G. Les etudes d'ondes de submersion des grands barrages d' EDF. La Houille Blanche. Nº 1, 43-54 p.
- BENSON, M.A. e DALRYMPLE, T. General field and office procedures for indirect discharge measurements. U.S. Geological Survey Techniques of Water-Resources Investigations. Book 3, 1967, 30 p.
- BERTACHINI, A. C. Tragédia e desastre em Minas Gerais. Boletim informativo da ABAS, nº 116, página 5, julho de 2001. Disponível em: <http://www.geotrack.com.br/pnov003.htm>. Acesso em: 15 de agosto de 2005.
- BRASIL. Congresso Nacional. Projeto de lei nº 1181 de julho de 2003. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB e cria o Conselho Nacional de Segurança de Barragens – CNSB e o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens – SNISB. Brasília, DF, julho 2003. Disponível em: <http://www.camara.gov.br>. Acesso em: 07 de julho de 2005.
- BUREAU OF RECLAMATION. US Department of the Interior: Guidelines for defining inundated areas downstream from bureau of reclamation dams. Denver, Colorado, Estados Unidos, 1982.
- BUREAU OF RECLAMATION. US Department of the Interior: Design of small dams. Denver, Colorado, Estados Unidos, 1987, 904 p.
- CASTRO, A. L. C. Glossário de defesa civil. Ministério do Planejamento e Orçamento, Brasília, 1999, 178 p. Disponível em: <http://www.defesacivil.gov.br/publicacoes/glossario.asp>. Acesso em: 06 de setembro de 2005.
- CBDB. Comitê Brasileiro de Barragens – Main brazilian dams: design, construction and performance. BCOLD Publications, Brasil, 1982, 637 p.
- CBDB. Comitê Brasileiro de Barragens – Núcleo Regional de São Paulo. Guia básico de segurança de barragens. 1999, 77p.
- CEMIG. Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Planejamento Energético. Rio de Pedras Hydroelectric Development – reservoir capacity curve – nº documento: BX-SK-2556, Rio, 1967.
- CEMIG. Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Planejamento Energético. PCH Rio de Pedras – instrução para controle de cheias – n.º documento: IO-GT/PH.01.008. setembro de 2004, 14 p.
- CEMIG/ESC. Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Planejamento

- Energético. Análise da cheia de Janeiro de 1997 na bacia do Rio das Velhas – relatório final. maio de 1998, 82 p.
- CEMIG/HICON. Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Planejamento Energético. Estudos de revisão das cheias de projeto dos órgãos extravasores das UHE's Xicão. Camargos. Rio de Pedras. Cajuru e Peti e análise do trânsito de cheias pelo reservatório da UHE Rio de Pedras. Setembro de 2000, 12 p.
- CEMIG/HDC. Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Planejamento Energético. Levantamento topobatimétrico e cálculo da curva cota-área-volume para o reservatório da UHE Rio de Pedras. Maio de 2005, 14 p.
- CEMIG/JMURILO TOPOGRAFIA. Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Planejamento Energético. Levantamento topobatimétrico Rio das Velhas. Trecho UHE Rio de Pedras-Ribeirão do Onça. Novembro de 2004, 264 p.
- CEMIG/POTAMOS. Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Planejamento Energético. Especificações para levantamentos topobatimétricos e cadastramento de marcas de cheias. Fevereiro de 1997a, 18 p.
- CEMIG/POTAMOS. Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Planejamento Energético. UHE Rio de Pedras – análise da cheia de janeiro de 1997 e revisão das curvas de descargas dos órgãos extravasores. julho de 1997b, 60 p.
- CEMIG/UFMG. Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Planejamento Energético. Contrato de pesquisa e desenvolvimento (P&D 100 Ciclo 2002/2003). Número MS/AS 4570006514, 2003.
- CEMIG/UFMG. Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Planejamento Energético. Relatório de visita técnica. Projeto CEMIG-UFMG de P&D 100 – Ciclo 2002/2003: desenvolvimento de metodologia para a propagação de ondas de cheia em cenários de operação extrema e de ruptura de barragens. Junho de 2004, 180 p.
- CHAUDRY, M. H. Open-channel flow. Prentice-Hall, 1993, 483 p.
- CHAUHAN, S. S., BOWLES, D. S., ANDERSON, L. R. Do current breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling. Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials. Phoenix, setembro de 2004, 15 p.
- CHOW, V. T. Open-channel hydraulics McGraw- Hill Book Co. Nova York, 1959, 680 p.
- COLLISCHONN, W., TUCCI, C. E. M. Análise de rompimento hipotético da barragem de Ernestina. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol. 2, nº 2, julho/dezembro de 1997, 191-206 p.
- COLLISCHONN, W. Análise do rompimento hipotético da barragem de Ernestina-RS. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997, 193 p.
- COSTA, J. C. E. Estimativa de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem e sua propagação. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1988, 70 p.
- CUNGE, J. A., HOLLY, F. M. e VERWEY, A. Practical aspects of computational river hydraulics. Boston, Pitman Edition. 1980, 419 p.
- DEPARTMENT OF ECOLOGY. Dam Safety Office. Guidelines for Developing Dam Emergency Action Plans – Dam safety guidelines. Part III: An owner's guidance manual.

Washington, 1992, 115 p.

DEPARTAMENT OF ECOLOGY. Dam Safety Office. Guidelines for Developing Dam Emergency Action Plans – Technical Note 1: Dam Break Inundation Analysis and Downstream Hazard Classification. Washington, 1995, 30 p.

DOE. Dambreak flood simulation program – DAMBRK UK. Department of the Environment. 1991.

DOOGE, J. Water and ethics: ethics of water-related disasters. UNESCO, Saint-Denis, Paris, 2004, 29 p.

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

FEAM. Fundação Estadual do Meio Ambiente. Avaliação do potencial de dano ambiental das barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatório de água em empreendimentos industriais e de mineração no estado de Minas Gerais. Belo Horizonte, maio de 2004, 24 p. Disponível em: <http://www.feam.br>. Acesso em: 03 de setembro de 2005.

FEMA. Federal guidelines for dam safety: hazard potential classification systems for dams. Federal Emergency Management Agency. Washington, outubro de 1998, 132 p.

FRAZÃO, S. S. Dam-break induced flows in complex topographies. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Université Catholique de Louvain. Louvain-la-Neuve. Bélgica, 2002, 239 p.

FREAD, D.L. Some limitations of dam-breach flood routing models, ASCE Fall Convention, St. Louis, MO. Outubro de 1981, 26-30p.

FREAD, D. L. e LEWIS, J. M. NWS FLDWAV Model: theoretical description and user documentation. National Weather Service – Office of Hydrology (NOAA), Silver Springs, Maryland. Outubro de 1998, 322 p.

FRENCH, R. H. Open-Channel Hydraulics. McGRAW-HILL International Editions, 1985, 739 p.

FROEHLICH, D. C. User's manual for FESWMS Flo2DH: two-dimensional depth-averaged flow sediment transport model. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Publication nº FHWA-RD-03-053. Virgínia, Estados Unidos, setembro de 2002, 203 p.

FUSARO, T. C. Metodologia de classificação de barragens baseada no risco. XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Salvador. CBDB, vol. II, outubro de 2003, 59-71p.

GOUTAL, N. The Malpasset dam failure – an overview and test case definition. 4th CADAM meeting. Zaragoza, Espanha, novembro de 1999, 8 p.

GRAHAM, W. Channel and valley changes resulting from dam failure. 2nd CADAM meeting. Munich, Alemanha, outubro de 1998, 6 p.

HAGEN, V. K. Re-Evaluation of Design Floods and Dam Safety. XIV Congresso de Grandes Barragens. Q.52. Rio de Janeiro, 1982, 475-491 p.

HEC. Hydrologic Modeling System – User's Manual (version 2.1.2). U. S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. Davis, Estados Unidos, maio 2003, 482 p.

HENDERSON, F. M. Open-channel flow. MacMillan Publisher. Nova York, 1966, 522 p.

HENDRON, A.J. e PATTON, F.D. The Vaiont slide, a geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface. US Army Corps of Engineers Technical Report GL-85-5. Estados Unidos, 1985, 47 p.

- HUAMANY, W. CREA culpa mineradora por queda de barragem. *Jornal O Globo*, Rio de Janeiro, 11 de agosto de 2001. Primeiro Caderno, p. 9.
- HUAMANY, W. Autoridades não se entendem. *Jornal O Globo*, Rio de Janeiro, 04 de abril de 2003. Primeiro Caderno, p. 10.
- IBGE. Censo Demográfico 2000 – Resultados do universo. Brasil, setembro de 2001. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br>. Acesso em: 10 de junho de 2005.
- ICOLD. Lessons from dam incidents. Paris, 1974, 1069 p.
- ICOLD. Dam failures statistical analysis. Bulletin 99. Paris, 1995, 63 p.
- ICOLD. Dam break flood analysis: review and recommendations. Bulletin 111. Paris, 1998, 301 p.
- IGAM. Instituto Mineiro de Gestão das Águas. Bacia do Rio São Francisco – SF5. Mapa físico. Escala 1:1.000.000. Minas Gerais, 2001.
- JARRETT, R. D. Determination of roughness coefficients for streams in Colorado. Department of Natural Resources. Colorado. 1985, 54 p.
- LEE, J. K. e FROEHLICH, D. C. Review of literature on the finite-element solution of the equations of two dimensional surface water flow in the horizontal plane. U. S. Geological Survey. Circular 1009. Denver, Estados Unidos, 1987, 61 p. Disponível em: <http://pubs.er.usgs.gov/pubs/cir/cir1009#viewdoc>. Acesso em: 20 de setembro de 2005.
- LOU, W. C. Mathematical Modeling of Earth Dam Breaches. Tese (Doutorado em Engenharia). Colorado State University. Fort Collins. Colorado, 1981.
- McCUEN, R. H. A guide to hydrological analysis using SCS methods. Prentice Hall, Englewood Cliffs, Estados Unidos, 1982, 145 p.
- MACDONALD, T.C., LANGRIDGE-MONOPOLIS. J. Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering*. vol. 110, nº 5. 1984, 567-586 p.
- MAIJALA, T. RESCDAM – Development of rescue actions based on dam-break flood analysis – Final Report. Finlândia, 2001, 48 p.
- MARY, M. Barrages-voûtes. Historique accidents et incidents. DUNOD Collection. Paris, 1968, 159 p.
- MASCARENHAS, F. C. B. Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1990, 291 p.
- MENESCAL, R. A., VIEIRA, V. P. P. B., OLIVEIRA, S. K. F. Terminologia para análise de risco e segurança de barragens. In: MENESCAL, R. A. (coord.) A segurança de barragens e a gestão de recursos hídricos. Ministério da Integração Nacional, Brasília, 2005a, p. 31-49.
- MENESCAL, R. A., MIRANDA, N. , PITOMBEIRA, S., PERINI, D. S. As barragens e as enchentes. In: MENESCAL, R. A. (coord.) A segurança de barragens e a gestão de recursos hídricos. Ministério da Integração Nacional, Brasília, 2005b, p. 289-299.
- MI. Ministério da Integração Nacional. Manual de segurança e inspeção de barragens. Brasília, julho de 2002, 138 p. Disponível em: <http://www.integracao.gov.br>. Acesso em: 08 de agosto de 2004.
- MI. Ministério da Integração Nacional. Manual de preenchimento da ficha de inspeção de barragens. Brasília, julho de 2004a, 87 p. Disponível em: <http://www.integracao.gov.br>. Acesso em: 03 de setembro de 2005.
- MI. Ministério da Integração Nacional. Manual de preenchimento da ficha de cadastro de

- barragens. Brasília, julho de 2004b, 34 p. Disponível em: <http://www.integracao.gov.br>. Acesso em: 03 de setembro de 2005.
- MONTE-MOR, R. C. de A. Mapeamento de áreas inundáveis associadas à ruptura de barragens – Estudo de caso: Barragem de Ninho da Águia – MG. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2004, 129 p.
- MORRIS, M. W., GALLAND, J. C. and BALABANIS, P. CADAM Aims and objectives. proceedings of the 1st CADAM meeting. Wallingford. Reino Unido, 1998, 3 p.
- MORRIS, M. W., GALLAND, J. C. Dambreak modelling – Guidelines and best practice. CADAM Project. Reino Unido, 2000, 32 p.
- NRM. Department of Natural Resources and Mines. Guidelines for failure impact assessment of water dams. Queensland, Austrália, 2002, 43p.
- OUTLAND, C. F. Man-made disaster: the story of St. Francis dam. Clark Co Publisher, Estados Unidos, 1977, 201 p.
- PAQUIER, A. Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage. Tese (Doutorado em Engenharia). Université Jean Monnet. Saint Etienne, França, 1995, 192 p.
- PEREIRA, P. N., SANTOS, R. P., FERREIRA, W. F. V., GUIMARÃES, R. D. S., MARTINS, J. R., JÚNIOR, F. M. F. e SANTOS, R. C. P. Modelação da propagação de cheias ocasionadas por rompimento de barragens na cadeia de geração do Rio Paranapanema. XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Comitê Brasileiro de Grandes Barragens. Salvador, outubro de 2003, 79-93 p.
- PINTO, E. J. A., ALVES, M. M. S. Regionalização de vazões das sub-bacias 40 e 41: regionalização de vazões máximas. Serviço Geológico do Brasil (CPRM) – Superintendência Regional de Belo Horizonte. Belo Horizonte, vol. 4, 2001, 125 p.
- PONCE, V. M. Engineering hydrology: principles and practices. Prentice-Hall. New Jersey, 1989, 640 p.
- PONCE, V. M., TAHER-SHAMSI, A. and SHETTY, A. V. Dam Breach Flood Wave Propagation Using Dimensionless Parameters. Journal of Hydraulic Engineering. vol. 129, nº 10. 2003, 777-782 p.
- RAMOS, C. M. e VISEU, T. Zoneamento territorial: critérios para aplicação dos modelos hidrodinâmicos. SEPREM, Madri, 1999, 16 p.
- SCHOKLITSCH, A. Ueber Dambruchwellen (dam break waves). Session Reports of the Imperial Academy of Sciences. vol. 126. Vienna, 1917, 1489-1514 p.
- SERAFIM, J. L. Safety of dams judged from failures. Water Power and Dam Construction. vol.33, nº 12, Sutton, 1981, p.32-35.
- SINGH, V. P. Dam breach modeling technology. Kluwer Academic Publishers. Louisiana, 1996. 242 p.
- SMS 8.0. Surface Water Modelling System. User's manual. Environmental Modeling Research Laboratory. Brigham Young University. 2002, 216 p.
- SYLVESTRE, P., SYLVESTRE, J. FLDWAV application: Transitioning from calibration to operational mode. National Weather Service – NOAA. Office of Hydrologic Development. Silver Springs. Maryland, 2002, 11 p.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Department of the Army. Hydrologic engineering

- requirements for reservoirs. Washington DC, 1997, 115 p.
- U.S. BUREAU OF RECLAMATION. The failure of Teton dam. Estados Unidos, maio de 2002. Disponível em: <http://www.usbr.gov/pn/about/Teton.html>. Acesso em: 15 de agosto de 2005.
- VASCONCELOS, E. L. Solução das equações de Saint-Venant por um modelo de elementos finitos espaço-temporal. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1991, 141 p.
- VIANNA, N. S. Belo Horizonte: seu abastecimento de água e sistema de esgotos (1890-1973). Belo Horizonte, 1997, 115 p.
- VIANNA, A. P. P. Utilização de modelagens hidrológica e hidráulica associadas a um sistema de informações geográficas para mapeamento de áreas inundáveis – Estudo de caso: município de Itajubá – MG. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2000, 120 p.
- WISEU, T. e MARTINS, R. Optimização de Recursos nas Acções de Segurança de Barragens. III Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa (SILUSBA). Maputo. Moçambique, abril de 1997, 10p.
- WAHL, T. L. The uncertainty of embankment dam breach parameter predictions based on dam failure case studies in USDA/FEMA. Workshop on Issues, Resolutions and Research Needs Related on Dam Failure Analysis. Oklahoma, Jun. 2001, pp. 1-16.
- WALTHER, P. E. M. Appropriate Technology: Simplified Dam Failure Analyses Using Spreadsheet Computations. ASDSO Western Regional Conference. Portland, 2000, 9 p.
- WETMORE, J. N. and FREAD, D. L. The NWS Simplified Dam Break Flood Forecasting Model. Proceedings of the Fifth Canadian Hydrotechnical Conference. Canada, 1981.
- WROBEL, L. C. Introdução aos métodos numéricos. In: SILVA, R. V. (editor). Métodos numéricos em recursos hídricos. Rio de Janeiro. ABRH, 1989, cap. 1, p. 1-81.

## ANEXOS

**ANEXO 1 – Formulário para cadastramento de barragens (COPAM nº 062)**

ANEXO II						
FORMULÁRIO PARA CADASTRO DE BARRAGENS						
CADASTRO DE BARRAGENS DE REJEITO, DE RESÍDUOS E DE RESERVATÓRIO DE ÁGUA						
<b>1 - IDENTIFICAÇÃO DO EMPREENDIMENTO</b>						
Empresa						
Endereço (rua, av., nº):						
Denominação da barragem						
Possui Processo no Copam: ( ) Não ( ) Sim (informar o número):						
Município:			Distrito:			
Coordenadas geográficas (latitude/longitude)			Coordenadas geográficas (UTM)			
I	G:	M:	S:	X:	Y:	
n	G:	M:	S:	Fonte:	Ano:	
Telefone para contato: ( )		Fax: ( )		Correio eletrônico:		
Bacia hidrográfica:			Sub bacia:			
Curso d'água mais próximo:						
<b>2- TIPO DE BARRAGEM</b> ( ) Rejeito ( ) Resíduo Industrial						
( ) Reservatório de Água						
<b>3- SITUAÇÃO</b>						
Projeto ( )	Construção ( )	Operação ( )	Alteamento ( )	Abandono ( )		
Início de operação ou previsão : / /			Final de operação ou previsão : / /			
<b>4- TIPO DE MATERIAL CONSTRUTIVO DA BARRAGEM / RESERVATÓRIO</b>						
Terra não compactada ( )	Terra compactada ( )	Rejeito compactado ( )	Rejeito não compactado ( )			
Rejeito ciclonado na crista ( )	Enrocamento filtrante ( )	Enrocamento com vedação de terra ( )				
Outro tipo ( ) Descrição sumária						
<b>5- TIPO DE ALTEAMENTO</b>						
Sem ( )	Montante ( )	Jusante ( )	Eixo ( )	n° de etapas de alteamento ( )		
Descrição sumária:						
<b>6 -TIPO DE REJEITO/RESÍDUO ARMAZENADO</b>						
Tipo de minério:			Beneficiamento:			
Tipo de resíduo:						
Granulometria (top size - %)	<10# ( )	<40# ( )	<100# ( )	<200# ( )	<400# ( )	
Classificação do rejeito/resíduo: classe	Perigoso( )		Não inerte( )		Inerte( )	
Produtos químicos utilizados:			Produtos químicos agressivos			
<b>7 -SISTEMA DE LANÇAMENTO DO REJEITO/RESÍDUO</b>						
Tubulação/bombeado ( )	Calha/canal ( )	Tubulação por gravidade ( )		Talvegue natural ( )		
Equipamento terraplanagem ( )			Outro ( )			
<b>8- TIPO DE VERTEDOURO</b>						
Adução /soleira:	Tulipa ( )	Ogiva ( )	Canal ( )	Poço ( )	Canal lateral ( )	Outro ( )
Calha:	Revestida ( )	Sem revestimento ( )	Galeria ( )	Escada ( )	Tubo envelopado ( )	Outro ( )
Dissipaçã o:	Viga de impacto ( )	Dissipação natural ( )		Ressalto hidráulico ( )		Escada ( )
Salto de esqui/fossa de erosão ( )			Outro ( )			

**Figura A1.1 – Formulário para cadastramento de barragens**

<b>9- TIPO DE ESTRUTURA DE DESVIO</b>				
Bombeamento ( )	Canal ( )	Galeria ( )	Tubo envelopado ( )	Outro ( )
<b>10- FICHA TÉCNICA DA BARRAGEM</b>				
Área da bacia de drenagem: (m <sup>2</sup> )		Área do reservatório: (m <sup>2</sup> )		
Altura máxima final (m):		Altura máxima atual (m):		
Comprimento final da crista (m)		Comprimento atual da crista (m)		
Volume total final do aterro da barragem		Volume total atual do aterro da barragem (m <sup>3</sup> )		
Volume final do Reservatório: (Vr em m <sup>3</sup> )		Volume atual do Reservatório: (Vr em m <sup>3</sup> )		
Descarga máxima do vertedouro (m <sup>3</sup> /seg):				
<b>11- SITUAÇÃO DA ÁREA A JUSANTE</b>				
Ocupação Humana (No. de habitantes):		Interesse ambiental(descrever):		
Instalações / Atividades econômicas (descrever):				
<b>12 - DESENHOS BÁSICOS NECESSÁRIOS</b>				
Planta arranjo geral	Barragem: seção transversal típica	Seção longitudinal pelo eixo		
Instrumentação:		Vertedouro - seção longitudinal pelo eixo		
<b>13- RESPONSÁVEIS PELA BARRAGEM E PELO EMPREENDIMENTO</b>				
Projetista da barragem:				
Nome:		Registro		
profissional:				
Construtor da barragem:				
Nome:		Registro		
Profissional:				
Responsável Técnico pelo preenchimento deste Cadastro:				
Nome:		Registro		
Profissional:				
Assinatura:		Local e data:		
Responsável Legal pelo empreendimento (indústria ou mineração):				
Nome:		Registro		
C.P.F.:				
Profissional:				
Assinatura:		Local e data:		

**Figura A1.1** – Formulário para cadastramento de barragens – continuação

## ANEXO 2 – Fatores de correção da rugosidade utilizados no método de Cowan

**Tabela A2.1** – Fatores de correção para a rugosidade na calha principal de um canal (Fonte: adaptado de Aldridge e Garrett, 1973 *apud* Arcement e Schneider, 1989)

Fator	Condições do Canal	Valores para ajuste da rugosidade	Descrição
<b>Grau de irregularidade (n<sub>1</sub>)</b>	Liso	0,000	Canais com ausência de irregularidades.
	Pequeno	0,001 até 0,005	Canais pouco degradados, em boas condições, mas tendo algumas depressões e/ou saliência nas margens.
	Moderado	0,006 até 0,010	Comparável com canais dragados, com pontos de assoreamento e tendo margens moderadamente erodidas.
	Severo	0,011 até 0,020	Comparável com canais dragados, com vários pontos de assoreamento e tendo margens bastante erodidas de forma irregular ou denteadas.
<b>Variação da seção transversal (n<sub>2</sub>)</b>	Gradual	0,000	O tamanho e a forma da seção transversal mudam gradualmente.
	Alternâncias ocasionais	0,001 até 0,005	Seções transversais largas e estreitas se alternam ocasionalmente; ou o fluxo principal muda ocasionalmente de um lado para outro da seção, devido a mudanças na sua forma.
	Alternâncias frequentes	0,010 até 0,015	Seções transversais largas e estreitas se alternam frequentemente; ou o fluxo principal muda frequentemente de um lado para outro da seção, devido a mudanças na sua forma.
<b>Efeito de obstruções (n<sub>3</sub>)</b>	Desprezível	0,000 até 0,004	Existência de poucas obstruções, como o depósito de escombros, raízes expostas, troncos ou pedregulhos que ocupem menos de 5% da área da seção transversal.
	Pequeno	0,005 até 0,015	Existência de obstruções que ocupem menos de 15% da área da seção transversal e o espaçamento entre as obstruções seja tal que a área de influência de uma obstrução não interfira na área de outra.
	Apreciável	0,020 até 0,030	Existência de obstruções que ocupem entre 15% e 50% da área da seção transversal; ou o espaçamento entre as obstruções seja pequeno o bastante para que a área de influência de uma obstrução seja somada com a área de outra, aumentando o efeito de obstrução gerado.
	Severo	0,040 até 0,050	Existência de obstruções que ocupem mais de 50% da área da seção transversal; ou o espaçamento entre as obstruções seja pequeno o bastante para causar turbulência ao longo de quase toda seção transversal.

**Tabela A2.1** – Fatores de correção para a rugosidade na calha principal de um canal (Fonte: adaptado de Aldridge e Garrett, 1973 *apud* Arcement e Schneider, 1989) - continuação

Fator	Condições do Canal	Valores para ajuste da rugosidade	Descrição
<b>Tipo de vegetação (n<sub>4</sub>)</b>	Baixa	0,002 até 0,010	Presença de grama ou de ervas daninhas onde a profundidade do fluxo é de pelo menos duas vezes a altura da vegetação; ou presença de mudas de árvore onde a profundidade do fluxo é de pelo menos três vezes a altura da vegetação.
	Média	0,010 até 0,025	Presença de grama onde a profundidade do fluxo é de uma a duas vezes a altura da vegetação; ou presença moderada de capinzal ou mudas de árvore onde a profundidade do fluxo é de duas a três vezes a altura da vegetação.
	Alta	0,025 até 0,050	Presença de grama ou capinzal onde a profundidade do fluxo é igual à altura da vegetação; ou presença de árvores adultas com pouca folhagem.
	Muito alta	0,050 até 0,100	Presença de grama ou capinzal onde a profundidade do fluxo é menor que a metade da altura da vegetação; ou presença de árvores adultas com muita folhagem.
<b>Grau de meandrização (m)</b>	Pequeno	1,00	A proporção entre o comprimento do curso d'água e o comprimento do vale é de 1,0 a 1,2.
	Apreciável	1,15	A proporção entre o comprimento do curso d'água e o comprimento do vale é de 1,2 a 1,5.
	Severo	1,30	A proporção entre o comprimento do curso d'água e o comprimento do vale é maior do que 1,5.

**Tabela A2.2** – Fatores de correção para a rugosidade nas planícies de inundação (Fonte: adaptado de Aldridge e Garrett, 1973 *apud* Arcement e Schneider, 1989)

Fator	Condições do Canal	Valores para ajuste da rugosidade	Descrição
<b>Grau de irregularidade (n<sub>1</sub>)</b>	Liso	0,000	Planícies de inundação com ausência de irregularidades.
	Pequeno	0,001 até 0,005	Planícies com algumas irregularidades. São visíveis algumas depressões e/ou saliências.
	Moderado	0,006 até 0,010	Planícies com várias depressões e/ou saliências. Podem ocorrer áreas lamacentas ou brejos.
	Severo	0,011 até 0,020	Planícies com muitas irregularidades. São visíveis muitas depressões e/ou saliências. Ocorrência de superfícies irregulares em áreas de pastagem ou sulcos perpendiculares ao escoamento.
<b>Variação da seção transversal (n<sub>2</sub>)</b>	Não se aplica (n <sub>2</sub> = 0)		
<b>Efeito de obstruções (n<sub>3</sub>)</b>	Desprezível	0,000 até 0,004	Existência de poucas obstruções, como o depósito de escombros, raízes expostas, troncos ou pedregulhos isolados que ocupem menos de 5% da área da planície de inundação.
	Pequeno	0,005 até 0,015	Existência de obstruções que ocupem menos de 15% da área da planície.
	Apreciável	0,020 até 0,030	Existência de obstruções que ocupem entre 15% e 50% da área da planície.
	Severo	0,040 até 0,050	Existência de obstruções que ocupem mais de 50% da área da planície.

**Tabela A2.2** – Fatores de correção para a rugosidade nas planícies de inundação (Fonte: adaptado de Aldridge e Garrett, 1973 *apud* Arcement e Schneider, 1989) – continuação

Fator	Condições do Canal	Valores para ajuste da rugosidade	Descrição
<b>Tipo de vegetação (n<sub>4</sub>)</b>	Baixa	0,001 até 0,010	Presença de grama ou de ervas daninhas onde a profundidade do fluxo é de pelo menos duas vezes a altura da vegetação; ou presença de mudas de árvore onde a profundidade do fluxo é de pelo menos três vezes a altura da vegetação.
	Média	0,010 até 0,025	Presença de grama onde a profundidade do fluxo é de uma a duas vezes a altura da vegetação; ou presença moderada de capinzal ou mudas de árvore onde a profundidade do fluxo é de duas a três vezes a altura da vegetação.
	Alta	0,025 até 0,050	Presença de grama ou capinzal onde a profundidade do fluxo é igual à altura da vegetação; ou presença de árvores adultas com pouca folhagem. Presença de cultivos onde a profundidade do fluxo é pelo menos duas vezes a altura da colheita.
	Muito Alta	0,050 até 0,100	Presença de grama ou capinzal onde a profundidade do fluxo é menor que a metade da altura da vegetação; ou presença de árvores adultas com muita folhagem. Presença de cultivos onde a profundidade do fluxo é menor que a altura da colheita.
	Extrema	0,100 até 0,200	Presença densa de arbustos e/ou árvores adultas com muita folhagem.
<b>Grau de meandrização (m)</b>			Não se aplica (m = 1)

### ANEXO 3 – Arranjo geral da UHE Rio de Pedras

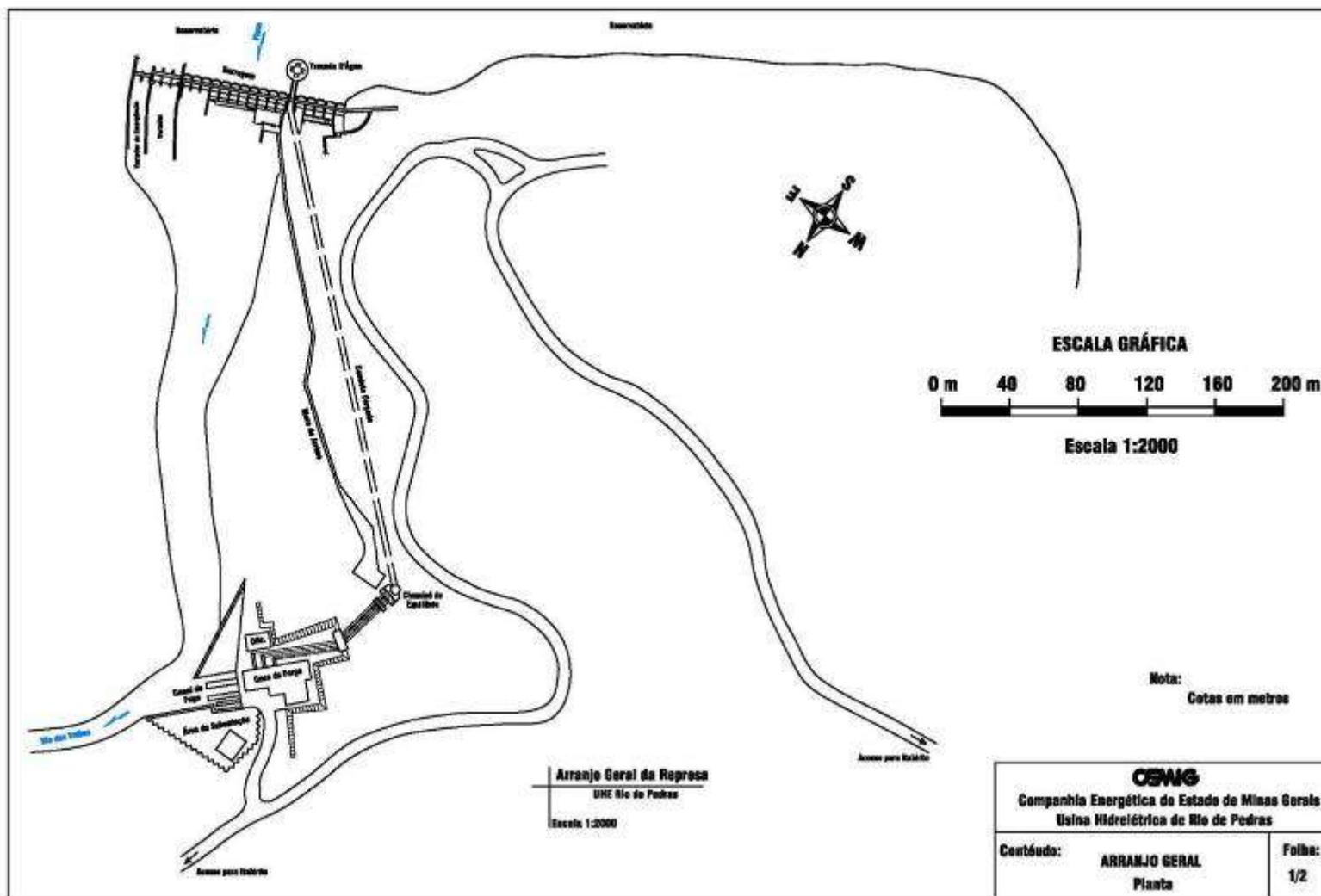


Figura A3.1 – Arranjo geral da UHE Rio de Pedras

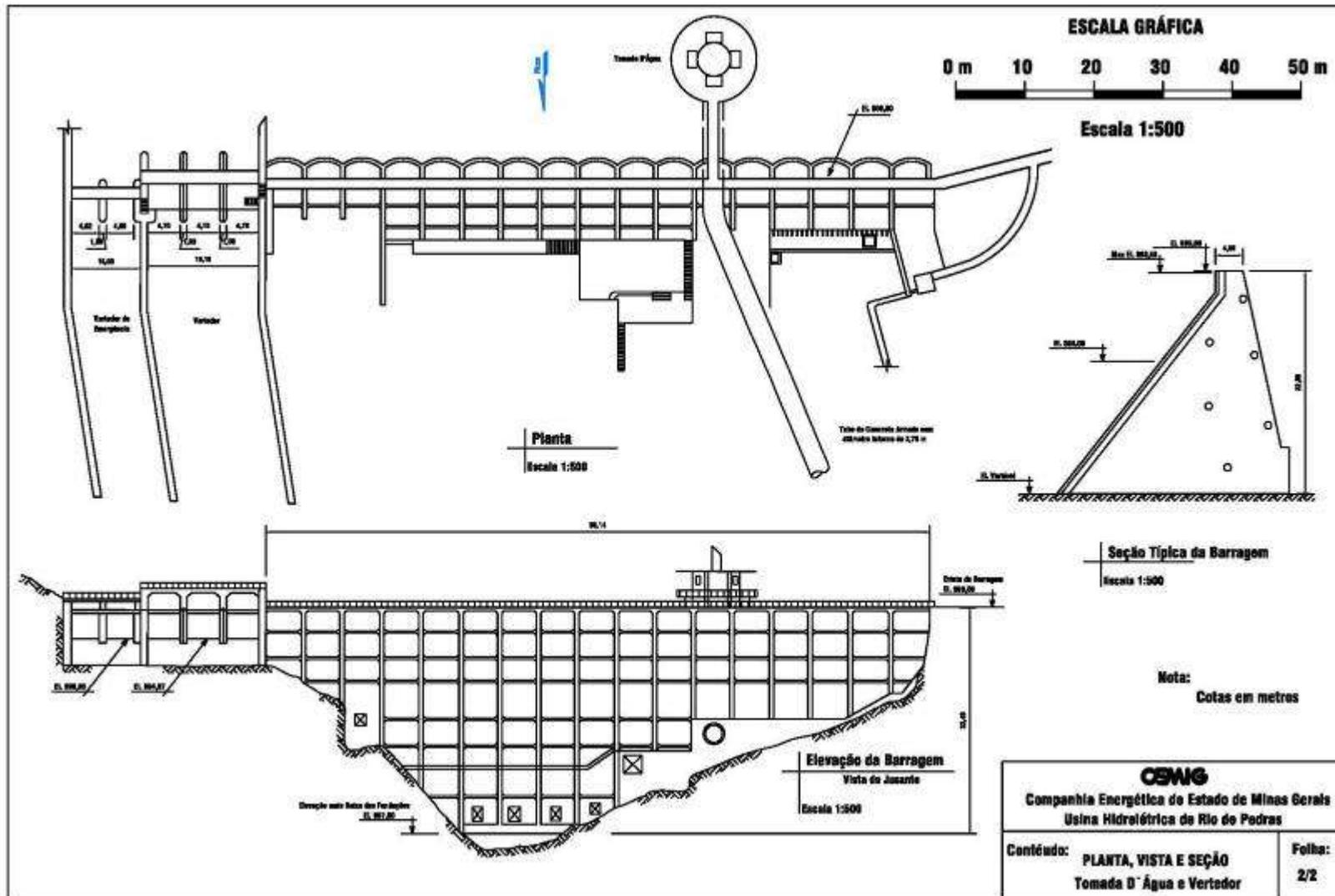


Figura A3.2 – Planta, vista e seção da tomada d'água e vertedor da UHE Rio de Pedras

## ANEXO 4 – Características das seções transversais

Tabela A4.1 – Seções topobatimétricas levantadas ao longo do rio das Velhas

Seção	Distância parcial [km]	Cota de fundo [m]	Declividade [m/m]	Seção	Distância parcial [km]	Cota de fundo [m]	Declividade [m/m]
SB-1	0,47	809,00	-	SB-51	0,25	716,38	0,00851
SB-2	0,46	803,52	0,01197	SB-52	2,13	713,27	0,00146
SB-3	0,68	803,50	0,00003	SB-53	1,10	712,09	0,00108
SB-4	0,30	803,47	0,00010	SB-54	0,86	711,61	0,00056
SB-5	0,10	803,45	0,00021	SB-55	0,33	711,50	0,00034
SB-6	0,14	803,15	0,00217	SB-56	0,50	711,46	0,00008
SB-7	0,62	801,50	0,00267	SB-57	1,25	708,15	0,00265
SB-8	0,35	799,90	0,00458	SB-58	0,76	707,26	0,00116
SB-9	0,50	798,44	0,00294	SB-59	0,14	706,90	0,00261
SB-10	0,79	796,00	0,00309	SB-60	0,07	706,85	0,00075
SB-11	1,13	792,02	0,00351	SB-61	1,14	706,83	0,00002
SB-12	0,36	791,00	0,00283	SB-62	0,21	706,43	0,00190
SB-13	0,54	789,81	0,00220	SB-63	0,08	706,32	0,00137
SB-14	5,48	766,42	0,00427	SB-64	0,05	706,24	0,00160
SB-15	0,11	766,21	0,00191	SB-65	0,16	706,19	0,00030
SB-16	0,10	764,20	0,02072	SB-66	0,59	704,57	0,00276
SB-17	0,10	763,15	0,01105	SB-67	0,59	703,83	0,00125
SB-18	0,32	762,68	0,00145	SB-68	1,53	703,34	0,00032
SB-19	2,12	749,44	0,00624	SB-69	2,39	701,54	0,00075
SB-20	1,04	749,24	0,00019	SB-70	1,45	701,53	0,00001
SB-21	1,70	740,50	0,00514	SB-71	1,74	700,35	0,00068
SB-22	0,09	740,40	0,00109	SB-72	0,58	700,13	0,00038
SB-23	0,15	739,55	0,00582	SB-73	1,58	695,47	0,00295
SB-24	0,32	738,45	0,00338	SB-74	0,70	692,83	0,00380
SB-25	6,18	731,61	0,00111	SB-75	1,41	692,04	0,00056
SB-26	1,38	730,65	0,00070	SB-76	1,26	691,74	0,00024
SB-27	1,95	729,63	0,00052	SB-77	0,28	690,38	0,00481
SB-28	0,12	729,28	0,00299	SB-78	0,16	690,21	0,00105
SB-29	0,12	728,88	0,00323	SB-79	0,84	689,59	0,00074
SB-30	0,07	728,55	0,00478	SB-80	0,97	686,24	0,00346
SB-31	0,10	728,49	0,00058	SB-81	1,62	684,56	0,00104
SB-32	0,65	728,48	0,00002	SB-82	0,95	684,30	0,00027
SB-33	0,56	728,42	0,00011	SB-83	1,40	682,56	0,00124
SB-34	0,82	728,04	0,00046	SB-84	1,28	682,27	0,00023
SB-35	1,49	725,46	0,00173	SB-85	0,25	682,25	0,00008
SB-36	1,23	724,77	0,00056	SB-86	0,25	682,24	0,00004
SB-37	1,99	723,81	0,00048	SB-87	0,04	679,35	0,07605
SB-38	0,67	723,18	0,00094	SB-88	0,08	679,34	0,00012
SB-39	0,47	723,08	0,00021	SB-89	0,23	679,31	0,00013
SB-40	0,33	722,76	0,00097	SB-90	0,97	679,01	0,00031
SB-41	0,70	722,51	0,00036	SB-91	0,96	677,80	0,00127
SB-42	0,91	722,00	0,00056	SB-92	1,33	676,66	0,00086
SB-43	0,26	721,97	0,00011	SB-93	1,02	676,64	0,00002
SB-44	0,06	721,90	0,00108	SB-94	0,38	676,09	0,00146
SB-45	0,38	721,44	0,00120	SB-95	0,26	675,88	0,00081
SB-46	0,40	721,24	0,00050	SB-96	1,28	675,04	0,00066
SB-47	0,17	721,00	0,00140	SB-97	0,74	674,90	0,00019
SB-48	0,15	720,10	0,00604	SB-98	1,31	673,97	0,00071
SB-49	0,00	720,10	0,00604	SB-99	1,31	673,58	0,00030
SB-50	1,51	718,55	0,00103	SB-100	0,19	673,56	0,00011

**Tabela A4.2** – Seções topobatimétricas levantadas ao longo dos afluentes considerados

<b>ribeirão Itabirito</b>			
<b>Seção</b>	<b>Distância parcial [km]<sup>(1)</sup></b>	<b>Cota de fundo [m]</b>	<b>Declividade [m/m]</b>
AF3	0,41	765,93	-
AF2	0,34	765,37	0,00800
AF1	0,00	764,74	0,00185
<b>ribeirão do Peixe</b>			
<b>Seção</b>	<b>Distância parcial [km]<sup>(1)</sup></b>	<b>Cota de fundo [m]</b>	<b>Declividade [m/m]</b>
AF5	0,15	738,66	-
AF4	0,00	735,12	0,02360
<b>ribeirão dos Macacos</b>			
<b>Seção</b>	<b>Distância parcial [km]<sup>(1)</sup></b>	<b>Cota de fundo [m]</b>	<b>Declividade [m/m]</b>
AF7	0,45	726,20	-
AF6	0,00	724,09	0,00469
<b>ribeirão Água Suja</b>			
<b>Seção</b>	<b>Distância parcial [km]<sup>(1)</sup></b>	<b>Cota de fundo [m]</b>	<b>Declividade [m/m]</b>
AF8	0,75	716,77	-
AF9	0,00	711,63	0,00685
<b>ribeirão da Prata</b>			
<b>Seção</b>	<b>Distância parcial [km]<sup>(1)</sup></b>	<b>Cota de fundo [m]</b>	<b>Declividade [m/m]</b>
AF12	0,01	707,45	-
AF11	0,01	707,37	0,00800
AF10	0,00	706,84	0,05300
<b>ribeirão Sabará</b>			
<b>Seção</b>	<b>Distância parcial [km]<sup>(1)</sup></b>	<b>Cota de fundo [m]</b>	<b>Declividade [m/m]</b>
AF14	0,25	692,07	-
AF13	0,00	692,07	0,00000
<b>ribeirão Arrudas</b>			
<b>Seção</b>	<b>Distância parcial [km]<sup>(1)</sup></b>	<b>Cota de fundo [m]</b>	<b>Declividade [m/m]</b>
AF17	3,14	690,08	-
AF16	0,43	684,02	0,00193
AF15	0,00	683,56	0,00107
<b>ribeirão do Onça</b>			
<b>Seção</b>	<b>Distância parcial [km]<sup>(1)</sup></b>	<b>Cota de fundo [m]</b>	<b>Declividade [m/m]</b>
AF19	0,13	674,15	-
AF18	0,00	666,77	0,05677

(1) Distância relativa da seção, a partir da seção localizada mais a jusante no afluente.

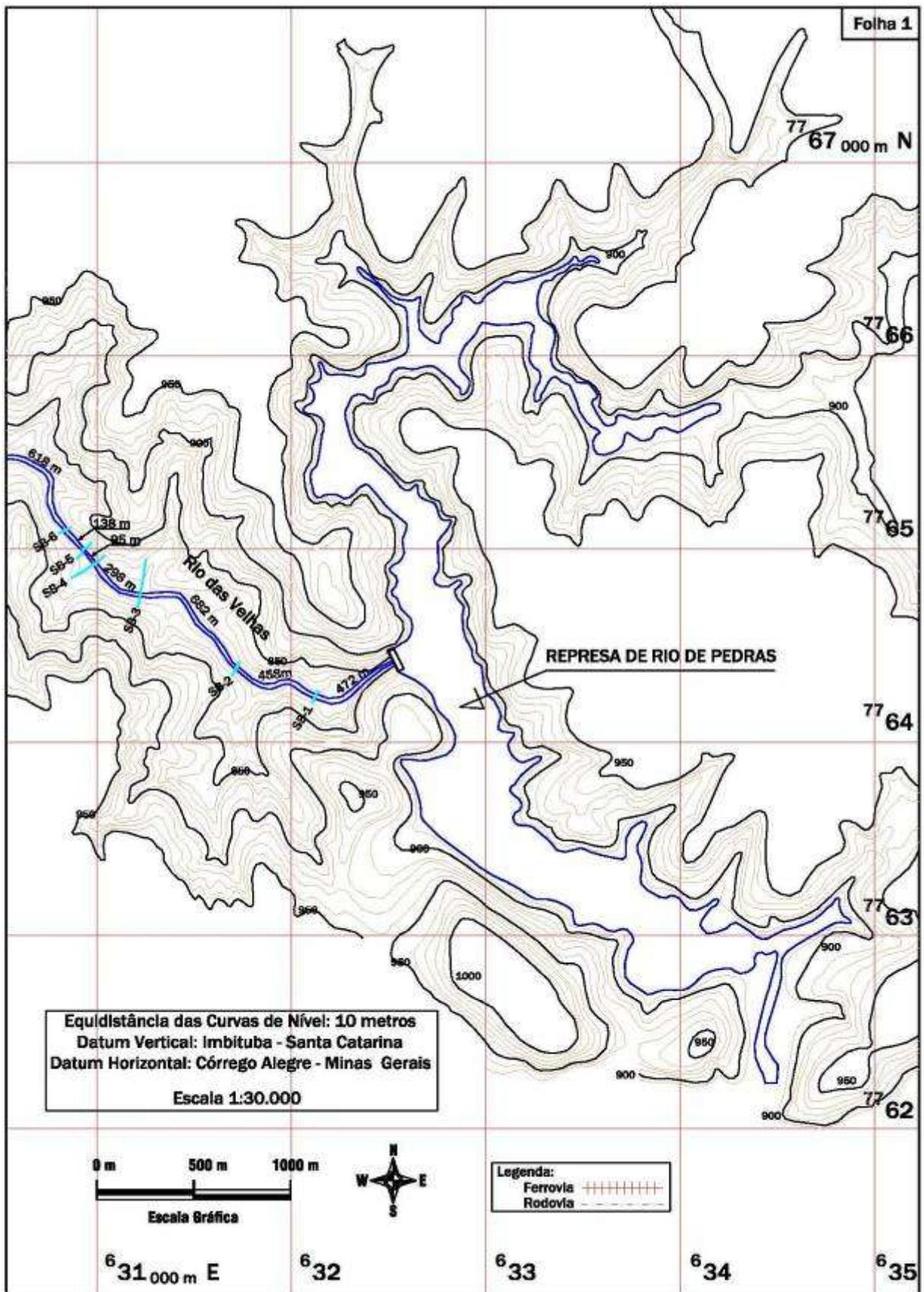
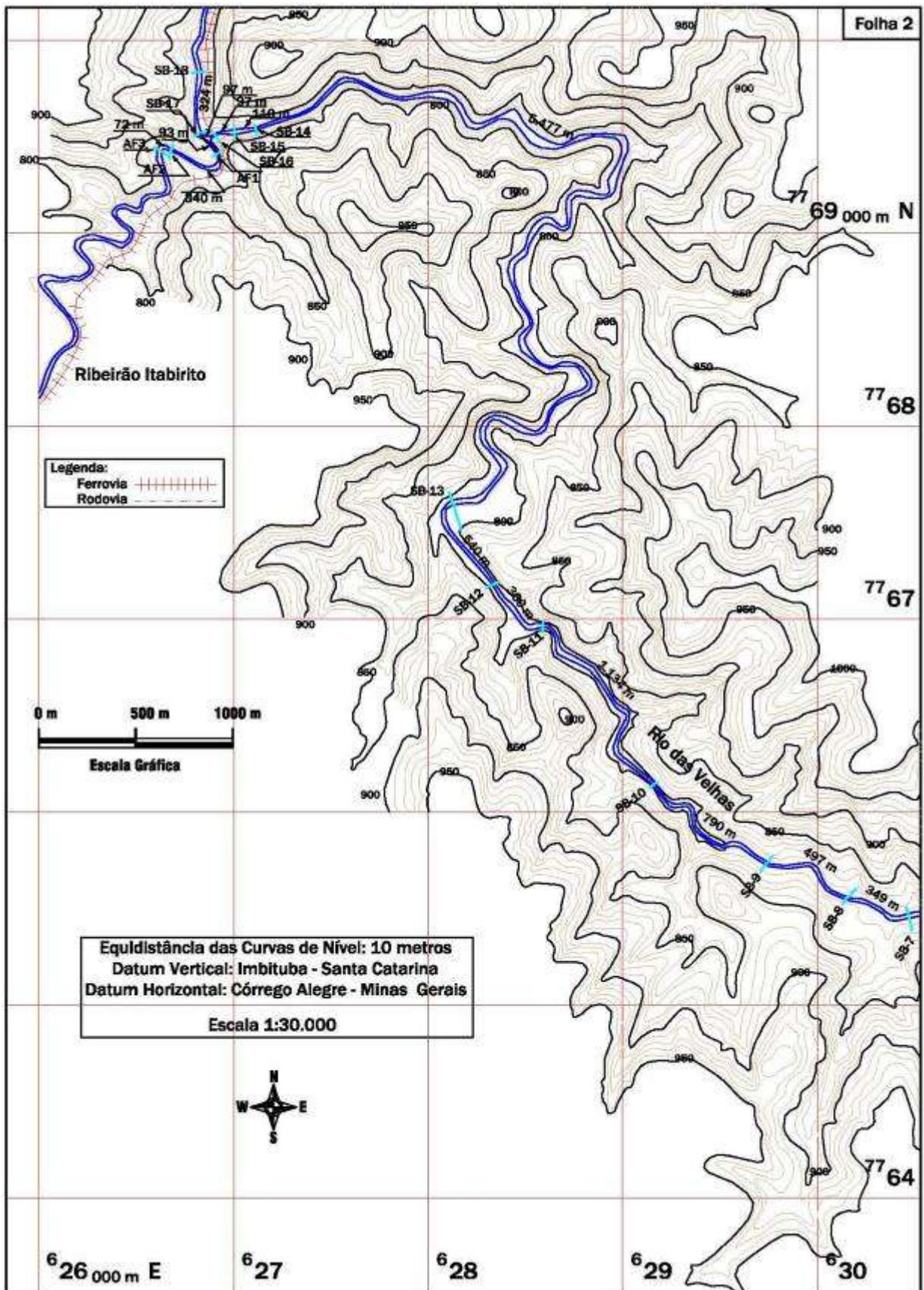


Figura A4.1 – Localização das seções levantadas no rio das Velhas e afluentes(1 de 9)



**Figura A4.1 – Localização das seções levantadas no rio das Velhas e afluentes(2 de 9)**

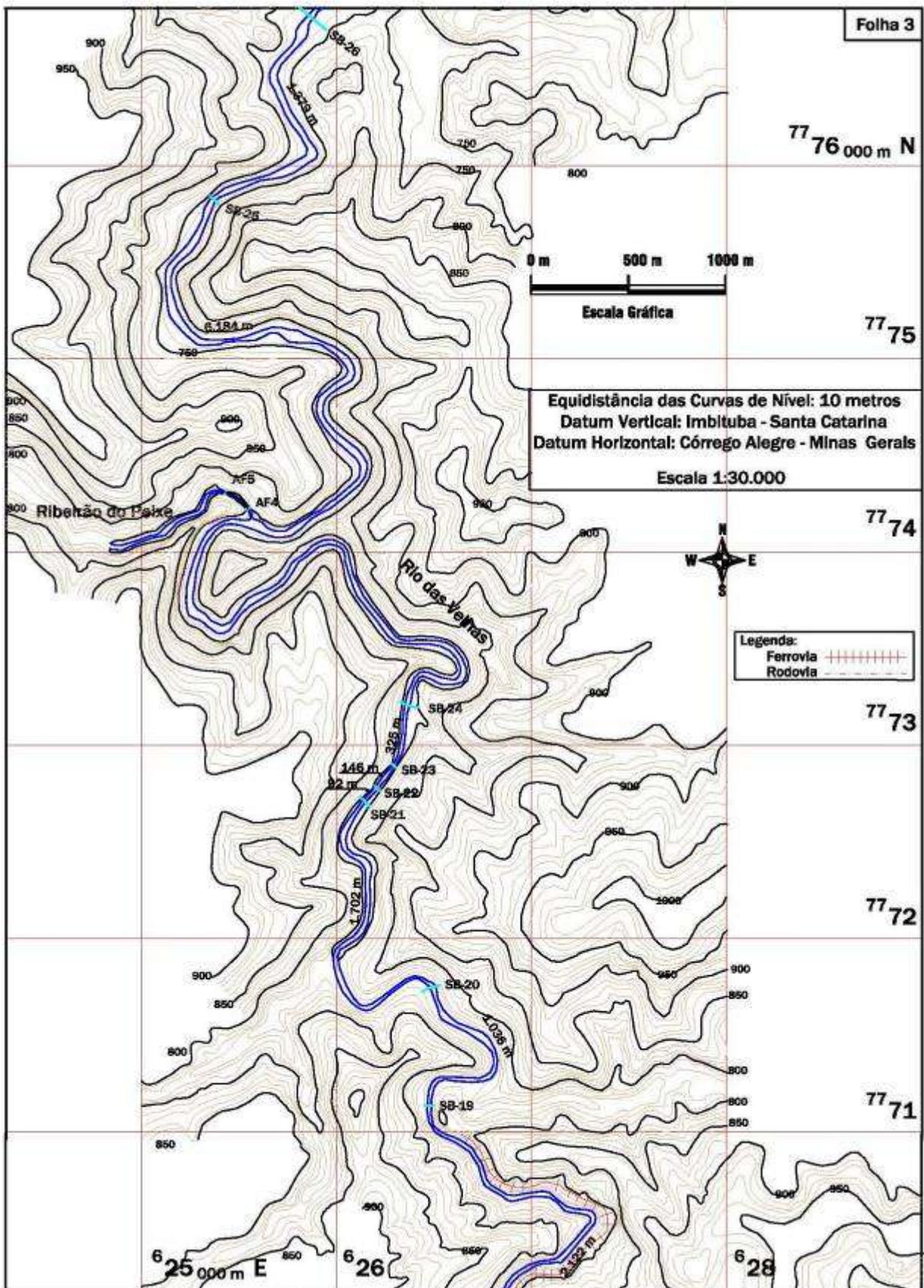


Figura A4.1 – Localização das seções levantadas no rio das Velhas e afluentes(3 de 9)





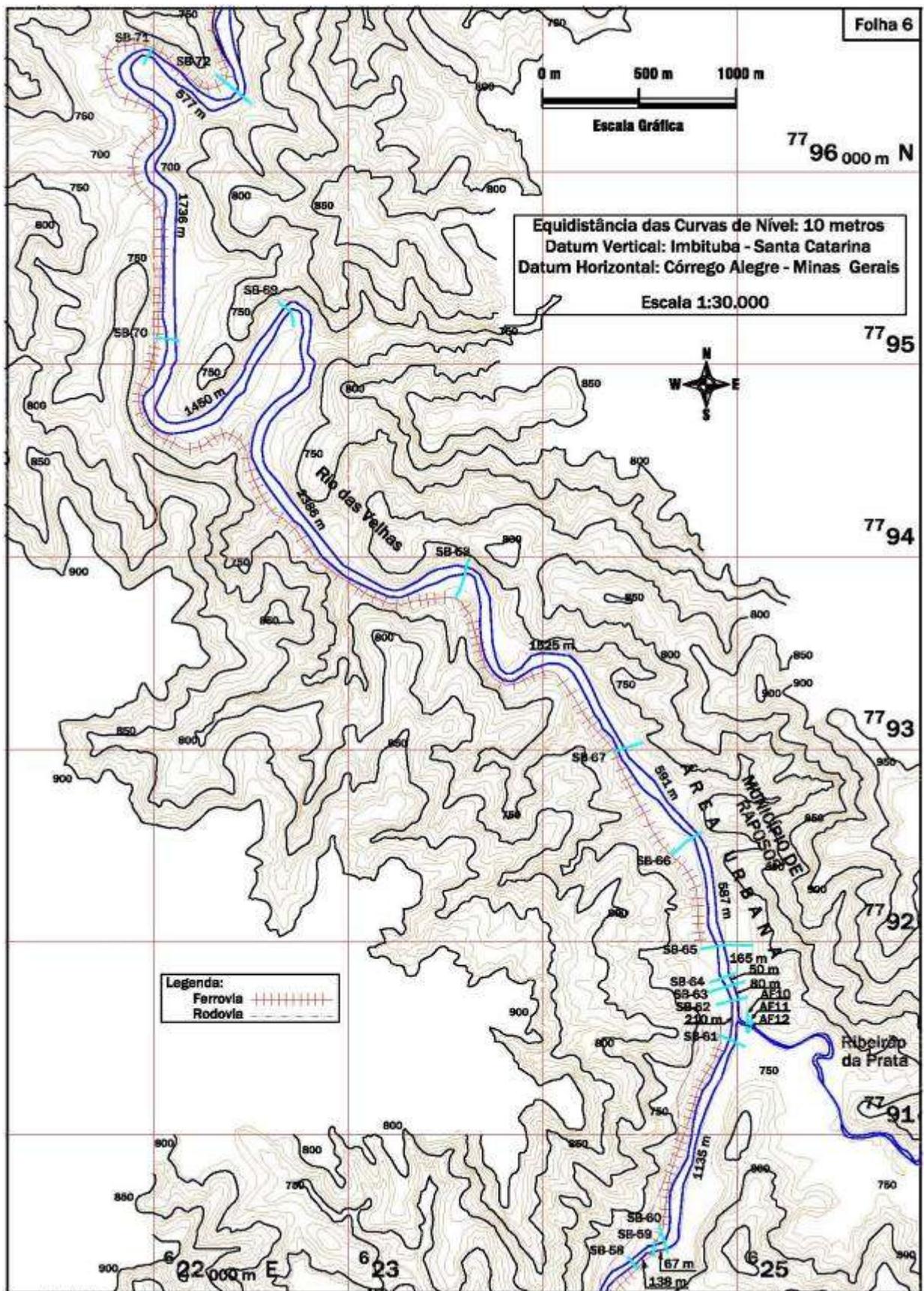


Figura A4.1 – Localização das seções levantadas no rio das Velhas e afluentes(6 de 9)



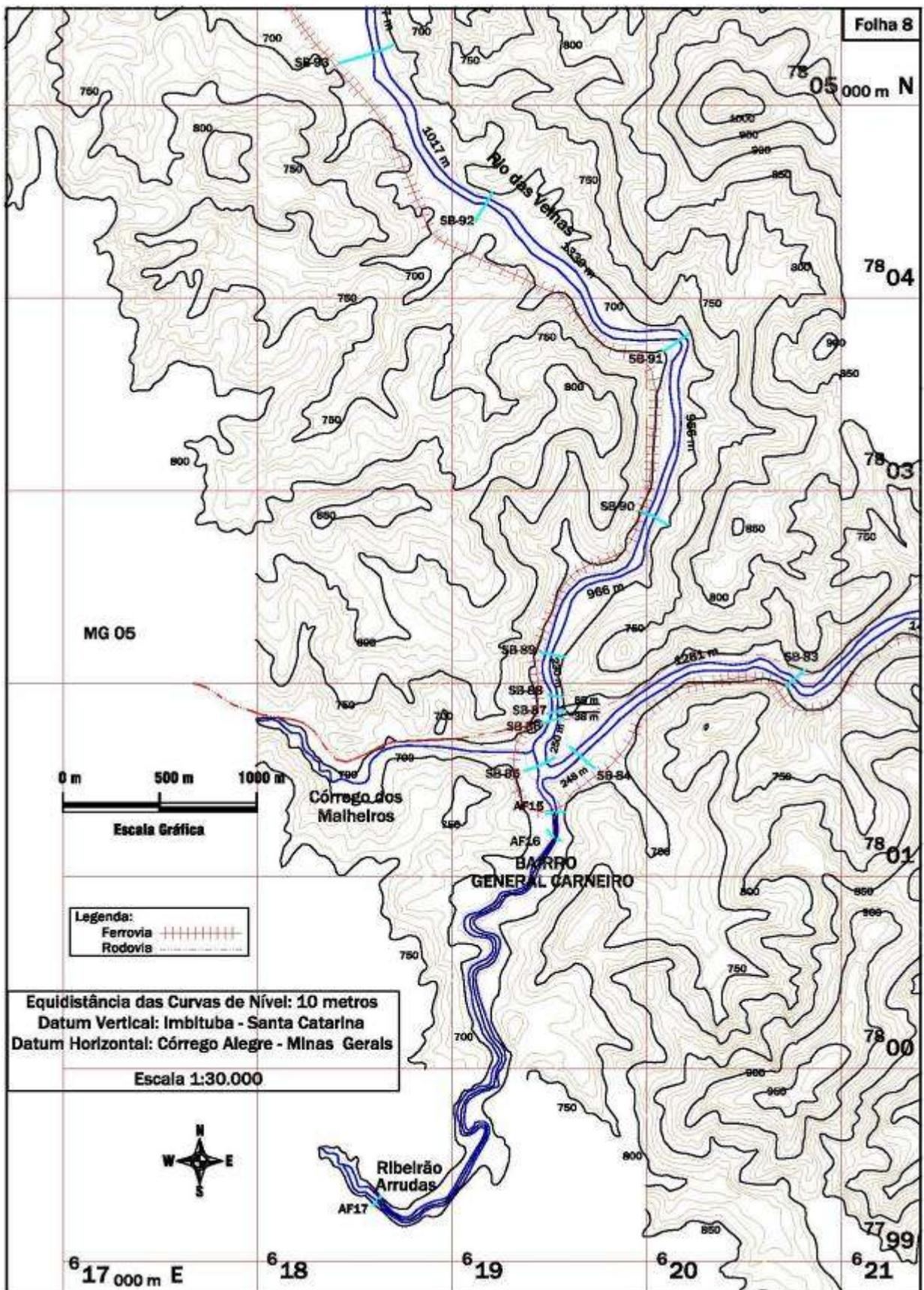
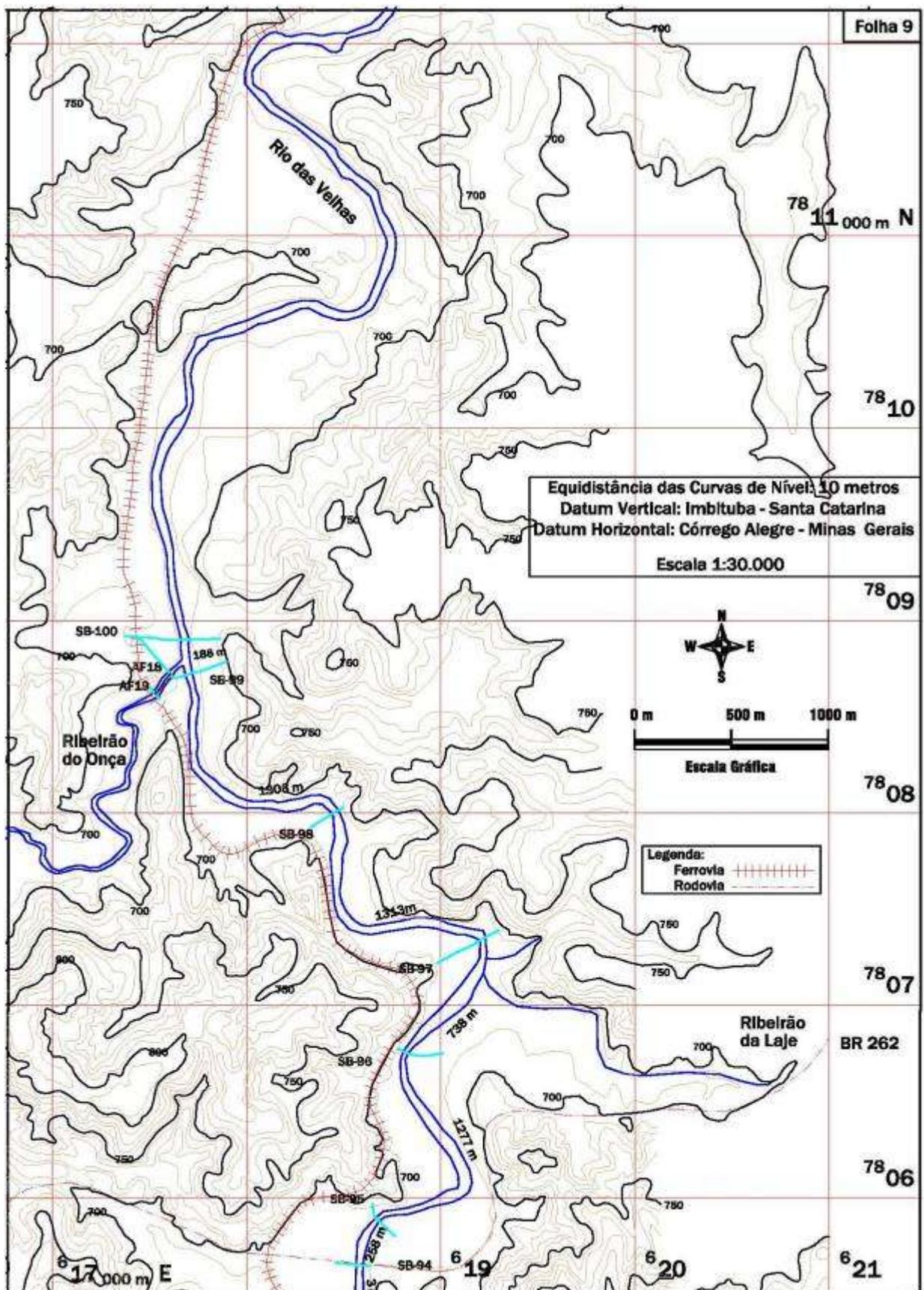


Figura A4.1 – Localização das seções levantadas no rio das Velhas e afluentes(8 de 9)



**Figura A4.1 – Localização das seções levantadas no rio das Velhas e afluentes(9 de 9)**

## ANEXO 5 – Hidrogramas da cheia natural de janeiro de 1997 e vazões de base utilizados para a propagação da onda de ruptura

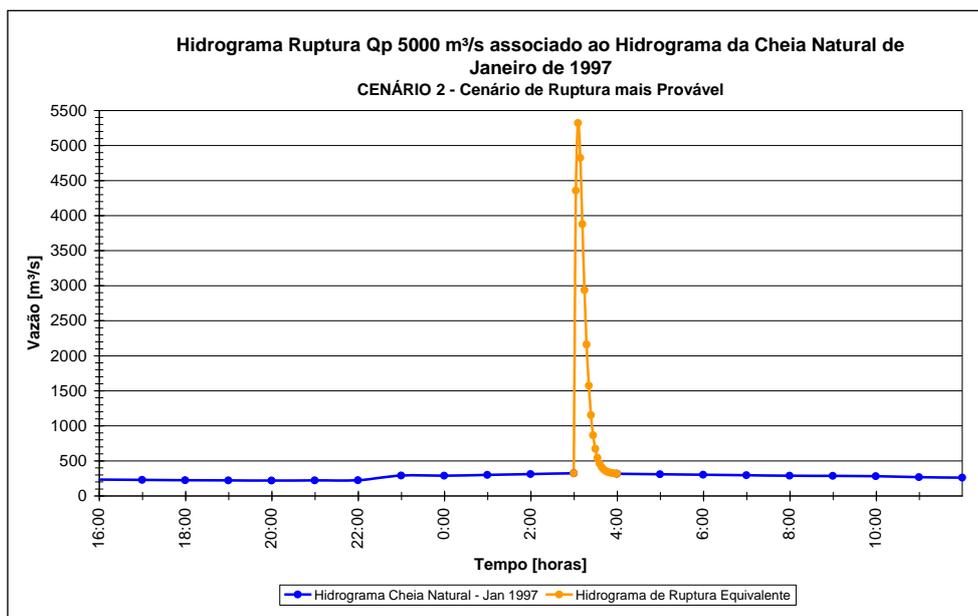


Figura A5.1 – Hidrograma de ruptura com vazão do pico de Qp 5000 m³/s associado ao hidrograma da cheia natural de janeiro de 1997 afluente à UHE Rio de Pedras

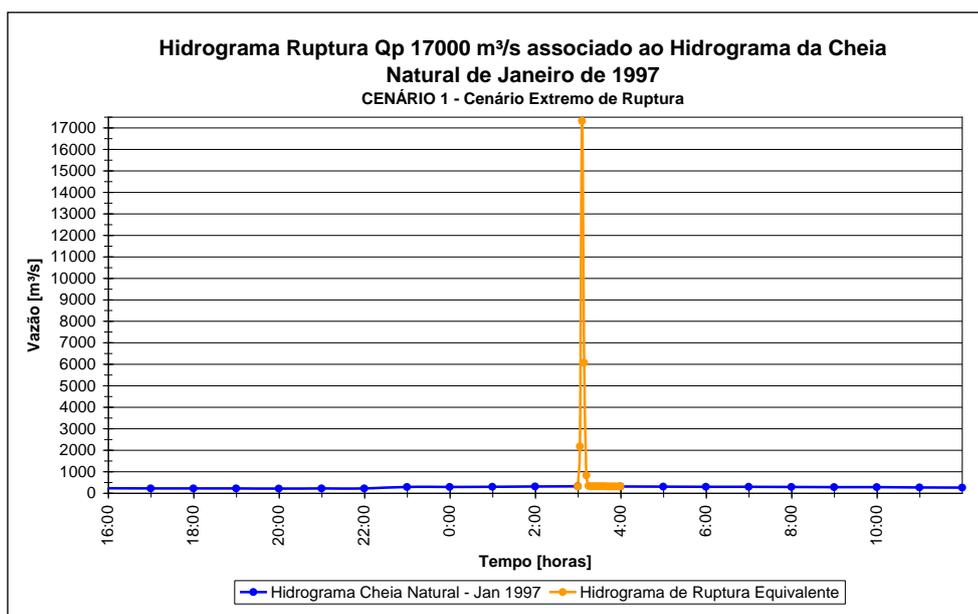
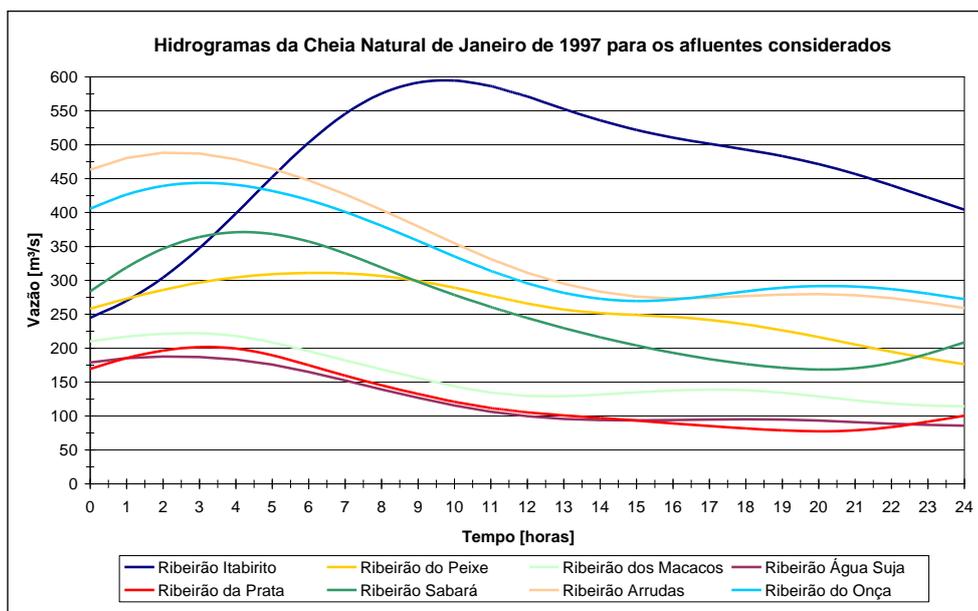


Figura A5.2 – Hidrograma de ruptura com vazão do pico de Qp 17000 m³/s associado ao hidrograma da cheia natural de janeiro de 1997 afluente à UHE Rio de Pedras



**Figura A5.3** – Hidrogramas da cheia natural de janeiro de 1997 para os oito afluentes considerados

**Tabela A5.1** – Vazões de base utilizadas (PINTO e ALVES, 2001) nos oito afluentes considerados no cenário 3

Sub-Bacias	Vazão para Tempo de Retorno igual a 2 anos [m <sup>3</sup> /s]
Bacia Rio de Pedras	98
Bacia Rio Itabirito	95
Bacia Rio do Peixe	47
Bacia Ribeirão dos Macacos	32
Bacia Ribeirão Água Suja	24
Bacia Ribeirão da Prata	28
Bacia Ribeirão Sabará	52
Bacia Ribeirão Arrudas	46
Bacia Ribeirão da Onça	47

## ANEXO 6 – Resultados completos das simulações realizadas para os cenários 1, 2, 3 e 4

Tabela A6.1 – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]
SB-01	0,47	809,00	11,11	834,74	11,10	17287
SB-02	0,93	803,52	11,11	827,37	11,11	15871
SB-03	1,61	803,50	11,16	827,13	11,11	13337
SB-04	1,91	803,47	11,16	826,96	11,12	7746
SB-05	2,01	803,45	11,16	826,19	11,15	7514
SB-06	2,14	803,15	11,20	823,12	11,16	7442
SB-07	2,76	801,50	11,22	821,85	11,18	6358
SB-08	3,11	799,90	11,23	820,33	11,20	5790
SB-09	3,61	798,44	11,28	818,71	11,22	4935
SB-10	4,40	796,00	11,30	814,12	11,26	4135
SB-11	5,53	792,02	11,33	808,58	11,32	3704
SB-12	5,89	791,00	11,33	803,72	11,33	3681
SB-13	6,43	789,81	11,40	800,73	11,35	3560
SB-14	11,91	766,67	11,79	775,94	11,78	2406
SB-15	12,02	766,21	11,79	774,44	11,78	2405
SB-16	12,12	764,60	11,81	773,59	11,78	2403
SB-17	12,21	763,15	11,83	773,91	11,79	2399
SB-18	12,54	761,30	11,85	772,49	11,80	2457
SB-19	14,66	749,44	11,94	762,51	11,89	2866
SB-20	15,69	749,24	12,04	760,54	11,93	2806
SB-21	17,40	740,49	12,13	756,86	12,04	2604
SB-22	17,49	740,40	12,15	756,40	12,05	2598
SB-23	17,63	740,21	12,15	756,14	12,05	2591
SB-24	17,96	739,78	12,17	755,52	12,07	2575
SB-25	24,14	731,61	12,37	744,41	12,34	2370
SB-26	25,52	730,65	12,46	743,16	12,40	2651
SB-27	27,47	729,63	12,74	741,09	12,58	2447
SB-28	27,59	729,26	12,75	740,87	12,60	2436
SB-29	27,71	728,88	12,75	740,77	12,63	2423
SB-30	27,78	728,55	12,81	740,24	12,64	2418
SB-31	27,89	728,54	12,81	740,23	12,64	2416
SB-32	28,54	728,48	12,93	739,54	12,67	2394
SB-33	29,10	728,42	13,00	739,22	12,69	2361
SB-34	29,92	728,04	13,07	738,83	12,77	2274
SB-35	31,41	725,46	13,21	737,74	13,00	2129
SB-36	32,64	724,77	13,36	736,49	13,11	2079
SB-37	34,63	723,81	13,56	734,84	13,34	1994
SB-38	35,30	723,18	13,59	734,31	13,43	1972
SB-39	35,77	723,08	13,63	733,86	13,49	1962
SB-40	36,10	722,76	13,65	733,39	13,53	1957
SB-41	36,79	722,51	13,71	732,63	13,57	1949
SB-42	37,71	722,00	13,83	731,27	13,67	1938
SB-43	37,97	721,97	13,83	731,24	13,70	1933
SB-44	38,04	721,89	13,94	730,42	13,72	2142
SB-45	38,42	721,57	14,13	729,66	13,75	2134
SB-46	38,82	721,24	14,29	729,03	13,79	2115
SB-47	38,99	721,00	14,38	728,53	13,82	2106

- continuação -

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]
SB-48-49	39,14	720,10	14,30	728,85	13,83	2099
SB-50	40,65	718,55	14,33	728,53	14,21	2043
SB-51	40,90	716,38	14,33	728,02	14,25	2041
SB-52	43,03	713,27	14,40	724,82	14,38	2040
SB-53	44,13	712,09	14,61	723,68	14,52	2037
SB-54	44,99	711,61	14,64	722,94	14,54	2034
SB-55	45,32	711,50	14,65	722,61	14,55	2033
SB-56	45,81	711,46	14,70	722,03	14,56	2031
SB-57	47,06	708,15	14,75	720,73	14,61	2204
SB-58	47,83	707,26	14,86	719,41	14,67	2201
SB-59	47,97	706,89	14,91	719,04	14,67	2201
SB-60	48,03	706,85	14,89	719,36	14,68	2201
SB-61	49,17	706,83	14,99	718,10	14,78	2195
SB-62	49,38	706,43	15,00	718,13	14,78	2194
SB-63	49,46	706,32	14,98	718,13	14,79	2362
SB-64	49,51	706,29	14,99	718,11	14,83	2361
SB-65	49,67	706,19	14,98	718,05	14,89	2359
SB-66	50,26	704,57	15,00	717,47	14,96	2356
SB-67	50,85	703,83	15,01	716,82	15,00	2356
SB-68	52,37	703,34	15,15	715,81	15,02	2358
SB-69	54,76	701,54	15,43	714,53	15,25	2336
SB-70	56,21	701,53	15,47	713,58	15,36	2331
SB-71	57,95	700,35	15,57	710,20	15,48	2328
SB-72	58,52	700,13	15,81	708,66	15,52	2327
SB-73	60,11	695,43	16,63	707,05	15,67	2307
SB-74	60,80	692,83	16,94	706,37	15,68	2296
SB-75	62,22	692,04	17,18	705,71	15,66	2265
SB-76	63,48	691,74	17,44	704,57	15,95	2234
SB-77	63,76	690,77	17,50	704,40	16,01	2229
SB-78	63,92	690,21	17,52	704,38	16,03	2225
SB-79	64,76	689,59	17,57	703,95	16,23	2486
SB-80	65,73	686,24	17,63	703,63	16,46	2455
SB-81	67,35	684,56	17,63	700,62	16,83	2413
SB-82	68,30	684,30	17,54	697,91	17,05	2409
SB-83	69,70	682,56	17,63	696,77	17,39	2406
SB-84	70,98	682,27	17,68	696,02	17,58	2404
SB-85	71,23	682,25	17,68	695,99	17,59	2404
SB-86	71,48	682,24	17,71	695,67	17,60	2866
SB-87	71,52	679,35	17,77	694,85	17,60	2866
SB-88	71,60	679,34	17,76	694,92	17,60	2866
SB-89	71,83	679,31	17,75	695,00	17,61	2866
SB-90	72,80	679,01	17,81	694,15	17,63	2864
SB-91	73,76	677,79	17,85	693,50	17,70	2863
SB-92	75,09	676,66	17,98	692,55	17,75	2862
SB-93	76,10	676,64	17,96	692,23	17,85	2860
SB-94	76,48	676,09	17,96	692,01	17,85	2860
SB-95	76,74	675,88	17,99	691,71	17,87	2860
SB-96	78,01	675,04	18,04	690,70	18,00	2859
SB-97	78,75	674,90	18,04	690,58	18,04	2859
SB-98	80,07	673,97	18,03	690,01	18,10	2858
SB-99	81,37	673,58	18,08	689,28	18,12	2858
SB-100	81,56	673,56	18,08	689,32	18,14	3082

**Tabela A6.2 – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 2**

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]
SB-01	0,47	809,00	11,12	824,46	11,10	5320
SB-02	0,93	803,52	11,29	820,71	11,11	5192
SB-03	1,61	803,50	11,26	821,00	11,10	4124
SB-04	1,91	803,47	11,26	820,87	11,22	3609
SB-05	2,01	803,45	11,27	820,44	11,23	3571
SB-06	2,14	803,15	11,32	818,89	11,23	3544
SB-07	2,76	801,50	11,36	817,93	11,27	3287
SB-08	3,11	799,90	11,38	816,86	11,29	3115
SB-09	3,61	798,44	11,40	815,48	11,34	2894
SB-10	4,40	796,00	11,44	811,49	11,40	2786
SB-11	5,53	792,02	11,48	806,63	11,46	2698
SB-12	5,89	791,00	11,48	802,23	11,48	2691
SB-13	6,43	789,81	11,55	799,72	11,50	2654
SB-14	11,91	766,67	11,94	775,43	11,93	2155
SB-15	12,02	766,21	11,94	773,94	11,93	2154
SB-16	12,12	764,60	11,96	773,09	11,93	2153
SB-17	12,21	763,15	11,98	773,38	11,94	2150
SB-18	12,54	761,30	12,00	771,95	11,95	2214
SB-19	14,66	749,44	12,10	762,14	12,04	2651
SB-20	15,69	749,24	12,19	760,14	12,08	2607
SB-21	17,40	740,49	12,29	756,42	12,19	2453
SB-22	17,49	740,40	12,30	756,02	12,20	2449
SB-23	17,63	740,21	12,31	755,76	12,21	2443
SB-24	17,96	739,78	12,32	755,15	12,22	2431
SB-25	24,14	731,61	12,53	744,29	12,50	2267
SB-26	25,52	730,65	12,62	743,07	12,53	2545
SB-27	27,47	729,63	12,90	740,97	12,76	2371
SB-28	27,59	729,26	12,92	740,76	12,77	2362
SB-29	27,71	728,88	12,92	740,65	12,80	2351
SB-30	27,78	728,55	12,98	740,15	12,80	2347
SB-31	27,89	728,54	12,98	740,14	12,81	2344
SB-32	28,54	728,48	13,10	739,46	12,84	2325
SB-33	29,10	728,42	13,17	739,15	12,86	2296
SB-34	29,92	728,04	13,24	738,75	12,93	2219
SB-35	31,41	725,46	13,38	737,68	13,16	2088
SB-36	32,64	724,77	13,53	736,43	13,28	2043
SB-37	34,63	723,81	13,73	734,79	13,50	1965
SB-38	35,30	723,18	13,77	734,26	13,59	1945
SB-39	35,77	723,08	13,79	733,81	13,66	1936
SB-40	36,10	722,76	13,83	733,34	13,69	1932
SB-41	36,79	722,51	13,88	732,59	13,75	1924
SB-42	37,71	722,00	14,01	731,24	13,85	1914
SB-43	37,97	721,97	14,01	731,20	13,89	1909
SB-44	38,04	721,89	14,11	730,40	13,89	2118
SB-45	38,42	721,57	14,29	729,63	13,91	2112
SB-46	38,82	721,24	14,45	728,98	13,97	2094
SB-47	38,99	721,00	14,53	728,48	13,99	2085

- continuação -

<b>Número da seção</b>	<b>Localização da seção [km]</b>	<b>Cota do leito [m]</b>	<b>Tempo para a cota máxima [horas]</b>	<b>Cota máxima [m]</b>	<b>Tempo para a vazão máxima [horas]</b>	<b>Vazão máxima [m³/s]</b>
SB-48-49	39,14	720,10	14,49	728,81	14,01	2079
SB-50	40,65	718,55	14,49	728,49	14,37	2027
SB-51	40,90	716,38	14,50	727,98	14,43	2025
SB-52	43,03	713,27	14,54	724,78	14,47	2022
SB-53	44,13	712,09	14,80	723,63	14,62	2017
SB-54	44,99	711,61	14,84	722,90	14,65	2014
SB-55	45,32	711,50	14,85	722,57	14,67	2012
SB-56	45,81	711,46	14,88	721,99	14,71	2010
SB-57	47,06	708,15	14,95	720,70	14,83	2185
SB-58	47,83	707,26	15,05	719,38	14,86	2183
SB-59	47,97	706,89	15,11	719,01	14,89	2183
SB-60	48,03	706,85	15,04	719,33	14,90	2182
SB-61	49,17	706,83	15,18	718,07	14,94	2178
SB-62	49,38	706,43	15,16	718,10	14,96	2177
SB-63	49,46	706,32	15,16	718,10	14,95	2345
SB-64	49,51	706,29	15,15	718,08	14,97	2344
SB-65	49,67	706,19	15,16	718,03	15,04	2342
SB-66	50,26	704,57	15,17	717,45	15,15	2340
SB-67	50,85	703,83	15,19	716,80	15,18	2339
SB-68	52,37	703,34	15,36	715,79	15,31	2335
SB-69	54,76	701,54	15,64	714,49	15,56	2320
SB-70	56,21	701,53	15,68	713,54	15,59	2315
SB-71	57,95	700,35	15,76	710,18	15,69	2312
SB-72	58,52	700,13	15,94	708,63	15,72	2311
SB-73	60,11	695,43	16,82	707,01	15,87	2292
SB-74	60,80	692,83	17,14	706,33	15,90	2282
SB-75	62,22	692,04	17,35	705,66	15,87	2254
SB-76	63,48	691,74	17,68	704,53	16,17	2225
SB-77	63,76	690,77	17,72	704,36	16,24	2220
SB-78	63,92	690,21	17,71	704,35	16,26	2217
SB-79	64,76	689,59	17,81	703,91	16,48	2481
SB-80	65,73	686,24	17,86	703,60	16,71	2452
SB-81	67,35	684,56	17,89	700,59	17,09	2413
SB-82	68,30	684,30	17,83	697,87	17,33	2410
SB-83	69,70	682,56	17,92	696,73	17,64	2394
SB-84	70,98	682,27	17,96	695,99	17,88	2386
SB-85	71,23	682,25	17,97	695,96	17,90	2386
SB-86	71,48	682,24	17,97	695,64	17,91	2848
SB-87	71,52	679,35	18,03	694,81	17,91	2848
SB-88	71,60	679,34	18,03	694,89	17,91	2848
SB-89	71,83	679,31	18,03	694,97	17,91	2848
SB-90	72,80	679,01	18,08	694,12	17,92	2847
SB-91	73,76	677,79	18,11	693,47	17,99	2846
SB-92	75,09	676,66	18,19	692,52	18,03	2845
SB-93	76,10	676,64	18,23	692,21	18,12	2844
SB-94	76,48	676,09	18,19	691,99	18,17	2844
SB-95	76,74	675,88	18,27	691,70	18,17	2844
SB-96	78,01	675,04	18,33	690,69	18,25	2843
SB-97	78,75	674,90	18,35	690,57	18,27	2843
SB-98	80,07	673,97	18,34	690,00	18,36	2843
SB-99	81,37	673,58	18,23	689,28	18,34	2843
SB-100	81,56	673,56	18,23	689,32	18,38	3062

**Tabela A6.3 – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 3**

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]
SB-01	0,47	809,00	11,12	824,15	11,10	5097
SB-02	0,93	803,52	11,29	820,15	11,11	4968
SB-03	1,61	803,50	11,27	820,37	11,12	4437
SB-04	1,91	803,47	11,27	820,25	11,23	3332
SB-05	2,01	803,45	11,27	819,82	11,24	3294
SB-06	2,14	803,15	11,32	818,26	11,24	3271
SB-07	2,76	801,50	11,37	817,18	11,28	3019
SB-08	3,11	799,90	11,39	816,08	11,30	2863
SB-09	3,61	798,44	11,41	814,70	11,35	2631
SB-10	4,40	796,00	11,46	810,74	11,42	2520
SB-11	5,53	792,02	11,50	805,95	11,48	2413
SB-12	5,89	791,00	11,50	801,73	11,49	2406
SB-13	6,43	789,81	11,57	799,27	11,52	2367
SB-14	11,91	766,67	11,98	774,73	11,97	1860
SB-15	12,02	766,21	11,98	773,24	11,97	1860
SB-16	12,12	764,60	11,99	772,21	11,98	1859
SB-17	12,21	763,15	12,01	772,12	11,98	1858
SB-18	12,54	761,30	12,02	770,49	11,99	1865
SB-19	14,66	749,44	12,12	760,50	12,08	1905
SB-20	15,69	749,24	12,20	757,96	12,12	1871
SB-21	17,40	740,49	12,35	753,46	12,24	1730
SB-22	17,49	740,40	12,36	753,34	12,24	1724
SB-23	17,63	740,21	12,36	753,08	12,25	1717
SB-24	17,96	739,78	12,38	752,47	12,27	1701
SB-25	24,14	731,61	12,80	741,88	12,63	1463
SB-26	25,52	730,65	12,93	740,61	12,78	1421
SB-27	27,47	729,63	13,18	738,05	13,01	1275
SB-28	27,59	729,26	13,18	738,03	13,02	1270
SB-29	27,71	728,88	13,18	737,97	13,03	1266
SB-30	27,78	728,55	13,21	737,72	13,04	1263
SB-31	27,89	728,54	13,21	737,69	13,05	1261
SB-32	28,54	728,48	13,32	736,93	13,09	1239
SB-33	29,10	728,42	13,37	736,71	13,15	1215
SB-34	29,92	728,04	13,58	735,95	13,24	1163
SB-35	31,41	725,46	13,81	734,69	13,56	1015
SB-36	32,64	724,77	14,01	733,45	13,75	969
SB-37	34,63	723,81	14,33	731,68	14,05	901
SB-38	35,30	723,18	14,40	731,21	14,17	881
SB-39	35,77	723,08	14,45	730,68	14,26	872
SB-40	36,10	722,76	14,46	730,43	14,31	868
SB-41	36,79	722,51	14,53	729,80	14,38	862
SB-42	37,71	722,00	14,64	728,29	14,53	854
SB-43	37,97	721,97	14,63	728,10	14,57	852
SB-44	38,04	721,89	14,64	727,79	14,59	884
SB-45	38,42	721,57	14,67	727,05	14,62	883
SB-46	38,82	721,24	14,71	725,74	14,65	882
SB-47	38,99	721,00	14,80	724,56	14,71	886

- continuação -

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]
SB-48-49	39,14	720,10	15,08	724,78	14,69	880
SB-50	40,65	718,55	15,15	724,04	15,04	844
SB-51	40,90	716,38	15,16	723,67	15,10	843
SB-52	43,03	713,27	15,18	721,07	15,20	841
SB-53	44,13	712,09	15,38	719,41	15,23	837
SB-54	44,99	711,61	15,51	718,47	15,30	832
SB-55	45,32	711,50	15,56	718,02	15,34	830
SB-56	45,81	711,46	15,62	717,47	15,38	828
SB-57	47,06	708,15	15,72	716,21	15,53	847
SB-58	47,83	707,26	15,79	715,32	15,62	844
SB-59	47,97	706,89	15,84	715,08	15,62	843
SB-60	48,03	706,85	15,81	715,15	15,62	843
SB-61	49,17	706,83	16,00	714,00	15,76	837
SB-62	49,38	706,43	16,02	713,84	15,77	835
SB-63	49,46	706,32	16,02	713,79	15,78	862
SB-64	49,51	706,29	16,05	713,75	15,79	861
SB-65	49,67	706,19	16,06	713,60	15,81	858
SB-66	50,26	704,57	16,12	712,99	15,95	851
SB-67	50,85	703,83	16,15	712,51	16,02	848
SB-68	52,37	703,34	16,39	711,25	16,08	842
SB-69	54,76	701,54	16,79	709,63	16,55	824
SB-70	56,21	701,53	16,86	708,90	16,72	819
SB-71	57,95	700,35	16,92	706,66	16,87	816
SB-72	58,52	700,13	16,97	705,27	16,92	815
SB-73	60,11	695,43	17,43	702,38	17,13	804
SB-74	60,80	692,83	17,52	701,52	17,28	798
SB-75	62,22	692,04	17,72	699,95	17,55	789
SB-76	63,48	691,74	17,81	698,26	17,70	786
SB-77	63,76	690,77	17,86	697,77	17,73	785
SB-78	63,92	690,21	17,87	697,53	17,72	785
SB-79	64,76	689,59	18,31	695,97	17,83	836
SB-80	65,73	686,24	18,48	694,93	17,93	834
SB-81	67,35	684,56	18,25	693,20	17,83	830
SB-82	68,30	684,30	18,52	691,93	17,83	825
SB-83	69,70	682,56	18,57	690,51	17,90	815
SB-84	70,98	682,27	18,69	689,12	18,00	808
SB-85	71,23	682,25	18,68	689,10	18,03	806
SB-86	71,48	682,24	18,71	688,86	18,62	852
SB-87	71,52	679,35	18,76	688,61	18,62	851
SB-88	71,60	679,34	18,76	688,59	18,62	851
SB-89	71,83	679,31	18,78	688,54	18,63	851
SB-90	72,80	679,01	18,85	687,97	18,65	849
SB-91	73,76	677,79	18,95	687,51	18,69	847
SB-92	75,09	676,66	19,04	686,88	18,78	844
SB-93	76,10	676,64	19,08	686,40	18,95	841
SB-94	76,48	676,09	19,09	686,32	18,99	841
SB-95	76,74	675,88	19,10	686,04	19,03	840
SB-96	78,01	675,04	19,11	685,32	19,14	840
SB-97	78,75	674,90	19,12	685,18	19,17	841
SB-98	80,07	673,97	19,14	684,83	19,25	841
SB-99	81,37	673,58	19,16	684,56	19,20	842
SB-100	81,56	673,56	19,16	684,56	19,19	842

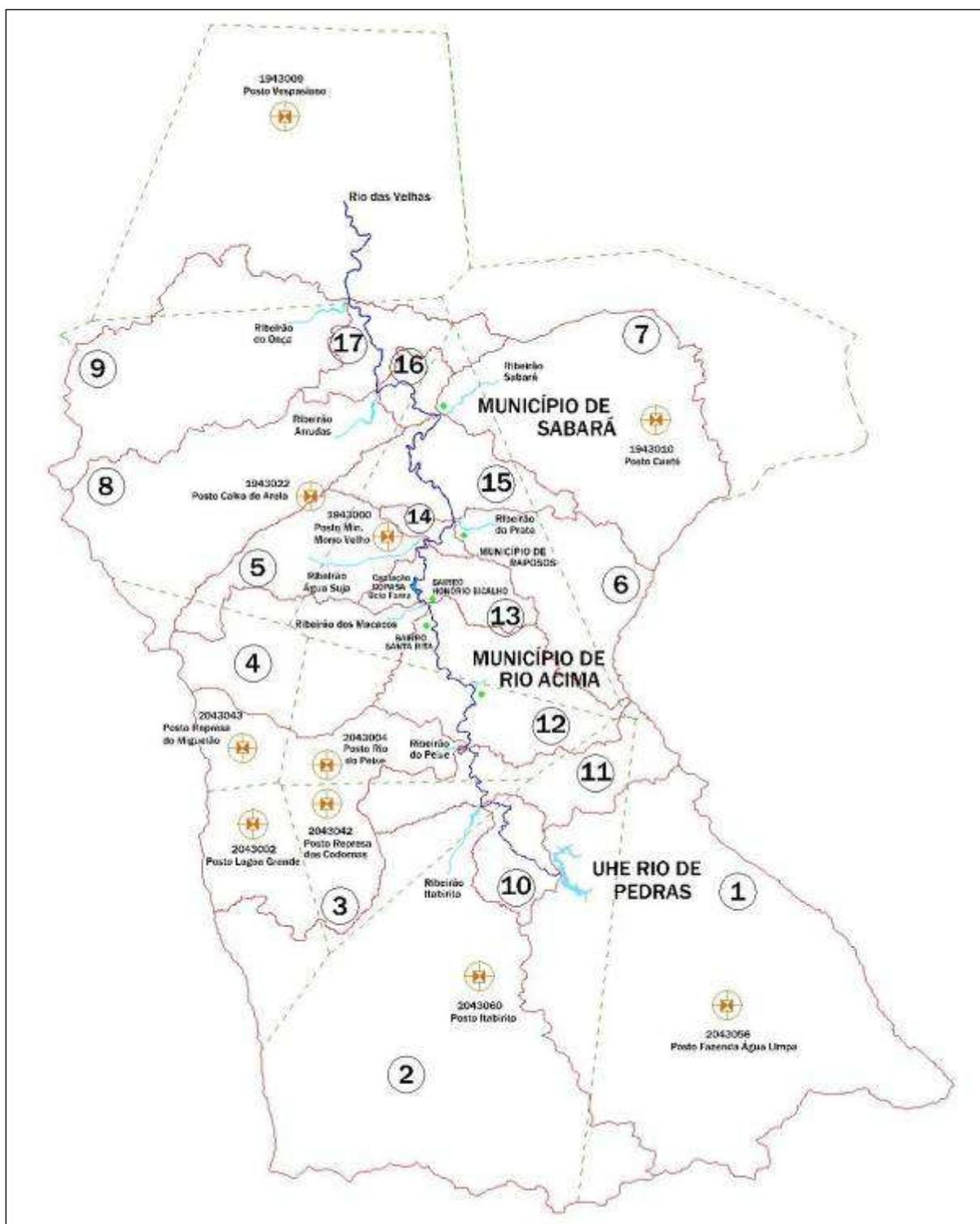
**Tabela A6.4 – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 4**

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]
SB-01	0,47	809,00	11,01	812,46	11,00	322
SB-02	0,93	803,52	11,27	810,73	11,02	322
SB-03	1,61	803,50	11,34	810,20	11,04	321
SB-04	1,91	803,47	11,34	810,02	11,20	320
SB-05	2,01	803,45	11,35	809,85	11,27	320
SB-06	2,14	803,15	11,38	809,49	11,28	320
SB-07	2,76	801,50	11,46	808,28	11,41	320
SB-08	3,11	799,90	11,50	807,36	11,46	319
SB-09	3,61	798,44	11,54	805,71	11,50	319
SB-10	4,40	796,00	11,59	802,04	11,57	319
SB-11	5,53	792,02	11,89	797,81	11,88	319
SB-12	5,89	791,00	11,93	796,67	11,96	319
SB-13	6,43	789,81	12,00	794,72	11,96	319
SB-14	11,91	766,67	12,76	769,93	12,77	317
SB-15	12,02	766,21	12,76	769,03	12,77	317
SB-16	12,12	764,60	12,76	768,96	12,76	321
SB-17	12,21	763,15	12,76	768,86	12,76	416
SB-18	12,54	761,30	10,25	766,82	11,86	558
SB-19	14,66	749,44	10,14	758,24	10,09	1066
SB-20	15,69	749,24	10,23	755,61	10,18	1066
SB-21	17,40	740,49	10,42	751,03	10,32	1066
SB-22	17,49	740,40	10,41	750,98	10,38	1066
SB-23	17,63	740,21	10,40	750,75	10,38	1066
SB-24	17,96	739,78	10,46	750,23	10,36	1066
SB-25	24,14	731,61	9,35	742,38	10,55	1067
SB-26	25,52	730,65	9,51	741,27	9,15	1429
SB-27	27,47	729,63	9,71	739,02	9,56	1428
SB-28	27,59	729,26	9,77	738,97	9,56	1428
SB-29	27,71	728,88	9,75	738,87	9,58	1428
SB-30	27,78	728,55	9,76	738,62	9,57	1428
SB-31	27,89	728,54	9,79	738,61	9,57	1428
SB-32	28,54	728,48	9,93	738,02	9,59	1427
SB-33	29,10	728,42	10,03	737,80	9,61	1427
SB-34	29,92	728,04	10,15	737,34	9,72	1425
SB-35	31,41	725,46	10,44	736,28	10,00	1421
SB-36	32,64	724,77	10,66	735,15	10,22	1420
SB-37	34,63	723,81	10,94	733,52	10,60	1418
SB-38	35,30	723,18	11,01	733,04	10,81	1418
SB-39	35,77	723,08	11,04	732,60	10,82	1417
SB-40	36,10	722,76	11,09	732,22	10,94	1417
SB-41	36,79	722,51	11,24	731,54	10,93	1417
SB-42	37,71	722,00	11,44	730,31	11,13	1417
SB-43	37,97	721,97	11,33	730,25	11,28	1417
SB-44	38,04	721,89	11,42	729,67	11,27	1627
SB-45	38,42	721,57	11,70	728,87	11,30	1626
SB-46	38,82	721,24	11,85	727,84	11,38	1626
SB-47	38,99	721,00	12,05	727,27	11,38	1625

- continuação -

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]
SB-48-49	39,14	720,10	11,97	727,70	11,41	1625
SB-50	40,65	718,55	11,97	727,32	11,85	1624
SB-51	40,90	716,38	11,97	726,88	11,85	1624
SB-52	43,03	713,27	11,75	724,12	12,02	1640
SB-53	44,13	712,09	13,02	722,57	12,29	1642
SB-54	44,99	711,61	12,85	721,86	12,50	1631
SB-55	45,32	711,50	12,77	721,54	12,58	1626
SB-56	45,81	711,46	12,98	721,03	12,70	1620
SB-57	47,06	708,15	13,08	719,81	12,80	1799
SB-58	47,83	707,26	12,99	718,67	12,93	1799
SB-59	47,97	706,89	13,07	718,38	13,10	1799
SB-60	48,03	706,85	13,07	718,59	13,12	1799
SB-61	49,17	706,83	12,96	717,51	13,15	1799
SB-62	49,38	706,43	13,16	717,52	13,09	1799
SB-63	49,46	706,32	13,16	717,51	13,08	1968
SB-64	49,51	706,29	12,99	717,49	12,72	1968
SB-65	49,67	706,19	13,00	717,44	13,11	1968
SB-66	50,26	704,57	13,05	716,93	13,18	1968
SB-67	50,85	703,83	13,02	716,41	13,21	1968
SB-68	52,37	703,34	13,46	715,33	12,53	1970
SB-69	54,76	701,54	13,55	713,62	13,55	1970
SB-70	56,21	701,53	13,58	712,71	13,57	1970
SB-71	57,95	700,35	13,60	709,64	13,63	1970
SB-72	58,52	700,13	13,80	708,02	13,64	1969
SB-73	60,11	695,43	14,02	706,21	13,77	1968
SB-74	60,80	692,83	14,11	705,46	13,90	1968
SB-75	62,22	692,04	14,22	704,61	14,08	1967
SB-76	63,48	691,74	14,32	703,17	14,15	1967
SB-77	63,76	690,77	14,38	702,91	14,15	1967
SB-78	63,92	690,21	14,37	702,87	14,18	1967
SB-79	64,76	689,59	14,42	702,17	14,18	2250
SB-80	65,73	686,24	14,43	701,68	14,27	2250
SB-81	67,35	684,56	14,78	699,25	14,21	2250
SB-82	68,30	684,30	15,11	697,53	15,08	2250
SB-83	69,70	682,56	15,14	696,42	15,14	2250
SB-84	70,98	682,27	15,17	695,69	15,18	2249
SB-85	71,23	682,25	15,18	695,66	15,18	2249
SB-86	71,48	682,24	15,19	695,35	15,19	2712
SB-87	71,52	679,35	15,18	694,56	15,20	2712
SB-88	71,60	679,34	15,18	694,63	15,20	2712
SB-89	71,83	679,31	15,19	694,71	15,19	2712
SB-90	72,80	679,01	15,22	693,87	15,21	2712
SB-91	73,76	677,79	15,24	693,25	15,23	2712
SB-92	75,09	676,66	15,27	692,34	15,27	2712
SB-93	76,10	676,64	15,31	692,02	15,27	2712
SB-94	76,48	676,09	15,29	691,81	15,28	2712
SB-95	76,74	675,88	15,32	691,53	15,31	2712
SB-96	78,01	675,04	15,33	690,58	15,35	2712
SB-97	78,75	674,90	15,36	690,47	15,39	2712
SB-98	80,07	673,97	15,37	689,94	15,40	2711
SB-99	81,37	673,58	15,43	689,28	15,46	2711
SB-100	81,56	673,56	15,45	689,32	15,47	2899

## ANEXO 7 – Delimitação das sub-bacias dentro da área de estudo



**Figura A7.1** – Estações pluviométricas, polígonos de Thiessen e delimitação das sub-bacias para a área de estudo

**Tabela A7.1 – Áreas de drenagem das sub-bacias**

<b>Número da Bacia</b>	<b>Nome da Bacia</b>	<b>Área [km<sup>2</sup>]</b>
1	Bacia Rio de Pedras	542
2	Bacia Rio Itabirito	521
3	Bacia Rio do Peixe	213
4	Bacia Ribeirão dos Macacos	131
5	Bacia Ribeirão Água Suja	89
6	Bacia Ribeirão da Prata	110
7	Bacia Ribeirão Sabará	241
8	Bacia Ribeirão Arrudas	207
9	Bacia Ribeirão da Onça	211
10	Incremental Rio de Pedras - Rio Itabirito	40
11	Incremental Rio Itabirito - Rio do Peixe	94
12	Incremental Rio do Peixe - Ribeirão dos Macacos	129
13	Incremental Ribeirão dos Macacos - Ribeirão Água Suja	45
14	Incremental Ribeirão Água Suja - Ribeirão da Prata	11
15	Incremental Ribeirão da Prata - Ribeirão Sabará	79
16	Incremental Ribeirão Sabará - Ribeirão Arrudas	22
17	Incremental Ribeirão Arrudas - Ribeirão da Onça	55

**ANEXO 8 – Rugosidade final para cada seção transversal definido pelo método de Cowan**

**Tabela A8.1 – Rugosidade final para cada seção transversal**

Seção	Rugosidade Final - n		
	Planície esquerda	Canal	Planície direita
SB-01	0,19	0,06	0,19
SB-02	0,07	0,06	0,19
SB-03	0,07	0,06	0,07
SB-04	0,07	0,06	0,13
SB-05	0,07	0,06	0,19
SB-06	0,19	0,06	0,19
SB-07	0,19	0,05	0,19
SB-08	0,19	0,06	0,19
SB-09	0,07	0,06	0,19
SB-10	0,12	0,06	0,12
SB-11	0,19	0,06	0,19
SB-12	0,19	0,06	0,19
SB-13	0,19	0,06	0,10
SB-14	0,19	0,06	0,19
SB-15	0,19	0,06	0,19
SB-16	0,19	0,06	0,19
SB-17	0,19	0,06	0,19
SB-18	0,09	0,05	0,19
SB-19	0,19	0,05	0,19
SB-20	0,12	0,06	0,12
SB-21	0,12	0,06	0,12
SB-22	0,12	0,05	0,12
SB-23	0,19	0,05	0,19
SB-24	0,19	0,06	0,12
SB-25	0,19	0,06	0,12
SB-26	0,07	0,06	0,07
SB-27	0,17	0,06	0,17
SB-28	0,17	0,06	0,17
SB-29	0,17	0,06	0,17
SB-30	0,17	0,06	0,17
SB-31	0,17	0,06	0,17
SB-32	0,06	0,05	0,19
SB-33	0,07	0,06	0,12
SB-34	0,19	0,06	0,07
SB-35	0,07	0,06	0,12
SB-36	0,07	0,06	0,12
SB-37	0,04	0,06	0,12
SB-38	0,15	0,06	0,07
SB-39	0,13	0,06	0,12
SB-40	0,07	0,06	0,09
SB-41	0,19	0,06	0,04
SB-42	0,19	0,06	0,09
SB-43	0,19	0,06	0,17
SB-44	0,17	0,06	0,17
SB-45	0,12	0,06	0,17
SB-46	0,17	0,05	0,17
SB-47	0,19	0,05	0,19
SB-48	0,19	0,08	0,19

- continuação -

Seção	Rugosidade Final - n		
	Planície esquerda	Canal	Planície direita
SB-49	0,19	0,08	0,19
SB-50	0,12	0,13	0,08
SB-51	0,19	0,06	0,19
SB-52	0,12	0,06	0,16
SB-53	0,12	0,06	0,16
SB-54	0,09	0,06	0,19
SB-55	0,09	0,05	0,19
SB-56	0,09	0,06	0,19
SB-57	0,09	0,06	0,19
SB-58	0,19	0,06	0,19
SB-59	0,19	0,06	0,19
SB-60	0,19	0,06	0,19
SB-61	0,17	0,06	0,17
SB-62	0,17	0,06	0,10
SB-63	0,17	0,06	0,17
SB-64	0,17	0,06	0,17
SB-65	0,17	0,06	0,17
SB-66	0,17	0,06	0,17
SB-67	0,10	0,06	0,17
SB-68	0,17	0,05	0,10
SB-69	0,10	0,05	0,10
SB-70	0,12	0,05	0,19
SB-71	0,10	0,05	0,19
SB-72	0,10	0,05	0,19
SB-73	0,17	0,06	0,10
SB-74	0,10	0,06	0,17
SB-75	0,06	0,06	0,13
SB-76	0,13	0,05	0,19
SB-77	0,17	0,06	0,17
SB-78	0,17	0,06	0,17
SB-79	0,17	0,06	0,17
SB-80	0,17	0,06	0,17
SB-81	0,09	0,06	0,10
SB-82	0,10	0,06	0,10
SB-83	0,10	0,06	0,10
SB-84	0,09	0,06	0,17
SB-85	0,17	0,06	0,17
SB-86	0,10	0,06	0,17
SB-87	0,10	0,06	0,17
SB-88	0,10	0,06	0,10
SB-89	0,10	0,06	0,10
SB-90	0,13	0,06	0,13
SB-91	0,10	0,06	0,19
SB-92	0,10	0,06	0,17
SB-93	0,10	0,06	0,19
SB-94	0,09	0,06	0,17
SB-95	0,10	0,06	0,19
SB-96	0,10	0,06	0,19
SB-97	0,10	0,05	0,19
SB-98	0,10	0,05	0,19
SB-99	0,10	0,05	0,07
SB-100	0,10	0,05	0,07

## ANEXO 9 – Resultados completos das simulações realizadas para os cenários 1[RV] e 1[RM]

Tabela A9.1 – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1[RV]

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m <sup>3</sup> /s]
SB-01	0,47	809,00	11,11	841,06	11,10	17287
SB-02	0,93	803,52	11,12	830,80	11,11	14834
SB-03	1,61	803,50	11,18	829,18	11,12	10817
SB-04	1,91	803,47	11,19	828,86	11,15	6584
SB-05	2,01	803,45	11,19	828,35	11,16	6174
SB-06	2,14	803,15	11,20	826,66	11,17	5998
SB-07	2,76	801,50	11,26	822,95	11,20	4867
SB-08	3,11	799,90	11,30	821,41	11,23	4182
SB-09	3,61	798,44	11,34	819,43	11,25	3354
SB-10	4,40	796,00	11,39	814,90	11,34	2779
SB-11	5,53	792,02	11,45	808,22	11,43	2539
SB-12	5,89	791,00	11,47	803,42	11,45	2523
SB-13	6,43	789,81	11,56	801,09	11,49	2426
SB-14	11,91	766,67	12,15	776,36	12,11	1738
SB-15	12,02	766,21	12,18	775,14	12,11	1736
SB-16	12,12	764,60	12,20	774,61	12,12	1732
SB-17	12,21	763,15	12,20	774,57	12,13	1729
SB-18	12,54	761,30	12,22	773,26	12,15	1792
SB-19	14,66	749,44	12,40	764,53	12,29	2221
SB-20	15,69	749,24	12,52	762,07	12,34	2167
SB-21	17,40	740,49	12,65	758,50	12,51	2035
SB-22	17,49	740,40	12,67	758,19	12,52	2031
SB-23	17,63	740,21	12,68	757,92	12,53	2027
SB-24	17,96	739,78	12,69	757,30	12,55	2017
SB-25	24,14	731,61	12,97	746,25	12,91	1906
SB-26	25,52	730,65	13,13	744,62	13,00	2158
SB-27	27,47	729,63	13,45	742,32	13,26	2040
SB-28	27,59	729,26	13,47	742,14	13,28	2033
SB-29	27,71	728,88	13,48	742,03	13,31	2025
SB-30	27,78	728,55	13,50	741,68	13,33	2021
SB-31	27,89	728,54	13,52	741,51	13,33	2019
SB-32	28,54	728,48	13,67	740,40	13,37	2007
SB-33	29,10	728,42	13,81	739,84	13,42	1988
SB-34	29,92	728,04	13,91	739,44	13,52	1937
SB-35	31,41	725,46	14,07	738,52	13,78	1855
SB-36	32,64	724,77	14,25	737,41	13,92	1823
SB-37	34,63	723,81	14,51	735,89	14,18	1770
SB-38	35,30	723,18	14,57	735,41	14,31	1754
SB-39	35,77	723,08	14,63	734,96	14,37	1746
SB-40	36,10	722,76	14,69	734,56	14,41	1741
SB-41	36,79	722,51	14,83	733,83	14,49	1733
SB-42	37,71	722,00	14,99	733,05	14,64	1716
SB-43	37,97	721,97	15,04	732,98	14,68	1708
SB-44	38,04	721,89	15,05	732,76	14,69	1915
SB-45	38,42	721,57	15,11	732,54	14,75	1900
SB-46	38,82	721,24	15,18	732,34	14,81	1883
SB-47	38,99	721,00	15,21	732,19	14,84	1877

- continuação -

<b>Número da seção</b>	<b>Localização da seção [km]</b>	<b>Cota do leito [m]</b>	<b>Tempo para a cota máxima [horas]</b>	<b>Cota máxima [m]</b>	<b>Tempo para a vazão máxima [horas]</b>	<b>Vazão máxima [m³/s]</b>
SB-48-49	39,14	720,10	15,24	732,23	14,86	1871
SB-50	40,65	718,55	15,50	731,89	15,10	1799
SB-51	40,90	716,38	15,54	731,67	15,14	1789
SB-52	43,03	713,27	15,91	728,90	15,47	1749
SB-53	44,13	712,09	16,10	725,55	15,65	1736
SB-54	44,99	711,61	16,25	724,56	15,78	1725
SB-55	45,32	711,50	16,31	724,23	15,83	1721
SB-56	45,81	711,46	16,40	723,69	15,91	1715
SB-57	47,06	708,15	16,61	722,44	16,11	1880
SB-58	47,83	707,26	16,74	721,32	16,23	1873
SB-59	47,97	706,89	16,77	721,02	16,25	1873
SB-60	48,03	706,85	16,78	721,15	16,26	1872
SB-61	49,17	706,83	16,98	719,92	16,44	1863
SB-62	49,38	706,43	17,01	719,86	16,47	1860
SB-63	49,46	706,32	17,03	719,85	16,48	2027
SB-64	49,51	706,29	17,04	719,83	16,49	2025
SB-65	49,67	706,19	17,06	719,77	16,51	2019
SB-66	50,26	704,57	17,17	719,37	16,61	2012
SB-67	50,85	703,83	17,27	718,95	16,70	2011
SB-68	52,37	703,34	17,53	717,49	16,94	2012
SB-69	54,76	702,22	17,69	715,06	17,56	1987
SB-70	56,21	701,53	17,74	713,98	17,62	1985
SB-71	57,95	700,35	17,77	710,70	17,76	1984
SB-72	58,52	700,13	17,76	708,86	17,81	1983
SB-73	60,11	695,43	18,27	710,11	18,23	1981
SB-74	60,80	692,83	18,31	709,74	18,25	1980
SB-75	62,22	692,04	18,32	709,29	18,40	1980
SB-76	63,48	691,74	18,64	708,70	18,37	1986
SB-77	63,76	690,77	19,49	704,84	18,50	1990
SB-78	63,92	690,21	19,89	704,74	18,51	1989
SB-79	64,76	689,59	19,63	703,79	19,54	2490
SB-80	65,73	686,24	19,61	702,98	19,57	2490
SB-81	67,35	684,56	19,99	701,18	19,31	2550
SB-82	68,30	684,30	20,42	700,82	20,41	2550
SB-83	69,70	682,56	20,45	699,91	20,45	2549
SB-84	70,98	682,27	20,50	699,23	20,47	2549
SB-85	71,23	682,25	20,51	699,09	20,48	2548
SB-86	71,48	679,75	20,52	698,47	20,49	2947
SB-87	71,52	679,35	20,52	698,24	20,49	3011
SB-88	71,60	679,34	20,52	698,21	20,49	3011
SB-89	71,83	679,31	20,52	698,11	20,50	3011
SB-90	72,80	679,01	20,60	697,20	20,52	3011
SB-91	73,76	677,79	20,62	696,39	20,55	3010
SB-92	75,09	676,66	20,67	695,38	20,59	3010
SB-93	76,10	676,64	20,75	694,98	20,65	3009
SB-94	76,48	676,09	20,73	694,74	20,63	3009
SB-95	76,74	675,88	20,78	694,52	20,66	3009
SB-96	78,01	675,04	20,84	693,46	20,75	3008
SB-97	78,75	674,90	20,87	693,23	20,85	3008
SB-98	80,07	673,97	20,84	692,69	20,88	3008
SB-99	81,37	673,58	20,95	691,67	20,92	3008
SB-100	81,56	673,56	21,06	691,68	20,95	3165

**Tabela A9.2 – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1[RM]**

<b>Número da seção</b>	<b>Localização da seção [km]</b>	<b>Cota do leito [m]</b>	<b>Tempo para a cota máxima [horas]</b>	<b>Cota máxima [m]</b>	<b>Tempo para a vazão máxima [horas]</b>	<b>Vazão máxima [m³/s]</b>
SB-01	0,47	809,00	11,11	840,23	11,10	17287
SB-02	0,93	803,52	11,12	830,00	11,11	15027
SB-03	1,61	803,50	11,18	828,86	11,12	11167
SB-04	1,91	803,47	11,18	828,54	11,15	6815
SB-05	2,01	803,45	11,19	828,01	11,16	6432
SB-06	2,14	803,15	11,20	826,23	11,17	6268
SB-07	2,76	801,50	11,24	822,77	11,20	5141
SB-08	3,11	799,90	11,29	821,28	11,22	4462
SB-09	3,61	798,44	11,33	819,40	11,25	3604
SB-10	4,40	796,00	11,37	814,98	11,32	2967
SB-11	5,53	792,02	11,43	808,39	11,41	2693
SB-12	5,89	791,00	11,44	803,38	11,43	2677
SB-13	6,43	789,81	11,53	801,01	11,47	2578
SB-14	11,91	766,67	12,09	776,56	12,05	1831
SB-15	12,02	766,21	12,12	775,37	12,05	1829
SB-16	12,12	764,60	12,13	774,84	12,06	1825
SB-17	12,21	763,15	12,14	774,79	12,06	1821
SB-18	12,54	761,30	12,16	773,47	12,09	1882
SB-19	14,66	749,44	12,33	764,63	12,22	2303
SB-20	15,69	749,24	12,45	762,14	12,28	2245
SB-21	17,40	740,49	12,58	758,59	12,45	2101
SB-22	17,49	740,40	12,59	758,25	12,45	2097
SB-23	17,63	740,21	12,60	757,98	12,46	2092
SB-24	17,96	739,78	12,61	757,35	12,48	2082
SB-25	24,14	731,61	12,94	745,80	12,83	1958
SB-26	25,52	730,65	13,16	744,36	12,85	2176
SB-27	27,47	729,63	13,41	742,58	13,16	2056
SB-28	27,59	729,26	13,42	742,43	13,18	2048
SB-29	27,71	728,88	13,43	742,35	13,21	2038
SB-30	27,78	728,55	13,47	742,01	13,23	2033
SB-31	27,89	728,54	13,49	741,89	13,23	2031
SB-32	28,54	728,48	13,69	741,10	13,28	2014
SB-33	29,10	728,42	13,80	740,69	13,30	1990
SB-34	29,92	728,04	13,91	740,30	13,40	1927
SB-35	31,41	725,46	14,09	739,36	13,72	1828
SB-36	32,64	724,77	14,27	738,22	13,89	1793
SB-37	34,63	723,81	14,60	736,70	14,16	1733
SB-38	35,30	723,18	14,67	736,29	14,26	1710
SB-39	35,77	723,08	14,72	735,95	14,33	1696
SB-40	36,10	722,76	14,75	735,65	14,35	1687
SB-41	36,79	722,51	14,83	735,24	14,39	1669
SB-42	37,71	722,00	14,92	734,78	14,47	1632
SB-43	37,97	721,97	14,95	734,74	14,53	1612
SB-44	38,04	721,89	14,96	734,66	14,53	1816
SB-45	38,42	721,57	15,00	734,56	14,61	1782
SB-46	38,82	721,24	15,04	734,46	14,66	1749
SB-47	38,99	721,00	15,06	734,37	14,69	1737

- continuação -

<b>Número da seção</b>	<b>Localização da seção [km]</b>	<b>Cota do leito [m]</b>	<b>Tempo para a cota máxima [horas]</b>	<b>Cota máxima [m]</b>	<b>Tempo para a vazão máxima [horas]</b>	<b>Vazão máxima [m³/s]</b>
SB-48-49	39,14	720,10	15,07	734,36	14,70	1723
SB-50	40,65	718,55	15,23	734,28	15,31	1628
SB-51	40,90	716,38	15,26	734,20	15,43	1620
SB-52	43,03	713,27	15,48	730,27	15,64	1600
SB-53	44,13	712,09	15,60	725,16	15,77	1599
SB-54	44,99	711,61	15,69	724,26	15,87	1598
SB-55	45,32	711,50	15,72	723,96	15,92	1597
SB-56	45,81	711,46	15,77	723,46	15,97	1597
SB-57	47,06	708,15	15,91	722,35	16,13	1774
SB-58	47,83	707,26	15,99	721,38	16,16	1773
SB-59	47,97	706,89	16,00	721,13	16,16	1773
SB-60	48,03	706,85	16,01	721,24	16,15	1773
SB-61	49,17	706,83	16,13	720,29	16,27	1772
SB-62	49,38	706,43	16,15	720,23	16,27	1771
SB-63	49,46	706,32	16,16	720,21	16,28	1940
SB-64	49,51	706,29	16,16	720,19	16,33	1940
SB-65	49,67	706,19	16,18	720,14	16,34	1939
SB-66	50,26	704,57	16,24	719,80	16,49	1938
SB-67	50,85	703,83	16,30	719,39	16,53	1938
SB-68	52,37	703,34	16,67	717,47	16,46	1940
SB-69	54,76	702,21	17,26	714,66	16,87	1933
SB-70	56,21	701,53	17,32	713,64	17,00	1929
SB-71	57,95	700,35	17,50	710,59	17,38	1928
SB-72	58,52	700,13	17,71	709,14	17,37	1927
SB-73	60,11	695,43	18,20	707,39	17,66	1921
SB-74	60,80	692,83	18,41	706,69	17,75	1918
SB-75	62,22	692,04	18,79	705,74	17,92	1913
SB-76	63,48	691,74	20,00	704,43	18,15	1909
SB-77	63,76	690,77	20,00	704,17	18,10	1909
SB-78	63,92	690,21	20,01	704,09	18,15	1909
SB-79	64,76	689,59	20,02	703,19	20,00	2431
SB-80	65,73	686,24	20,12	702,41	20,04	2430
SB-81	67,35	684,56	20,21	701,01	20,05	2430
SB-82	68,30	684,30	20,47	701,12	20,02	2429
SB-83	69,70	682,56	20,60	700,07	20,12	2427
SB-84	70,98	682,27	20,71	699,26	20,28	2425
SB-85	71,23	682,25	20,70	699,13	20,38	2425
SB-86	71,48	679,75	20,73	698,55	20,41	2824
SB-87	71,52	679,35	20,83	698,32	20,41	2888
SB-88	71,60	679,34	20,77	698,29	20,44	2888
SB-89	71,83	679,31	20,82	698,18	20,40	2887
SB-90	72,80	679,01	20,93	697,32	20,46	2887
SB-91	73,76	677,80	21,00	696,50	20,60	2886
SB-92	75,09	677,14	21,09	695,82	20,77	2886
SB-93	76,10	676,64	21,11	695,41	21,07	2885
SB-94	76,48	676,09	21,19	695,18	20,95	2885
SB-95	76,74	675,88	21,15	694,99	21,13	2885
SB-96	78,01	675,04	21,23	694,12	21,15	2885
SB-97	78,75	674,90	21,21	693,87	21,26	2885
SB-98	80,07	673,97	21,22	693,30	21,29	2885
SB-99	81,37	673,58	21,38	692,39	21,33	2885
SB-100	81,56	673,56	21,40	692,39	21,37	2961

**ANEXO 10 – Resultados completos das simulações realizadas para os cenários 1[55], 1[50] e 1[40]**

**Tabela A10.1 – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1[55]**

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]
SB-01	0,47	809,00	11,11	834,74	11,10	17287
SB-02	0,93	803,52	11,12	827,60	11,12	15891
SB-03	1,61	803,52	11,18	827,36	11,13	13353
SB-04	1,91	803,47	11,17	827,19	11,14	7756
SB-05	2,01	803,45	11,18	826,42	11,16	7523
SB-06	2,14	803,15	11,21	823,35	11,17	7451
SB-07	2,76	801,50	11,23	822,08	11,19	6366
SB-08	3,11	799,90	11,25	820,56	11,21	5797
SB-09	3,61	798,44	11,29	818,94	11,23	4941
SB-10	4,40	795,80	11,31	814,35	11,27	4139
SB-11	5,53	792,02	11,35	808,80	11,33	3708
SB-12	5,89	791,14	11,37	803,94	11,36	3646
SB-13	6,43	789,81	11,42	800,95	11,40	3553
SB-14	11,91	766,67	11,85	776,16	11,81	2611
SB-15	12,02	766,21	11,86	774,66	11,82	2592
SB-16	12,12	764,60	11,87	773,80	11,82	2575
SB-17	12,21	763,15	11,87	774,12	11,83	2559
SB-18	12,54	761,83	11,82	773,86	11,78	2580
SB-19	14,66	753,36	11,93	765,23	11,88	2828
SB-20	15,69	749,24	12,03	761,77	11,93	2923
SB-21	17,40	740,49	12,15	757,99	12,03	2719
SB-22	17,49	740,37	12,16	757,81	12,03	2709
SB-23	17,63	740,18	12,17	757,53	12,04	2694
SB-24	17,96	739,75	12,19	756,86	12,06	2658
SB-25	24,14	731,61	12,41	745,36	12,40	2359
SB-26	25,52	730,65	12,50	743,67	12,43	2672
SB-27	27,47	729,63	12,75	741,15	12,64	2477
SB-28	27,59	729,26	12,76	740,94	12,65	2468
SB-29	27,71	728,88	12,76	740,84	12,65	2456
SB-30	27,78	728,55	12,81	740,29	12,66	2450
SB-31	27,89	728,54	12,82	740,29	12,66	2448
SB-32	28,54	728,48	12,94	739,59	12,68	2426
SB-33	29,10	728,42	13,00	739,27	12,71	2393
SB-34	29,92	728,04	13,07	738,88	12,78	2305
SB-35	31,41	725,46	13,21	737,80	13,00	2157
SB-36	32,64	724,77	13,36	736,54	13,11	2106
SB-37	34,63	723,81	13,57	734,90	13,33	2017
SB-38	35,30	723,18	13,61	734,36	13,42	1994
SB-39	35,77	723,08	13,63	733,91	13,50	1984
SB-40	36,10	722,76	13,66	733,43	13,53	1979
SB-41	36,79	722,51	13,71	732,67	13,58	1971
SB-42	37,71	722,00	13,84	731,31	13,67	1959
SB-43	37,97	721,97	13,83	731,27	13,71	1954
SB-44	38,04	721,89	13,93	730,45	13,72	2163
SB-45	38,42	721,57	14,12	729,70	13,74	2155
SB-46	38,82	721,24	14,26	729,08	13,79	2135
SB-47	38,99	721,00	14,36	728,58	13,83	2126

- continuação -

<b>Número da seção</b>	<b>Localização da seção [km]</b>	<b>Cota do leito [m]</b>	<b>Tempo para a cota máxima [horas]</b>	<b>Cota máxima [m]</b>	<b>Tempo para a vazão máxima [horas]</b>	<b>Vazão máxima [m³/s]</b>
SB-48-49	39,14	720,10	14,30	728,90	13,85	2118
SB-50	40,65	718,55	14,31	728,58	14,17	2060
SB-51	40,90	716,38	14,33	728,07	14,24	2058
SB-52	43,03	713,27	14,34	724,52	14,38	2058
SB-53	44,13	712,55	14,48	723,65	14,42	2057
SB-54	44,99	711,99	14,53	722,64	14,44	2054
SB-55	45,32	711,78	14,56	722,29	14,45	2053
SB-56	45,81	711,46	14,61	721,82	14,46	2051
SB-57	47,06	708,15	14,73	720,33	14,50	2224
SB-58	47,83	707,58	14,88	719,37	14,56	2218
SB-59	47,97	707,48	14,88	719,22	14,58	2217
SB-60	48,03	707,43	14,90	719,16	14,58	2216
SB-61	49,17	706,59	14,99	718,24	14,73	2203
SB-62	49,38	706,43	15,00	718,14	14,80	2200
SB-63	49,46	706,32	14,99	718,14	14,85	2368
SB-64	49,51	706,29	14,99	718,12	14,83	2368
SB-65	49,67	706,19	15,00	718,07	14,88	2366
SB-66	50,26	704,57	15,01	717,48	14,99	2363
SB-67	50,85	703,83	15,01	716,82	15,00	2363
SB-68	52,37	703,34	15,12	715,43	15,11	2362
SB-69	54,76	701,54	15,39	712,73	15,26	2349
SB-70	56,21	699,89	15,57	710,66	15,34	2343
SB-71	57,95	697,91	15,95	708,34	15,53	2329
SB-72	58,52	697,27	16,12	707,73	15,62	2322
SB-73	60,11	695,45	17,01	706,59	15,84	2293
SB-74	60,80	694,33	17,19	706,23	15,86	2279
SB-75	62,22	692,04	17,43	705,62	16,14	2248
SB-76	63,48	691,74	17,78	704,50	16,38	2222
SB-77	63,76	690,77	17,84	704,33	16,43	2217
SB-78	63,92	690,21	17,83	704,31	16,46	2214
SB-79	64,76	689,59	17,89	703,88	16,62	2479
SB-80	65,73	686,24	17,89	703,57	16,81	2451
SB-81	67,35	684,56	17,89	700,41	17,12	2408
SB-82	68,30	684,30	17,89	697,38	17,30	2392
SB-83	69,70	683,32	18,04	696,48	17,57	2374
SB-84	70,98	682,42	18,08	695,89	17,82	2371
SB-85	71,23	682,25	18,09	695,78	17,83	2370
SB-86	71,48	681,02	18,08	695,53	17,85	2563
SB-87	71,52	680,83	18,09	695,48	17,85	2594
SB-88	71,60	680,44	18,09	695,36	17,86	2655
SB-89	71,83	679,31	18,11	694,90	17,88	2833
SB-90	72,80	678,52	18,17	694,17	17,93	2832
SB-91	73,76	677,74	18,19	693,46	18,03	2831
SB-92	75,09	676,65	18,26	692,44	18,17	2830
SB-93	76,10	676,10	18,33	691,61	18,20	2829
SB-94	76,48	675,89	18,36	691,27	18,22	2829
SB-95	76,74	675,74	18,37	691,04	18,24	2829
SB-96	78,01	675,04	18,40	689,73	18,36	2827
SB-97	78,75	674,65	18,44	688,98	18,39	2827
SB-98	80,07	673,97	18,42	687,76	18,43	2827
SB-99	81,37	673,61	18,34	687,08	18,48	2827
SB-100	81,56	673,56	18,35	686,98	18,45	2829

**Tabela A10.2 – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1[50]**

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]
SB-01	0,47	809,00	11,11	834,75	11,10	17287
SB-02	0,93	803,52	11,11	827,75	11,11	15811
SB-03	1,61	803,49	11,18	823,07	11,12	14274
SB-04	1,91	803,47	11,17	823,16	11,13	12762
SB-05	2,01	803,24	11,17	823,03	11,13	12044
SB-06	2,14	802,94	11,17	822,82	11,13	11133
SB-07	2,76	801,50	11,19	820,80	11,16	8041
SB-08	3,11	800,30	11,21	819,02	11,17	7218
SB-09	3,61	798,59	11,23	816,56	11,20	6266
SB-10	4,40	795,89	11,27	812,93	11,23	5179
SB-11	5,53	792,02	11,28	804,60	11,28	4367
SB-12	5,89	791,14	11,33	803,21	11,29	4282
SB-13	6,43	789,81	11,38	801,15	11,33	3970
SB-14	11,91	766,67	11,76	776,22	11,74	2547
SB-15	12,02	766,21	11,76	774,71	11,75	2546
SB-16	12,12	764,60	11,78	773,86	11,75	2544
SB-17	12,21	763,15	11,79	774,19	11,75	2540
SB-18	12,54	761,83	11,81	772,85	11,77	2577
SB-19	14,66	753,36	11,91	764,23	11,86	2824
SB-20	15,69	749,24	12,01	760,78	11,92	2919
SB-21	17,40	740,49	12,14	757,00	12,01	2715
SB-22	17,49	740,37	12,14	756,82	12,02	2705
SB-23	17,63	740,18	12,15	756,54	12,03	2690
SB-24	17,96	739,75	12,17	755,88	12,05	2655
SB-25	24,14	731,61	12,39	744,39	12,38	2356
SB-26	25,52	730,65	12,50	743,15	12,42	2635
SB-27	27,47	729,63	12,78	741,08	12,65	2434
SB-28	27,59	729,26	12,79	740,86	12,65	2424
SB-29	27,71	728,88	12,80	740,76	12,67	2410
SB-30	27,78	728,55	12,85	740,23	12,69	2406
SB-31	27,89	728,54	12,85	740,23	12,68	2403
SB-32	28,54	728,48	12,97	739,54	12,71	2382
SB-33	29,10	728,42	13,05	739,23	12,73	2351
SB-34	29,92	728,04	13,11	738,83	12,82	2268
SB-35	31,41	725,46	13,24	737,75	13,04	2130
SB-36	32,64	724,77	13,40	736,50	13,15	2081
SB-37	34,63	723,81	13,61	734,86	13,38	1998
SB-38	35,30	723,18	13,65	734,32	13,47	1977
SB-39	35,77	723,08	13,67	733,87	13,54	1967
SB-40	36,10	722,76	13,70	733,40	13,56	1963
SB-41	36,79	722,51	13,76	732,64	13,62	1955
SB-42	37,71	722,00	13,88	731,29	13,72	1944
SB-43	37,97	721,97	13,88	731,25	13,76	1939
SB-44	38,04	721,89	13,98	730,43	13,76	2148
SB-45	38,42	721,57	14,18	729,67	13,78	2141
SB-46	38,82	721,24	14,31	729,05	13,84	2121
SB-47	38,99	721,00	14,42	728,55	13,86	2113

- continuação -

<b>Número da seção</b>	<b>Localização da seção [km]</b>	<b>Cota do leito [m]</b>	<b>Tempo para a cota máxima [horas]</b>	<b>Cota máxima [m]</b>	<b>Tempo para a vazão máxima [horas]</b>	<b>Vazão máxima [m³/s]</b>
SB-48-49	39,14	720,10	14,34	728,87	13,88	2105
SB-50	40,65	718,55	14,36	728,55	14,24	2050
SB-51	40,90	716,38	14,37	728,04	14,29	2048
SB-52	43,03	713,27	14,41	724,50	14,40	2048
SB-53	44,13	712,55	14,59	723,64	14,42	2046
SB-54	44,99	711,99	14,64	722,63	14,44	2044
SB-55	45,32	711,78	14,65	722,28	14,46	2042
SB-56	45,81	711,46	14,67	721,81	14,49	2041
SB-57	47,06	708,15	14,80	720,35	14,60	2214
SB-58	47,83	707,58	14,90	719,40	14,68	2210
SB-59	47,97	707,48	14,91	719,25	14,70	2209
SB-60	48,03	707,43	14,91	719,19	14,70	2209
SB-61	49,17	706,59	15,02	718,29	14,81	2198
SB-62	49,38	706,43	15,03	718,20	14,85	2195
SB-63	49,46	706,32	15,01	718,20	14,88	2363
SB-64	49,51	706,29	15,02	718,18	14,87	2363
SB-65	49,67	706,19	15,01	718,13	14,95	2361
SB-66	50,26	704,57	15,03	717,56	15,00	2358
SB-67	50,85	703,83	15,03	716,93	15,02	2358
SB-68	52,37	703,34	15,15	715,53	15,03	2359
SB-69	54,76	701,54	15,39	712,73	15,26	2349
SB-70	56,21	699,89	15,57	710,66	15,34	2343
SB-71	57,95	697,91	15,95	708,34	15,53	2329
SB-72	58,52	697,27	16,12	707,73	15,62	2322
SB-73	60,11	695,45	17,01	706,59	15,84	2293
SB-74	60,80	694,33	17,19	706,23	15,86	2279
SB-75	62,22	692,04	17,43	705,62	16,14	2248
SB-76	63,48	691,74	17,78	704,50	16,38	2222
SB-77	63,76	690,77	17,84	704,33	16,43	2217
SB-78	63,92	690,21	17,83	704,31	16,46	2214
SB-79	64,76	689,59	17,89	703,88	16,62	2479
SB-80	65,73	686,24	17,89	703,57	16,81	2451
SB-81	67,35	684,56	17,89	700,41	17,12	2408
SB-82	68,30	684,30	17,89	697,38	17,30	2392
SB-83	69,70	683,32	18,04	696,48	17,57	2374
SB-84	70,98	682,42	18,08	695,89	17,82	2371
SB-85	71,23	682,25	18,09	695,78	17,83	2370
SB-86	71,48	681,02	18,08	695,53	17,85	2563
SB-87	71,52	680,83	18,09	695,48	17,85	2594
SB-88	71,60	680,44	18,09	695,36	17,86	2655
SB-89	71,83	679,31	18,11	694,90	17,88	2833
SB-90	72,80	678,52	18,17	694,17	17,93	2832
SB-91	73,76	677,74	18,19	693,46	18,03	2831
SB-92	75,09	676,65	18,26	692,44	18,17	2830
SB-93	76,10	676,10	18,33	691,61	18,20	2829
SB-94	76,48	675,89	18,36	691,27	18,22	2829
SB-95	76,74	675,74	18,37	691,04	18,24	2829
SB-96	78,01	675,04	18,40	689,73	18,36	2827
SB-97	78,75	674,65	18,44	688,98	18,39	2827
SB-98	80,07	673,97	18,42	687,76	18,43	2827
SB-99	81,37	673,61	18,34	687,08	18,48	2827
SB-100	81,56	673,56	18,35	686,98	18,45	2829

**Tabela A10.3 – Resultados obtidos pelo modelo FLDWAV para o cenário 1[40]**

Número da seção	Localização da seção [km]	Cota do leito [m]	Tempo para a cota máxima [horas]	Cota máxima [m]	Tempo para a vazão máxima [horas]	Vazão máxima [m³/s]
SB-01	0,47	809,00	11,11	834,75	11,10	17287
SB-02	0,93	803,52	11,11	827,75	11,11	15809
SB-03	1,61	803,49	11,15	822,49	11,12	14269
SB-04	1,91	803,47	11,16	821,68	11,13	12977
SB-05	2,01	803,15	11,16	821,19	11,13	12446
SB-06	2,14	802,74	11,17	820,56	11,14	11811
SB-07	2,76	800,78	11,20	817,74	11,16	9388
SB-08	3,11	799,67	11,21	816,31	11,18	8361
SB-09	3,61	798,09	11,24	814,46	11,20	7170
SB-10	4,40	795,59	11,29	812,20	11,23	5695
SB-11	5,53	792,02	11,32	807,30	11,28	4329
SB-12	5,89	790,46	11,33	805,43	11,29	4171
SB-13	6,43	788,13	11,36	802,68	11,32	3975
SB-14	11,91	764,45	11,59	776,30	11,55	3094
SB-15	12,02	763,97	11,60	775,85	11,55	3084
SB-16	12,12	763,54	11,60	775,46	11,56	3075
SB-17	12,21	763,15	11,60	775,14	11,56	3067
SB-18	12,54	761,83	11,62	773,78	11,58	3088
SB-19	14,66	753,36	11,72	764,98	11,67	3259
SB-20	15,69	749,24	11,81	761,50	11,72	3321
SB-21	17,40	740,49	11,93	757,69	11,81	3029
SB-22	17,49	740,37	11,94	757,50	11,81	3014
SB-23	17,63	740,18	11,95	757,21	11,82	2993
SB-24	17,96	739,75	11,97	756,53	11,84	2945
SB-25	24,14	731,61	12,20	744,60	12,17	2542
SB-26	25,52	730,65	12,29	743,35	12,21	2823
SB-27	27,47	729,63	12,55	741,44	12,45	2570
SB-28	27,59	729,26	12,56	741,24	12,45	2560
SB-29	27,71	728,88	12,56	741,17	12,46	2546
SB-30	27,78	728,55	12,59	740,56	12,48	2541
SB-31	27,89	728,54	12,59	740,56	12,48	2539
SB-32	28,54	728,48	12,67	739,87	12,51	2521
SB-33	29,10	728,30	12,72	739,47	12,54	2490
SB-34	29,92	728,04	12,84	738,73	12,62	2413
SB-35	31,41	726,78	13,08	737,38	12,82	2257
SB-36	32,64	725,73	13,26	736,43	12,96	2149
SB-37	34,63	724,05	13,45	734,95	13,23	2023
SB-38	35,30	723,48	13,51	734,34	13,34	2002
SB-39	35,77	723,08	13,54	733,81	13,40	1992
SB-40	36,10	722,76	13,57	733,30	13,42	1988
SB-41	36,79	722,47	13,65	732,34	13,47	1980
SB-42	37,71	722,08	13,75	731,35	13,58	1962
SB-43	37,97	721,97	13,76	731,24	13,64	1957
SB-44	38,04	721,89	13,85	730,41	13,65	2166
SB-45	38,42	721,57	14,08	729,60	13,69	2159
SB-46	38,82	721,24	14,25	728,88	13,73	2137
SB-47	38,99	720,63	14,24	728,91	13,77	2127

- continuação -

<b>Número da seção</b>	<b>Localização da seção [km]</b>	<b>Cota do leito [m]</b>	<b>Tempo para a cota máxima [horas]</b>	<b>Cota máxima [m]</b>	<b>Tempo para a vazão máxima [horas]</b>	<b>Vazão máxima [m³/s]</b>
SB-48-49	39,14	720,10	14,23	728,90	13,77	2119
SB-50	40,65	718,55	14,26	728,58	14,14	2062
SB-51	40,90	716,38	14,27	728,08	14,19	2060
SB-52	43,03	713,27	14,31	724,53	14,25	2059
SB-53	44,13	712,55	14,45	723,67	14,42	2058
SB-54	44,99	711,99	14,50	722,66	14,44	2056
SB-55	45,32	711,78	14,52	722,31	14,45	2055
SB-56	45,81	711,46	14,54	721,84	14,46	2054
SB-57	47,06	709,70	14,84	720,31	14,49	2111
SB-58	47,83	708,61	15,16	719,47	14,51	2142
SB-59	47,97	708,42	15,19	719,35	14,51	2147
SB-60	48,03	708,33	15,26	719,29	14,51	2149
SB-61	49,17	706,73	15,47	718,57	14,56	2172
SB-62	49,38	706,43	15,51	718,48	14,57	2172
SB-63	49,46	706,32	15,49	718,48	14,58	2336
SB-64	49,51	706,29	15,50	718,47	14,58	2332
SB-65	49,67	706,19	15,51	718,43	14,72	2319
SB-66	50,26	704,57	15,60	717,98	14,92	2292
SB-67	50,85	704,23	15,67	717,59	15,11	2282
SB-68	52,37	703,34	15,64	715,68	15,27	2261
SB-69	54,76	700,91	15,71	711,67	15,49	2252
SB-70	56,21	699,43	15,95	709,86	15,67	2246
SB-71	57,95	697,66	16,33	707,94	15,88	2235
SB-72	58,52	697,08	16,43	707,44	15,95	2230
SB-73	60,11	695,45	17,33	706,42	16,17	2212
SB-74	60,80	694,33	17,51	706,07	16,19	2205
SB-75	62,22	692,04	17,74	705,46	16,45	2191
SB-76	63,48	691,74	18,09	704,36	16,68	2179
SB-77	63,76	690,77	18,15	704,20	16,73	2177
SB-78	63,92	690,21	18,15	704,18	16,76	2175
SB-79	64,76	689,59	18,20	703,75	16,92	2450
SB-80	65,73	686,24	18,20	703,44	17,10	2435
SB-81	67,35	684,56	18,20	700,22	17,39	2418
SB-82	68,30	684,30	18,20	696,90	17,57	2414
SB-83	69,70	683,32	18,35	695,75	17,82	2400
SB-84	70,98	682,42	18,39	694,97	18,06	2388
SB-85	71,23	682,25	18,41	694,83	18,07	2385
SB-86	71,48	681,02	18,40	694,51	18,09	2576
SB-87	71,52	680,83	18,40	694,44	18,09	2607
SB-88	71,60	680,44	18,40	694,29	18,10	2668
SB-89	71,83	679,31	18,42	693,66	18,12	2844
SB-90	72,80	678,74	18,49	692,74	18,15	2841
SB-91	73,76	678,17	18,50	691,88	18,24	2835
SB-92	75,09	677,38	18,57	690,76	18,37	2827
SB-93	76,10	676,79	18,64	689,96	18,40	2820
SB-94	76,48	676,56	18,68	689,65	18,41	2817
SB-95	76,74	676,41	18,68	689,45	18,43	2815
SB-96	78,01	675,66	18,72	688,47	18,54	2804
SB-97	78,75	675,22	18,75	687,91	18,56	2798
SB-98	80,07	674,44	18,73	686,90	18,59	2790
SB-99	81,37	673,67	18,66	685,82	18,62	2783
SB-100	81,56	673,56	18,66	685,65	18,60	2782