

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE MODELOS UNIDIMENSIONAL E PSEUDO-
BIDIMENSIONAL PARA SIMULAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DE ONDAS
PROVOCADAS PELA RUPTURA DE BARRAGENS

José Carlos Guedes da Silva Júnior

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

Orientador: Marcelo Gomes Miguez

Rio de Janeiro

Maio de 2013

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE MODELOS UNIDIMENSIONAL E PSEUDO-
BIDIMENSIONAL PARA SIMULAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DE ONDAS
PROVOCADAS PELA RUPTURA DE BARRAGENS

José Carlos Guedes da Silva Júnior

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

Examinada por:

Prof. Marcelo Gomes Miguez, D.Sc.

Prof. José Paulo Soares de Azevedo, Ph.D.

Prof. Luiz Rafael Palmier, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIO DE 2013

Silva Júnior, José Carlos Guedes da

Estudo comparativo entre modelos unidimensional e pseudo-bidimensional para simulação da propagação de ondas provocadas pela ruptura de barragens / José Carlos Guedes da Silva Júnior. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2013.

XV, 132 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Marcelo Gomes Miguez

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 120-127.

1. Ruptura de Barragem. 2. Modelagem Matemática por Células de Escoamento. 3. Simulação da Ruptura com MODCEL. 4. Simulação da Ruptura com HEC-RAS. I. Miguez, Marcelo Gomes. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Dedico este trabalho a todos os meus familiares que sempre me apoiaram transmitindo valores, princípios, força, coragem e, acima de tudo, amor, fundamentais na construção do meu caráter e da minha dignidade; tudo que sou hoje devo a vocês. Amo muito a todos e muito Obrigado.

AGRADECIMENTOS

A **DEUS**, por ter me proporcionado a vida, pela saúde, capacidade, paciência e força para superar a distância, mostrando-me os melhores caminhos e colocando sempre pessoas íntegras em meu convívio.

Aos meus pais **José Carlos Guedes da Silva e Margarete Torres da Rocha Silva**, por sempre acreditarem em mim, passando-me confiança, amor, carinho, paciência, tendo compreensão durante esses difíceis anos da minha vida e, acima de tudo, por terem superado junto comigo as dificuldades por estar longe; vocês são meus maiores motivos para chegar ao término desta etapa da minha vida.

As minhas irmãs **Carla Monick e Clara Morgana**, pelo apoio incondicional, companheirismo e pelos maravilhosos momentos compartilhados juntos durante toda a nossa vida. Agradeço ainda a minha irmã **Carla Monick**, por ter me dado mais um motivo para viver e superar as dificuldades, que é a minha linda sobrinha **Ana Sofia**.

Agradeço de forma muito especial ao meu tio **Roberto Vilar** e demais familiares, por ter me acolhido como um filho, ajudando-me e orientando-me nesta minha passagem pelo Rio de Janeiro; obrigado por tudo.

Aos amigos criados durante o Mestrado na pessoa dos amigos **Jonathan Tenório, Vinicius De Martin, Paulo Vitor Marques, Jacqueline Giori, Caroline Pitzer, Patrícia Schroeder**, por todos os momentos de descontração e cumplicidade ao longo desses dois anos.

A todos os membros do LHC que me acolheram de braços abertos na pessoa de **Aline Veról**; obrigado pelo espaço, por todos os bons momentos de descontração, e pelos ensinamentos compartilhados.

Ao meu orientador **Marcelo Miguez**, pela paciência, dedicação, orientação e todo o conhecimento compartilhado. Muito obrigado professor, por ter acreditado em mim e aceitado me orientar.

Aos professores **José Paulo Soares e Luiz Rafael Palmier**, por terem aceitado fazer parte da banca de avaliação desta dissertação; tenho certeza que suas contribuições foram de suma importância para o fechamento deste trabalho.

Agradeço também a todos os companheiros de trabalho da empresa AQUAMODELO, em especial a **João Cassar** e **Luiz Abílio**, pelos conhecimentos compartilhados, sempre com muita paciência, e pela compreensão demonstrada durante os momentos que tive de me ausentar para a confecção desta dissertação.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, por dar apoio financeiro ao desenvolvimento deste trabalho.

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

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE MODELOS UNIDIMENSIONAL E PSEUDO-
BIDIMENSIONAL PARA SIMULAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DE ONDAS
PROVOCADAS PELA RUPTURA DE BARRAGENS

José Carlos Guedes da Silva Júnior

Maio/2013

Orientador: Marcelo Gomes Miguez

Programa: Engenharia Civil

Na presente dissertação, desenvolveu-se um estudo da modelagem da onda proveniente da ruptura de uma barragem, com o objetivo de discutir as várias possibilidades de representação da mesma, bem como as interações entre a topografia local e o processo da ruptura. Estudos como este são muito importantes na caracterização dos possíveis danos, assim como na elaboração do plano de ação de emergência, para as áreas a jusante de uma barragem. Como estudo de caso foi escolhida a barragem da Usina Hidrelétrica de Funil, localizada no rio Paraíba do Sul, sob concessão de FURNAS. Foram utilizados dois modelos hidrodinâmicos, capazes de representar a propagação da onda de ruptura para jusante da barragem, o HEC-RAS, unidimensional, desenvolvido pelo corpo de engenheiros do exército americano, e o MODCEL, pseudo-bidimensional, desenvolvido por pesquisadores da UFRJ, que possibilita a análise dinâmica das planícies e regiões de encosta associadas ao vale, bem como um estudo integrado com a onda negativa. A comparação dos modelos foi elaborada segundo resultados de níveis de água, velocidades, vazões e tempos de pico para os locais a jusante da barragem. Posteriormente, foi avaliado o potencial destrutivo da onda; para isso foi utilizado o conceito de fator de velocidade, constituído pelo produto da profundidade de alagamento e a velocidade de escoamento. Foi analisada também a propagação da onda negativa e suas consequências. Os mapas finais elaborados utilizaram os resultados obtidos pelo modelo MODCEL, pois o mesmo permite a representação de toda a bacia em estudo. Os resultados apresentados indicam que a capacidade de representação do modelo MODCEL, relacionada à simulação das planícies de inundação, foi fundamental na modelagem e explica as diferenças encontradas em relação ao modelo HEC-RAS.

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

COMPARATIVE STUDY BETWEEN UNIDIMENSIONAL AND PSEUDO-BIDIMENSIONAL MODELS FOR SIMULATION OF WAVE PROPAGATION CAUSED BY DAM BREAK

José Carlos Guedes da Silva Júnior

May/2013

Advisor: Marcelo Gomes Miguez

Department: Civil Engineering

This work presents a study on dam break modeling with the purpose to discuss the several possibilities to represent it, as well as the interactions between the valley topography and the dam break process. This kind of analysis is very important to identify possible damages and for elaborating emergency action plans for dams downstream sites. Funil Hydropower Plant, located at Paraíba do Sul River, under FURNAS operation, was the case study chosen. Two models were used; HEC-RAS, a one-dimensional model developed by U. S. Army Corps of Engineers, and MODCEL, a pseudo-two-dimensional model developed by researchers of the Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). The MODCEL model enables a dynamic analysis of flood plains and nearby slope regions associated to the valleys, as well as an integrated study with the negative flood wave. The comparison between the two models considered water levels, flow velocities, discharges and peak times for downstream reaches. After this comparison, it was also assessed the wave destructive power employing the concept of velocity factor, obtained by the product of flow depths and flow velocities. The negative wave and its consequences were also evaluated. The MODCEL model results were used to elaborate the final maps due to its capability of spatially representing the basin. The results suggest that the MODCEL model representation ability related with the flood plain flows simulation is fundamental in this modeling process and it is capable to explain the differences found between the MODCEL and the HEC-RAS models.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABELAS	xv
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CASOS HISTÓRICOS DE RUPTURAS	2
1.1.1 Barragens no Mundo	2
1.1.2 Barragens no Brasil	5
1.2 JUSTIFICATIVAS	10
1.3 OBJETIVOS	13
1.3.1 Gerais.....	13
1.3.2 Específicos.....	13
1.4 ESCOPO DA DISSERTAÇÃO.....	14
2. REFERENCIAL E FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	15
2.1 SEGURANÇA DE BARRAGENS.....	15
2.1.1 A Legislação Brasileira de Segurança de Barragens.....	16
2.1.2 Plano de Ação de Emergência – PAE	17
2.2 MODELOS MATEMÁTICOS DE ESCOAMENTO EM RECURSOS HÍDRICOS.....	19
2.2.1 Leis e Princípios Básicos.....	19
2.2.1.1 Equação da Continuidade.....	20
2.2.1.2 Equação Dinâmica.....	21
2.2.2 Classificação dos Modelos de escoamento em Recursos Hídricos.....	21
2.3 MODELOS MATEMÁTICOS DE RUPTURA DE BARRAGEM.....	23
2.3.1 Métodos de Simulação da Brecha	23
2.3.2 Hidrograma de Ruptura	24
2.3.3 Propagação da Onda de Cheia Proveniente da Ruptura	28
2.3.4 Frente da Onda de Choque	32
2.3.5 Modelos Computacionais de Simulação de Rupturas de Barragens	32
2.3.5.1 O Modelo HEC-RAS	34
2.3.5.2 O Modelo MODCEL.....	36
2.4 FATOR DE VELOCIDADE	40
3. ESTUDO DE CASO: USINA HIDRELÉTRICA (UHE) DE FUNIL – RJ.....	42
3.1 DESCRIÇÃO GERAL DA UHE DE FUNIL	42
3.2 DESCRIÇÃO GERAL DA BACIA E DA ÁREA DE ESTUDO.....	46
3.3 TRABALHOS ANTERIORES REFERENTES À UHE DE FUNIL E À REGIÃO DO PRESENTE ESTUDO	49
3.3.1 Mascarenhas (1990).....	49
3.3.2 Prates (1999).....	50
3.3.3 Oliveira (2005)	50

3.3.4	Lauriano (2009)	50
3.3.5	Veról (2010)	51
3.3.6	Oliveira (2011)	51
4.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	52
4.1	MODELOS UTILIZADOS.....	52
4.1.1	HEC-RAS	52
4.1.1.1	Topografia e Batimetria	52
4.1.1.2	Hidrograma de Ruptura.....	54
4.1.1.3	Propagação da Onda de Ruptura.....	55
4.1.2	MODCEL	56
4.1.2.1	Divisão das Células	56
4.1.2.2	Topologia do Escoamento.....	59
4.1.2.3	Arquivos de Entrada do Modelo MODCEL	63
4.1.2.4	Onda Negativa.....	65
4.1.2.5	Fator de Velocidade	66
5.	RESULTADOS	67
5.1	AJUSTES DOS MODELOS	67
5.1.1	HEC-RAS	67
5.1.2	MODCEL	70
5.1.2.1	Jusante da Barragem.....	70
5.1.2.2	Curva Cota x Área x Volume do Reservatório	75
5.1.2.3	Hidrograma de Ruptura.....	76
5.1.2.4	Verificação da Solução de Ritter.....	77
5.2	RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS	79
5.2.1	Vazões	79
5.2.2	Velocidades	81
5.2.3	Profundidades	84
5.3	RESULTADOS BÁSICOS DO MODELO MODCEL.....	85
5.3.1	Vazões	85
5.3.2	Velocidades	90
5.3.3	Profundidades	95
5.4	COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS	100
5.4.1	Vazões Máximas	100
5.4.2	Velocidades Máximas.....	101
5.4.3	Cotas Máximas	102
5.4.4	Tempo de Chegada dos Valores Máximos	103
5.5	RESULTADOS ADICIONAIS DO MODELO MODCEL.....	105
5.5.1	Fator de Velocidade.....	105
5.5.2	Análise da Onda Negativa	110
5.6	MAPAS DE INUNDAÇÃO E DO FATOR DE VELOCIDADE	114

6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	115
6.1	CONCLUSÕES.....	115
6.2	RECOMENDAÇÕES	118
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	120
	ANEXOS	128
	ANEXO A – MAPA DE INUNDAÇÃO ELABORADO COM OS RESULTADOS DO MODELO MODCEL	129
	ANEXO B – MAPA DO FATOR DE VELOCIDADE ELABORADO COM OS RESULTADOS DO MODELO MODCEL	131

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Barragem de Malpasset: (a) antes e após o rompimento (BALBI, 2008); (b) vista geral da barragem após a ruptura (WIKIPEDIA, 2012a)	3
Figura 1.2 – Barragem de Vajont: (a) estrutura de concreto em arco; (b) vista do reservatório de montante para jusante (WIKIPEDIA, 2012b).....	4
Figura 1.3 – Barragem de Teton: (a) antes da ruptura; (b) durante a ruptura (WIKIPEDIA, 2012c).....	4
Figura 1.4 – Barragem de Orós: (a) após o rompimento; e (b) após a reconstrução (CBDB, 2011).....	6
Figura 1.5 – Barragem de Euclides da Cunha: (a) após o rompimento (CBDB, 1982); e (b) após a reconstrução (CBDB, 2011)	6
Figura 1.6 – Barragem de Armando Salles de Oliveira: (a) após o rompimento (CARVALHO, 2007); e (b) após a reconstrução (CBDB, 2011)	7
Figura 1.7 – Barragem de Rejeito da Bauxita, após o seu rompimento (REDE ATIVIDADE, 2013).....	8
Figura 1.8 – Barragem de Apertadinho após o rompimento: (a) vista aérea; e (b) reservatório (MARTINS, 2008)	8
Figura 1.9 – Barragem de Algodões I após a ruptura (O GLOBO, 2012).....	9
Figura 2.1 – Hidrograma simplificado para ruptura praticamente instantânea	26
Figura 2.2 – Hidrograma para ruptura gradual	27
Figura 2.3 – Hidrograma com decaimento parabólico	28
Figura 2.4 – Solução de Ritter	29
Figura 2.5 – Esquema dos tipos de células e ligações utilizadas no MODCEL (MIGUEZ, 2001).....	39
Figura 2.6 – Imagens da força destrutiva das águas: (a) carro arrastado; (b) fachada de casa destruída; (c) paredes de colégio derrubadas; e (d) tanque de armazenamento de usina arrastado (Arquivo Pessoal, 2010).....	40
Figura 3.1 – Barragem de Funil (Mascarenhas, 2003)	42
Figura 3.2 – Planta Geral da UHE de Funil (Lauriano, 2009).....	43
Figura 3.3 – Esquema de distribuição dos componentes da UHE Funil	44
Figura 3.4 – Curva Cota x Área x Volume do Reservatório da UHE de Funil, adaptado de Lauriano (2009).....	46
Figura 3.5 – Bacia hidrográfica do rio Paraíba do Sul e região de estudo	47
Figura 3.6 – Detalhe da região de estudo	49
Figura 4.1 – Hidrograma de Ruptura Teórico com Decaimento Parabólico	55
Figura 4.2 – Células representantes do reservatório e seus limites	58
Figura 4.3 – Divisão das Células de Escoamento.....	59
Figura 4.4 – Topologia Funil – parte 1	61

Figura 4.5 – Topologia Funil – parte 2.....	62
Figura 5.1 – Ajuste do HEC-RAS para as Vazões Máximas	68
Figura 5.2 – Ajuste do HEC-RAS para as Cotas Máximas.....	69
Figura 5.3 – Ajuste do HEC-RAS para as Velocidades Máximas	69
Figura 5.4 – Resultados da Calibração das Vazões do MODCEL	71
Figura 5.5 – Resultados da Calibração das Profundidades do MODCEL.....	72
Figura 5.6 – Resultados da Validação das Vazões do MODCEL	73
Figura 5.7 – Resultados da Validação das Profundidades do MODCEL.....	74
Figura 5.8 – Curvas Cota x Área para as células do reservatório.....	75
Figura 5.9 – Hidrogramas de Rupturas – Comparação	77
Figura 5.10 – Vazões em cada seção topobatimétrica ao longo do tempo.....	80
Figura 5.11 – Velocidades em cada seção topobatimétrica ao longo do tempo.....	81
Figura 5.12 – Representação da seção topobatimétrica STB – 4	82
Figura 5.13 – Representação da seção topobatimétrica STB – 5	83
Figura 5.14 – Representação da seção topobatimétrica STB – RESENDE	83
Figura 5.15 – Profundidades em cada seção topobatimétrica ao longo do tempo	84
Figura 5.16 – Vazões entre as células do reservatório	85
Figura 5.17 – Vazões entre as células ao longo da calha do rio.....	86
Figura 5.18 – Vazões totais ao longo do rio considerando a soma de vazões da calha e das planícies marginais	87
Figura 5.19 – Vazões entre as células das planícies ao longo da margem esquerda.....	88
Figura 5.20 – Vazões entre as células das planícies ao longo da margem direita.....	89
Figura 5.21 – Detalhe da região sem comunicação entre as planícies	89
Figura 5.22 – Velocidades entre as células do reservatório	90
Figura 5.23 – Velocidades entre as células ao longo da calha do rio.....	91
Figura 5.24 – Velocidades entre as células das planícies ao longo da margem esquerda.....	92
Figura 5.25 – Velocidades entre as células das planícies ao longo da margem direita.....	92
Figura 5.26 – Esquema da aproximação de primeira ordem, adaptado de Cunge (1975).....	93
Figura 5.27 – Corte transversal representando o fundo das células modeladas	94
Figura 5.28 – Profundidades nas células do reservatório	96
Figura 5.29 – Profundidades nas células ao longo do rio.....	96
Figura 5.30 – Profundidades nas células das planícies ao longo da margem esquerda.....	97
Figura 5.31 – Profundidades nas células das planícies ao longo da margem direita.....	97
Figura 5.32 – Detalhe das células referentes ao município de Itatiaia	98
Figura 5.33 – Profundidades máximas ao longo da distância da barragem	99

Figura 5.34 – Vazões máximas atingidas pelos modelos ao longo do rio.....	100
Figura 5.35 – Velocidades máximas atingidas pelos modelos ao longo do rio.....	101
Figura 5.36 – Cotas máximas atingidas pelos modelos ao longo do rio	102
Figura 5.37 – Diferenças entre os tempos calculados pelos modelos MODCEL e HEC-RAS	104
Figura 5.38 – Fator de velocidade nas células das planícies ao longo da margem esquerda .	105
Figura 5.39 – Detalhes do estreitamento da ligação entre as células 21, 31 e 41 e da não comunicação entre as células 41 e 51	106
Figura 5.40 – Fator de velocidade nas células das planícies ao longo da margem direita	107
Figura 5.41 - Fator de velocidade na célula de planície 12	107
Figura 5.42 – Fatores de velocidades máximos ao longo da distância da barragem.....	108
Figura 5.43 – Detalhe do trecho entre os municípios de Floriano e Barra Mansa	109
Figura 5.44 – Variação das cotas ao longo da distância.....	111
Figura 5.45 – Detalhe da variação das cotas para as células a montante do reservatório	111
Figura 5.46 – Variação das Cotas com o Tempo para as células 3090 à 3040.....	112
Figura 5.47 – Variação das Cotas com o Tempo para as células 3030 à 3010.....	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação quanto ao potencial de perdas (MIN, 2002).....	15
Tabela 2.2 – Alguns modelos de armazenamento existentes	22
Tabela 2.3 – Modelos para o cálculo da vazão de pico (BRASIL, 2005)	25
Tabela 2.4 – Resumo da proposição de Stoker (1957), adaptado de Veról (2010).....	31
Tabela 2.5 – Modelos de simulação de ruptura	33
Tabela 2.6 – Tipos de Células e de Ligações pré-definidas utilizadas	38
Tabela 3.1 – Ficha Técnica da UHE de Funil (Lauriano, 2009)	45
Tabela 4.1 – Localização das seções topobatimétricas levantadas no rio Paraíba do Sul (Lauriano, 2009)	53
Tabela 4.2 – Limites e Efeitos do Fator de Velocidade.....	66
Tabela 5.1 – Tempos de chegada dos valores máximos.....	103

1. INTRODUÇÃO

A construção de uma barragem envolve sempre o risco de colapso, mesmo que essa tenha sido construída com o melhor conhecimento técnico. Esse risco pode ser minimizado quando existe um programa preventivo de segurança de barragem, mas nunca eliminado, pois mesmo que a chance de rompimento seja pequena, ela nunca será nula. Por outro lado, o risco pode aumentar, quando procedimentos preventivos não são rotineiros, e varia com o tipo de barragem, altura, características do vertedor, entre outros.

Três processos são fundamentais na análise do rompimento de uma barragem: (a) formação da brecha (no tempo) e o hidrograma correspondente para jusante; (b) propagação do escoamento pelo vale de inundação e estimativa dos impactos; e (c) a onda negativa para montante e seu efeito.

Quanto aos impactos a jusante no vale de inundação, deve-se estimar a velocidade e o nível do escoamento, a ação sobre a população e a infra-estrutura, desenvolver um plano de zoneamento preventivo, assim como um sistema de alerta para sua eventual ocorrência. O dimensionamento dos dispositivos de segurança, como o vertedouro, devem considerar a análise de risco do rompimento e os padrões de dimensionamento devem ser rigorosos, principalmente quando as consequências da ruptura envolvem vidas humanas.

No caso de barragens de contenção de rejeitos, há ainda que se considerar os danos provenientes da contaminação causada pelos rejeitos, seja pelo assoreamento do curso de água causado pela descarga de sedimentos, como pela liberação de materiais tóxicos.

Vários são os fatores que podem levar ao rompimento de uma barragem: hidráulicos, estruturais, condicionantes geológicos, geotécnicos, hidrológicos e meteorológicos, assim como a própria falha humana na concepção, implantação, operação e manutenção da mesma, dentre outros.

Apesar de associada a todos os fatores acima descritos, e do baixo risco, a ocorrência de um rompimento causa um impacto potencial muito grande.

A previsão e a gestão dos impactos, por meio do planejamento, são alguns dos conceitos mais aceitáveis, em diferentes partes do mundo. Dentre os processos atrelados a este planejamento está um programa preventivo, que auxilia na identificação dos problemas que podem, com o passar do tempo, levar a barragem ao colapso.

Nesse programa preventivo é possível também identificar os modos mais prováveis de ruptura para determinada barragem. Deve-se, contudo, levar em conta que aqueles identificados são apenas prováveis modos de ruptura, não sendo necessariamente em função deles que a barragem em questão irá romper (se romper). Logo, nenhum dos modos de ruptura pode ser descartado.

Outra ferramenta, que precisa estar presente no planejamento, utilizada para prever os impactos, é o uso de modelos, dentre os quais se destacam os estatísticos e os determinísticos ou de simulação. Nos primeiros, a avaliação dos impactos é realizada com base no histórico de casos similares, criando estratégias de decisão que associam os danos a valores de risco previamente definidos. Nos do segundo tipo, procura-se simular processos físicos típicos dos acidentes de barragens, delimitando a área dos danos e então quantificando seus prejuízos.

Desta forma, o fenômeno de propagação da onda de cheia decorrente da ruptura de barragem pode ser tratado com mais rigor. Porém, diferentes hipóteses, em função das considerações físicas inerentes ao modelo escolhido, tornam a discussão desse assunto rica e variada (VERÓL, 2010).

1.1 Casos Históricos de Rupturas

1.1.1 Barragens no Mundo

Há registros de utilização das barragens pela humanidade desde a Antiguidade (CARVALHO, 2007). Segundo definição do International Committee on Large Dams – ICOLD, uma grande barragem é aquela cuja altura máxima ultrapassa 15 m, ou 5 m caso seu reservatório acumule mais de 3 milhões de m³. No ano 2000 havia mais de 45.000 grandes barragens em todo o mundo, sendo as hidrelétricas responsáveis pela geração de cerca de 19% da energia mundial (WCD, 2000).

Muitos acidentes com barragens foram documentados em todo o mundo; a seguir são citados alguns dos casos que tiveram mais destaque, entre os inúmeros existentes.

— Barragem de Malpasset (1959)

Localizada no rio Le Reyan, a 15 quilômetros a montante de Fréjus, na Riviera França, a sua estrutura era de concreto em arco, com 66 metros de altura e 223 metros de comprimento, com uma capacidade máxima de armazenamento de 51 hm³ (MARY, 1968).

Seu rompimento ocorreu em 2 de dezembro de 1959, por galgamento. Investigações posteriores ao acidente mostraram que a falha da barragem ocorreu a partir de sua fundação, devido à natureza geológica da área. Foram severos os danos ao longo dos 11km do curso do rio Le Reyan, até chegar ao mar Mediterrâneo, inclusive com a ocorrência de 421 mortes. A Figura 1.1 mostra algumas fotos da barragem antes e após o acidente.

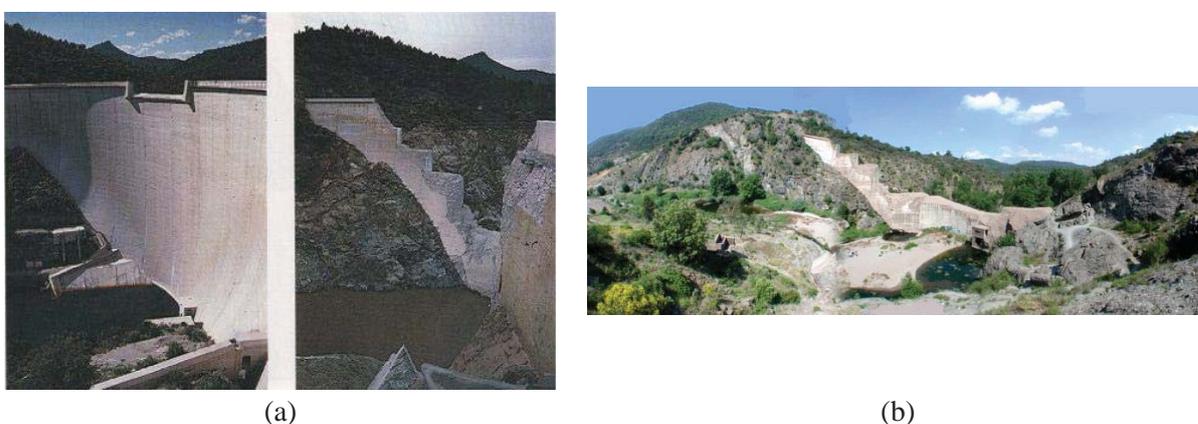
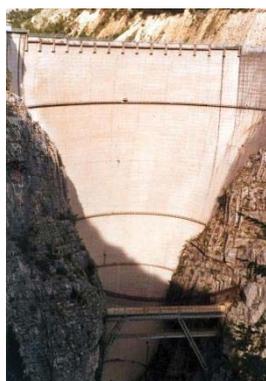


Figura 1.1 – Barragem de Malpasset: (a) antes e após o rompimento (BALBI, 2008); (b) vista geral da barragem após a ruptura (WIKIPEDIA, 2012a)

— Barragem de Vajont (1963)

Localizada na região dos Dolomitas, Alpes Italianos, sua estrutura de concreto em arco, tem 267 metros de altura (Figura 1.2). No dia 9 de novembro de 1963, um grande deslizamento de terra proveniente do Monte Toc, com aproximadamente 30 milhões de metros cúbicos, em menos de 45 segundos adentrou o reservatório.

Todo esse volume de terra movimentou uma grande quantidade de água, formando uma onda que provocou o galgamento (overtopping) da estrutura da barragem, porém a mesma não chegou a se romper. A onda se propagou a uma velocidade de 30 metros por segundo, atingindo os vilarejos de Longarone, Pirago, Villanova, Rivalita e Fae, causando a morte de aproximadamente 2.500 pessoas.



(a)



(b)

Figura 1.2 – Barragem de Vajont: (a) estrutura de concreto em arco; (b) vista do reservatório de montante para jusante (WIKIPEDIA, 2012b)

— Barragem de Teton (1976)

Com uma capacidade máxima de armazenamento do reservatório de 356 hm^3 , localizava-se no rio Teton, no estado de Idaho, nos Estados Unidos; era uma barragem de terra, com cerca de 123 metros de altura (vide Figura 1.3). Tinha como objetivo irrigar 450 km^2 e gerar 16 MW de eletricidade.

Seu rompimento ocorreu no dia 5 de junho de 1976; durante o primeiro enchimento do reservatório, uma brecha foi formada na barragem (piping), chegando a dimensões máximas de 190 m de largura e 79 m de altura. Desta forma, o reservatório esvaziou-se em aproximadamente 4 horas, tendo a onda de cheia correspondente uma vazão de pico de $66.000 \text{ m}^3/\text{s}$, causando a morte de 11 pessoas, além de deixar mais de 25 mil desabrigados.



(a)



(b)

Figura 1.3 – Barragem de Teton: (a) antes da ruptura; (b) durante a ruptura (WIKIPEDIA, 2012c)

1.1.2 Barragens no Brasil

No Brasil, o início da construção de barragens remonta ao final do século XIX, quando uma seca prolongada na região nordeste motivou a construção de diversos açudes para abastecimento (CBDB, 1982). Em termos de geração hidrelétrica, a primeira unidade de maior porte instalada no Brasil foi a Usina de Marmelos, no município de Juiz de Fora, em 1889, no rio Paraibuna, com potência instalada de 4 MW.

A partir de 1950, houve um esforço no sentido da instalação de centrais de grande porte, acima de 30 MW de potência instalada, visando sanar os problemas de abastecimento pelos quais passava o país. De 1960 a 1980, foram construídas diversas das maiores usinas hidrelétricas (UHE) brasileiras, tais como Três Marias (1960), Ilha Solteira (1978), Itaipu (1982) e Tucuruí (1984). Outras UHE de grande porte estão em fase de implantação: UHE Santo Antônio e UHE Jirau, ambas no rio Madeira, assim como a UHE Belo Monte, no rio Xingu. Além dos usos de recreação, abastecimento e geração de energia, o Brasil conta com um grande número de barragens para acumulação de rejeitos.

Devido à grande quantidade de barragens existentes no Brasil, muitos casos de rompimentos de barragens foram relatados. A seguir, é feita uma compilação com os principais acidentes registrados.

— Barragem de Orós (1960)

Situada no rio Jaguaribe, no estado do Ceará, a aproximadamente 450 km de Fortaleza, no município de Orós, drenando uma área de 25.000 km²; trata-se de um reservatório de uso múltiplo, tendo como finalidades: perenização do rio Jaguaribe; irrigação do médio e baixo Jaguaribe; piscicultura; culturas agrícolas de áreas de montante; turismo e aproveitamento hidrelétrico (DNOCS, 2012).

O rompimento dessa barragem se deu em 25 de março de 1960, devido a uma grande enchente proveniente de uma precipitação de 635 mm durante menos de uma semana, formando assim uma brecha de 200 metros de comprimento e 35 metros de largura. A onda formada possuía uma vazão de pico estimada em 9.600 m³/s. O número aproximado de mortes foi de 1.000. A Figura 1.4 apresenta imagens da barragem de Orós após o rompimento, e depois de sua reconstrução.



Figura 1.4 – Barragem de Orós: (a) após o rompimento; e (b) após a reconstrução (CBDB, 2011)

— Barragem de Euclides da Cunha e Armando Salles de Oliveira (1977)

A UHE Euclides da Cunha encontra-se instalada no rio Pardo, cerca de 6 km a jusante da cidade de São José do Rio Pardo, no estado de São Paulo. Às 20:30h do dia 19 de janeiro de 1977, decorrente de uma precipitação de 260 mm nas 24 h precedentes, a barragem sofreu galgamento junto à ombreira direita, mas a ruptura propriamente dita somente ocorreu às 03:30h do dia seguinte, conforme pode ser visto na Figura 1.5 (CARVALHO, 2007).



Figura 1.5 – Barragem de Euclides da Cunha: (a) após o rompimento (CBDB, 1982); e (b) após a reconstrução (CBDB, 2011)

A onda de cheia resultante da ruptura levou cerca de meia hora para atingir a UHE Armando Salles de Oliveira, localizada 6 km a jusante, cuja ruptura ocorreu às 04:00h do dia 20 de janeiro de 1977 (ver Figura 1.6). Essa ruptura em cascata teve como causa um problema na abertura das comportas dos vertedouros da barragem de Euclides da Cunha, elevando o nível do reservatório até ocorrer o galgamento, que posteriormente ocasionou a ruptura da barragem de Armando Salles de Oliveira.

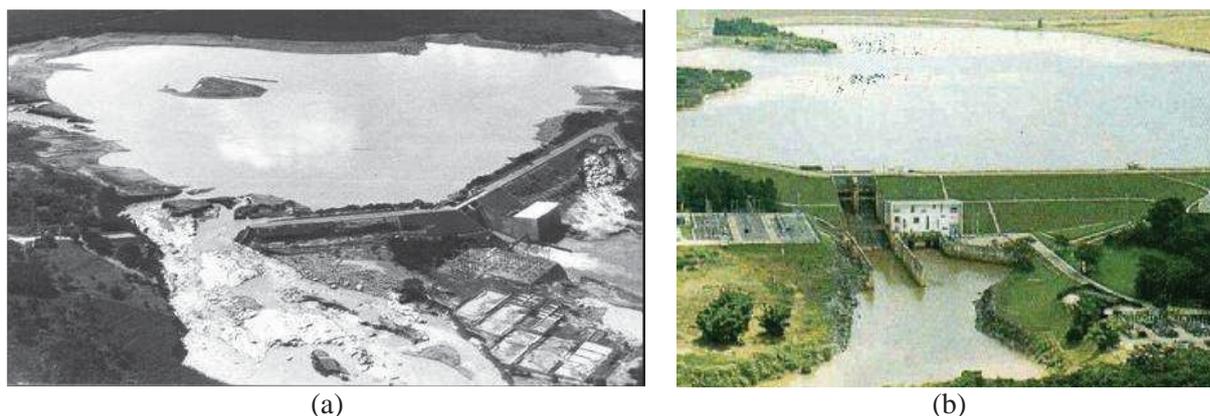


Figura 1.6 – Barragem de Armando Salles de Oliveira: (a) após o rompimento (CARVALHO, 2007); e (b) após a reconstrução (CBDB, 2011)

— Barragem de Rejeitos de Bauxita da Mineração do Rio Pomba Cataguases (2007)

A Barragem de Rejeitos de São Francisco (BSF), pertencente à Rio Pomba Mineração, estava localizada no município de Mirai, no estado de Minas Gerais. A barragem armazenava os rejeitos resultantes da lavagem de bauxita, não havendo produtos tóxicos dispostos (FEAM, 2008).

Ao longo de 2006, houve um derramamento acidental de 400.000 m³ de rejeitos ao longo do córrego Bom Jardim, devido a um vazamento no vertedouro tulipa. Após investigação, ficou acordado com o Ministério Público (MP), em Termo de Ajustamento de Conduta (TAC), que a empresa dotaria a barragem de um vertedor de crista livre até 31 de outubro de 2006.

No dia 10 de janeiro de 2007, parte do maciço da barragem rompeu provocando novo vazamento para o córrego Bom Jardim, como pode ser observado na Figura 1.7. Foram liberados 2 milhões de m³ de resíduos, inundando cerca de 400 estabelecimentos comerciais e desalojando cerca de 2.000 pessoas. Nessa data, houve um evento de precipitação de 121,3 mm em 4 h, com recorrência de 180 anos (FEAM, 2008).

Não houve mortes associadas ao evento, mas a ruptura provocou o assoreamento significativo do córrego Bom Jardim, danos ambientais e prejuízos em propriedades rurais, bem como a suspensão temporária de abastecimento público de diversas cidades nos estados de Minas Gerais e Rio de Janeiro (FEAM, 2008).



Figura 1.7 – Barragem de Rejeito da Bauxita, após o seu rompimento (REDE ATIVIDADE, 2013)

— Barragem da PCH Apertadinho (2008)

Localizada no município de Vilhena, no estado de Rondônia, sobre o rio Comemoração (ou Melgaço), rompeu no dia 09 de janeiro de 2008 por volta das 13:45h, antes de sua inauguração em fevereiro de 2008. O reservatório, que levou 14 dias para encher e tinha um volume de 31,74 milhões de m³, foi esvaziado em apenas 3 horas, com o deslizamento das estruturas de tomada d'água e vertedouro, seguido por um turbilhão de água.

O colapso ocorrido com o vertedouro da PCH Apertadinho e o consequente rompimento da barragem da PCH colocou em risco moradores das cidades de Pimenta Bueno e Cacoal, cortadas pelo rio Comemoração, a Figura 1.8 apresenta fotos da barragem após o rompimento. Embora não tenha havido nenhuma morte, pois a área atingida era desabitada, foram imensos os danos econômicos e ambientais (MARTINS, 2008).



(a)



(b)

Figura 1.8 – Barragem de Apertadinho após o rompimento: (a) vista aérea; e (b) reservatório (MARTINS, 2008)

— Barragem de Algodões I (2009)

Localizada no município de Cocal da Estação, no estado do Piauí, a 282 km de Teresina, no leito do rio Pirangi, com capacidade para armazenar 52 milhões de metros cúbicos de água, a barragem de Algodões I, se rompeu no fim da tarde do dia 27 de maio de 2009, por causa das chuvas que castigavam a região há dias. A Figura 1.9 apresenta a seção da barragem e a brecha formada durante o seu rompimento.

As águas arrastaram casas, postes e árvores; inundaram 50 quilômetros da cidade de Cocal da Estação e chegaram a 20 metros de altura. Pelo menos 500 casas foram destruídas. Toda a água represada pela barragem escoou sobre a cidade, varrendo o vale ao longo do rio e deixando rastro de lama. De acordo com os números da Secretaria Nacional de Defesa Civil (SEDEC), o Piauí registrou mais de 90 mil desabrigados ou desalojados, com 41 cidades atingidas e 8 mortos (O GLOBO, 2012).



Figura 1.9 – Barragem de Algodões I após a ruptura (O GLOBO, 2012)

1.2 Justificativas

A necessidade de compreender e prever o comportamento de corpos hídricos é de extrema relevância para a engenharia de recursos hídricos, seja para prevenir perdas de vidas e de materiais, em casos de eventos hidrológicos extremos, seja para aproveitar os recursos hídricos, para produção e transporte de bens (CUNGE *et al.*,1980).

Diante disso, sendo as barragens estruturas construídas em corpos hídricos que têm por finalidade aproveitar o potencial do mesmo, seja para geração de energia, para irrigação, para abastecimento ou qualquer outra forma de aproveitamento, estudos relevantes sobre essas estruturas são muito importantes, tendo em vista os possíveis danos que a sua ruptura pode ocasionar.

O rompimento de um barramento é um evento drástico, capaz de gerar inúmeros danos ao ser humano, propriedades e meio ambiente. Diante disso, com a aprovação da Lei 12.334 de 2010, muitas definições, atribuições e responsabilidades foram delegadas, tanto aos órgãos gestores, quanto aos proprietários das barragens.

Dentre as principais exigências presentes nesta lei está a elaboração do Plano de Ação de Emergência – PAE, que auxilia no processo de evacuação, definindo quem deve ser avisado e em que ordem. Para que as ações de alerta sejam efetivas, porém, também é necessário mapear até onde chegará a onda de cheia, em quanto tempo, com que velocidade de escoamento, que caminhos continuarão acessíveis, quais serão os locais de abrigo seguro para assistência e evacuação, entre outras características. O aviso inicial deve desencadear uma sequência de ações estruturadas e previamente planejadas, com base nas informações relativas às possíveis consequências do evento de ruptura, que apenas a modelagem matemática pode fornecer antecipadamente.

Essa legislação estabelece que o PAE deve ser elaborado seguindo a determinação do órgão fiscalizador competente, em função da categoria de risco e do dano potencial associado à barragem, devendo ser exigido sempre que a barragem for classificada como de dano potencial alto, o que representa uma grande possibilidade de perda de vidas e grandes impactos na região associada.

Um estudo como o apresentado no presente trabalho, portanto, não é apenas importante para o avanço da ciência no âmbito do conhecimento sobre a ruptura de barragem. Sua relevância se deve também (e principalmente) ao fato de servir como base para a elaboração do plano de ação de emergência, que, no caso de uma ruptura efetiva, subsidiará as definições das decisões que devem ser tomadas antes, durante e após o evento, o que permite a maior possibilidade de minoração de danos e salvamento de vidas.

Sendo assim, se faz obrigatório um estudo de rompimento para qualquer barragem que demande a elaboração de um Plano de Ação de Emergência.

Os resultados que devem ser alcançados neste tipo de estudo são os mesmo apresentados no presente trabalho, ou seja, como já destacado, o estudo de ruptura subsidia o PAE, conforme informações listadas e justificadas na sequência:

- ✓ Hidrogramas Calculados: definem as vazões de pico, início da chegada da onda de cheia e tempo para alcance do pico de vazões;
- ✓ Tempos de Viagem: obtidos a partir dos hidrogramas, mas destacados separadamente destes por serem, talvez, fatores dos mais importantes, dentre os apresentados, pois estão diretamente ligados ao tempo necessário para o aviso e a evacuação da área possivelmente afetada, sendo decisivo nas ações de resposta imediata ao evento;
- ✓ Velocidades: estão diretamente relacionadas com a topografia, pois, locais mais íngremes apresentam maiores velocidades, afetando diretamente no tempo de percurso da onda;
- ✓ Cotagramas: definem as lâminas de água que ocorrerem nas áreas afetadas, em termos de profundidades ou níveis absolutos; permitem avaliar até onde as áreas econômicas são afetadas e o potencial de dano à infraestrutura, assim como permitem avaliar os tempos de permanência para as áreas alagadas;
- ✓ Fator de Velocidade: resulta do pós-processamento de velocidades e profundidades e permite avaliar a capacidade de arraste da onda de ruptura, gerando uma estimativa de seu potencial destrutivo – com essa informação é possível planejar áreas de abrigo, com estimativas preliminares do número de desabrigados e definição de uma avaliação prévia de custos e eventual orçamento (de contingência) para recuperação das infraestruturas perdidas. Destaca-se que este é um resultado que não consta nos estudos habituais de ruptura, sendo apresentado no presente trabalho como uma forma de estimar os danos que a onda de ruptura pode causar.

A compilação desses fatores no PAE facilita as decisões que precisam ser tomadas em caso de uma situação de emergência, sendo usual a criação de mapas que facilitam a percepção dos prováveis estragos e das localidades que venham a sofrer com os mesmos. Tais mapas podem ser gerados para todos os elementos discutidos: vazões, velocidades, profundidades ou cotas de níveis de água, os dois últimos chamados de mapas de inundação.

Devido à gravidade da destruição que a ruptura de uma barragem pode causar, é necessária a sua melhor compreensão, para que ações preventivas possam ser tomadas, a fim de minimizar os efeitos causados por esse tipo de evento. Desta forma, a modelação matemática e computacional é uma importante ferramenta, pois auxilia na caracterização do evento, bem como na previsão do seu comportamento hidráulico, mapeando zonas alagáveis, analisando alternativas de rupturas que possam ocorrer, com o objetivo de se verificar sua efetividade e os danos que podem causar.

De acordo com Rosman (2001), um modelo matemático é a descrição de um sistema por meio de equações matemáticas teóricas e/ou empíricas, geralmente com o intuito de fazer previsões de eventos que possam ocorrer nesse sistema. Um modelo hidrodinâmico é aquele que tem como objetivo prever o movimento das águas em um sistema de escoamento.

O advento das ferramentas computacionais, facilitando a resolução de modelos matemáticos antes complexos, serviu para transformar a modelagem hidrodinâmica em uma ferramenta cada vez mais presente na engenharia de recursos hídricos (CUNGE *et al.*, 1980).

Logo, o presente trabalho busca, com o auxílio de modelos computacionais hidrodinâmicos, resolver modelos matemáticos hidrodinâmicos que representam o processo de ruptura de uma barragem, comparando-os e explorando seu potencial, para que seus resultados possam ser utilizados na elaboração de um PAE.

1.3 Objetivos

1.3.1 Gerais

O presente trabalho tem por objetivo geral avaliar o comportamento dos modelos hidrodinâmicos HEC-RAS, unidimensional, e MODCEL, pseudo-bidimensional, quanto ao estudo da propagação da onda de cheia proveniente da ruptura hipotética de uma barragem, comparando seus resultados e posteriormente avaliando a propagação da onda negativa por meio do modelo MODCEL, que permite essa representação.

1.3.2 Específicos

Para se atingir esse objetivo geral, os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos:

- Avaliar as diferentes hipóteses de modelagem do processo de ruptura existentes, buscando a melhor forma de representação da realidade, para assim aplicá-la em cada um dos modelos escolhidos;
- Aplicar o modelo matemático MODCEL (MIGUEZ, 2001) para a simulação de ruptura da barragem do estudo de caso escolhido, aumentando e refinando a base utilizada por Veról (2010), potencializando o uso do modelo pseudo-2D que considera o alagamento das planícies associadas e obtém as cotas de inundação e os tempos decorridos entre a ruptura e a chegada dos valores máximos associados ao pico da onda;
- Aplicar o modelo HEC-RAS, amplamente utilizado em estudos de rupturas no Brasil, ao mesmo estudo de caso anteriormente representado, como forma de avaliar esse fenômeno numa visão unidimensional e a capacidade de representação do modelo;
- Comparar e avaliar criticamente os resultados dos modelos MODCEL (pseudo-bidimensional) e HEC-RAS (unidimensional), com base nos valores obtidos de: vazões máximas, cotas máximas atingidas, velocidades máximas e tempos de pico para as diversas localidades ao longo do curso d'água;
- Produzir as manchas de alagamento sobre as planícies de jusante, para o caso simulado, a partir da onda de ruptura da barragem, com base nos resultados obtidos com o uso do modelo MODCEL;
- Identificar, a partir da interpretação dos fatores de velocidades, os locais onde os danos causados pela ruptura possam ser altos;
- Apresentar os principais resultados que servem para a elaboração de um PAE;

- Após verificar o funcionamento dos dois modelos, avança-se com uma análise dos resultados também em um estudo integrado de modelagem das ondas positiva e negativa, pois tem-se por objetivo validar o modelo MODCEL como ferramenta representativa desse processo conjunto.

1.4 Escopo da Dissertação

O capítulo 1, relativo a esta Introdução, expõe uma visão geral do conteúdo desta dissertação, justificando a sua relevância e descrevendo a motivação da escolha do tema, apresentando também o objetivo geral, bem como os objetivos específicos que devem ser alcançados no decorrer do desenvolvimento desta dissertação.

O capítulo 2, Revisão Bibliográfica, revisa os principais aspectos teóricos por traz do fenômeno da ruptura de uma barragem e a consequente propagação do hidrograma associado, para jusante e para montante. Neste capítulo, também é feita uma apresentação e descrição dos modelos que serão aplicados no estudo de caso desta dissertação.

No capítulo 3, Estudo de Caso, é detalhada a região da Usina Hidrelétrica de Funil, caracteriza-se a bacia hidrográfica e as cidades envolvidas no estudo, apresentando também a descrição dos dados da barragem associada.

O capítulo 4, Metodologia, apresenta a metodologia geral aplicada no trabalho, bem como a forma de utilização de cada modelo.

O capítulo 5, Resultados, apresenta os resultados da aplicação da metodologia, utilizando os dois modelos, confrontando os resultados obtidos por cada um deles e analisando esses resultados.

No capítulo 6, Conclusões e Recomendações, são descritas as análises e conclusões gerais da dissertação, expondo as recomendações para futuros trabalhos.

2. REFERENCIAL E FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 *Segurança de Barragens*

No Brasil, barramentos são de extrema importância para o desenvolvimento do país, já que, segundo dados da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL, 2013), as hidrelétricas correspondem a maior parte da geração de energia, 65,96% (79,7 mil MW), as pequenas centrais hidrelétricas e as centrais geradores hidrelétricas somam 3,72% (1,8 mil MW).

Além da geração de energia, os reservatórios podem auxiliar em muitas outras atividades, como a irrigação, navegação, recreação, controle de inundações e na disposição final de rejeito de mineração.

Apesar de sua importância, as barragens são sempre alvo de grandes preocupações, já que necessitam de grandes desapropriações de terra e um número considerável de acidentes, envolvendo rompimentos de barragens, tem levado a população e as autoridades a realizarem estudos que possam minimizar os riscos e evitar tais acontecimentos.

De acordo com o Manual de Segurança e Inspeção de Barragens do Ministério de Integração Nacional (2002), uma barragem segura é aquela cujo desempenho satisfaça as exigências de comportamento necessárias para evitar incidentes e acidentes, que se referem a aspectos estruturais, econômicos, ambientais e sociais.

Cada barragem deve ser classificada de acordo com as consequências de sua ruptura. A classificação constitui a base para a análise da segurança da barragem e para fixar níveis apropriados de atividades de inspeção. A Tabela 2.1 apresenta o sistema de classificação mais comumente aceitável, que está baseado no potencial de perda de vidas e nos danos econômicos associados à ruptura da barragem.

Tabela 2.1 – Classificação quanto ao potencial de perdas (MIN, 2002)

Consequência de Ruptura	Perdas de Vida	Econômico, Social e Danos Ambientais
Muito alta	Significativa	Dano excessivo
Alta	Alguma	Dano substancial
Baixa	Nenhuma	Dano moderado
Muito Baixa	Nenhuma	Dano mínimo

O proprietário da barragem tem, em última instância, a responsabilidade por todos os aspectos relacionados à segurança do empreendimento. O proprietário deve assegurar que a operação da barragem e a sua manutenção sejam executadas por pessoas que tenham conhecimento e habilitação para tal. Iniciativas apropriadas devem ser tomadas com relação ao treinamento do quadro de pessoal.

Cabe aqui ressaltar que, embora sejam muitas vezes confundidos, o tema segurança de barragem busca evitar o seu rompimento, já a análise do rompimento da barragem procura mitigar os efeitos da efetiva ocorrência do colapso, orientando o operador quanto às medidas que devem ser tomadas mediante uma ruptura iminente.

2.1.1 A Legislação Brasileira de Segurança de Barragens

Com a aprovação, em 20 de setembro de 2010, e sua publicação no Diário Oficial da União em 21 de setembro de 2010, a Lei Federal sobre Segurança de Barragens (Lei 12.334, que teve sua origem com a apresentação do Projeto de Lei-1181/2003 e depois do Projeto de Lei Complementar-168/2009), estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), criando o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). Essa lei se aplica às barragens que se enquadram em pelo menos um dos critérios estabelecidos abaixo:

- Altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15m (quinze metros);
- Capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000m³ (três milhões de metros cúbicos);
- Reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis;
- Categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas, definidos com base em critérios gerais estabelecidos pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH).

A Lei refere-se ao estabelecimento de diretrizes para verificação da segurança de barragens, definindo as responsabilidades que cabem aos órgãos fiscalizadores e aos empreendedores, envolvidos nas etapas de planejamento, projeto, construção, enchimento, vertimento, operação e desativação.

Estabelece, ainda, que uma barragem é dita segura se está em uma condição que mantém a sua integridade estrutural, operacional, a preservação da vida, da saúde, da propriedade e do meio ambiente.

Um dos instrumentos básicos da PNSB, de implementação obrigatória pelo Empreendedor, é a criação de um Plano de Segurança da Barragem, o qual requer:

- Uma estrutura organizacional com profissionais capacitados para atuação na área de segurança;
- Revisões periódicas de segurança;
- A utilização de manuais para o roteiro de inspeções de segurança regulares e especiais, com a rotina de monitoramento, e dos respectivos relatórios provenientes dessas inspeções.

A Lei 12.334 cria, ainda, o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). O SNISB é um sistema de coleta, tratamento, armazenamento e recuperação de informações sobre as condições de segurança das barragens que será gerido pela Agência Nacional de Águas (ANA). O cadastro nacional de barragens, mantido por essa instituição, servirá de base para o SNISB.

2.1.2 Plano de Ação de Emergência – PAE

O Plano de Segurança de Barragem exige também a criação de um Plano de Ação de Emergência (PAE). O PAE estabelece as ações a serem executadas, pelo empreendedor da barragem, em caso de situação de emergência, bem como identificará os agentes a serem notificados dessa ocorrência. A seguir são descritas duas definições consideradas complementares para o PAE:

- O PAE é um documento formalmente escrito, que identifica os procedimentos e processos que serão seguidos pelos operadores da barragem, na eventualidade de uma situação de emergência. Esse plano possibilita o planejamento da municipalidade, da polícia local, das agências estaduais, das companhias telefônicas e de transporte e de outras entidades afetadas, na eventualidade de uma cheia capaz de provocar a ruptura de uma barragem, e a coordenação de esforços entre os diferentes níveis do governo (MIN, 2002).

- Um PAE é um documento formal que identifica condições potenciais de emergência e especifica ações pré-planejadas a serem seguidas para minimizar perdas de vidas e danos a propriedades. Contém procedimentos e informações para auxiliar o proprietário da barragem em suas questões antes de alertar e notificar as autoridades responsáveis pela situação de emergência a jusante. Um PAE é um documento importante contra a perda de vidas e danos a propriedades que possam ocorrer em caso de rompimento de uma barragem com grande potencial de causar um desastre (FEMA, 2004).

Como se pode perceber, a compreensão do que seria o PAE, presente em MIN (2002) e em FEMA (2004), são similares. Os mesmos autores concordam em alguns pontos e ainda se complementam quanto aos procedimentos e elementos que deve apresentar esse plano, conforme especificado a seguir:

✓ MIN (2002):

- Atribuição de responsabilidades;
- Identificação e avaliação de emergências;
- Ações preventivas;
- Procedimentos de notificação;
- Fluxograma da notificação;
- Sistemas de comunicação;
- Acessos ao local;
- Resposta durante períodos de falta de energia elétrica;
- Resposta durante períodos de intempéries;
- Fontes de equipamentos e mão-de-obra;
- Estoques de materiais e suprimentos;
- Fontes de energia de emergência;
- Mapas de inundação;
- Sistemas de advertência;
- Apêndices.

- ✓ FEMA (2004):
 - Fluxograma de notificação;
 - Detecção, avaliação e classificação de emergências;
 - Determinação de responsáveis;
 - Prevenção;
 - Mapas de Inundação;
 - Apêndices.

Um documento ideal seria aquele que utilizasse as recomendações brasileiras (MIN) e estrangeiras (FEMA), priorizando aqueles tópicos que mais se adequem ao estudo realizado.

O PAE deve ser preparado, verificado, divulgado e mantido para qualquer barragem, cuja ruptura possa gerar como resultado a perda de vidas, bem como para qualquer barragem para a qual um alerta antecipado possa reduzir os danos a montante ou jusante.

2.2 Modelos Matemáticos de Escoamento em Recursos Hídricos

2.2.1 Leis e Princípios Básicos

As leis físicas que regem o escoamento em um curso d'água são o Princípio da Conservação da Massa, ou Princípio da Continuidade do Volume, o Princípio da Conservação da Energia e o Princípio de Conservação do Momento, ou Princípio da Conservação da Quantidade de Movimento. Essas leis são expressas matematicamente na forma de equações diferenciais parciais, as quais, quando descritas nas três dimensões do espaço, são chamadas de equações de Navier-Stokes e constituem o modelo matemático geral para o escoamento de fluidos.

Como o escoamento em rios ocorre em uma direção preponderante, essas equações tridimensionais podem ser simplificadas (promediação) em um sistema de equações unidimensionais, conhecido como equações de Saint-Venant (Equações 2.1 e 2.2) (CUNGE *et al.*, 1980).

As principais hipóteses simplificadoras normalmente aceitas para a dedução das equações de Saint-Venant são:

- ✓ Fluido incompressível;

- ✓ Variação gradual das seções transversais;
- ✓ escoamento unidimensional, assim a velocidade média é representativa da variação espacial na seção e o sentido predominante do escoamento é longitudinal;
- ✓ Distribuição hidrostática de pressão na vertical, desprezando eventuais efeitos de componentes de acelerações verticais;
- ✓ Ausência de singularidades, como contrações na calha, pilares de ponte, soleiras de fundo, entre outros;
- ✓ Declividade da linha de energia pode ser calculada por uma equação estabelecida para o regime permanente, como as equações de Manning ou Chézy.

A seguir serão apresentadas as Equações de Saint-Venant em descrições adaptadas do texto presente em Silva *et al.* (2003).

2.2.1.1 Equação da Continuidade

Quando aplicado em um volume de controle, representado por um trecho da calha do rio, compreendido entre duas seções consecutivas, o princípio da conservação da massa diz que a diferença entre o volume de água afluyente à seção de montante e o volume efluente no trecho, num dado intervalo de tempo, corresponde exatamente à variação de água dentro desse trecho, durante o mesmo intervalo de tempo. Sendo assim, a equação da continuidade, como é conhecida a formulação matemática para o princípio da conservação da massa, pode ser escrita como:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_L \quad 2.1$$

Onde:

Q = vazão (m³/s);

A = área molhada da seção transversal (m²);

t = variável independente relativa ao tempo (s);

x = variável independente relativa à direção do escoamento (m); e

q_L = vazão lateral por unidade de comprimento, que entra ou sai do trecho considerado, no intervalo de tempo.

2.2.1.2 Equação Dinâmica

Já o princípio da conservação da quantidade de movimento, quando aplicado ao mesmo volume de controle, diz que a variação da quantidade de movimento do volume de controle, por unidade de tempo, é igual ao somatório de todas as forças externas que atuam nesse volume. Este princípio traduz a aplicação da segunda Lei de Newton. Considerando que as forças externas atuantes sejam as forças de contato (Pressão e Atrito) e a força de campo (Gravidade), tem-se a equação dinâmica, como é conhecida a formulação matemática para o princípio da conservação da quantidade de movimento, escrita como:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_o - S_f) \quad 2.2$$

Onde:

v = velocidade média do escoamento (m/s);

h = profundidade do escoamento (m);

g = aceleração da gravidade (m/s²);

t = variável independente relativa ao tempo (s);

x = variável independente relativa à direção do escoamento (m);

S_o = declividade média da calha fluvial ou do fundo do canal (m/m); e

S_f = declividade da linha de energia (m/m).

2.2.2 *Classificação dos Modelos de Escoamento em Recursos Hídricos*

De acordo com Chow (1959), os modelos de escoamento se dividem em dois grupos: os modelos hidrológicos e os modelos hidráulicos. No primeiro grupo, estão os que desprezam a equação dinâmica de Saint-Venant, considerando apenas o efeito do armazenamento no trecho de escoamento; por isso, são geralmente chamados de modelos de armazenamento. Já os modelos hidráulicos são os que utilizam as duas equações de Saint-Venant, considerando ou não as soluções simplificadas por elas admitidas.

Dentre os modelos pertencentes ao primeiro grupo, estão listados na Tabela 2.2 os mais utilizados e suas devidas equações, que relacionam o armazenamento e a vazão de saída e de

entrada no trecho, buscando, assim, com a Equação 2.3 (equação da continuidade para a variação do volume) simular o escoamento no rio ou canal. Neste caso, as variáveis são o armazenamento S , a vazão de entrada I e a vazão de saída Q :

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad 2.3$$

Tabela 2.2 – Alguns modelos de armazenamento existentes

Modelo	Equação	
Reservatório Linear	$S = KQ$	2.4
Muskingun	$S = K[xI + (1 - x)Q]$	2.5
SSARR	$S = \frac{\alpha}{Q^\beta}$	2.6

Onde:

S = armazenamento no trecho;

I = vazão de entrada no trecho;

Q = vazão de saída no trecho; e

x = coeficiente de ponderação, compreendido entre 0 e 1.

Silva *et al.* (2003) afirmam que, analisando a ordem de grandeza dos termos da equação dinâmica, algumas simplificações podem ser feitas na solução das equações de Saint-Venant. Partindo dessa afirmação, alguns modelos simplificados, pertencentes ao segundo grupo, são estabelecidos:

- **Modelo da Onda Cinemática:** As equações básicas utilizadas por este tipo de modelo são a equação da continuidade distribuída e a expressão simplificada da equação do momento. Basicamente a principal simplificação deste modelo é adotar a declividade da linha de energia igual à declividade do fundo do rio, desprezando os termos de pressão e aceleração, particularizando a equação dinâmica para o caso de escoamento uniforme. São modelos válidos principalmente onde a declividade é significativa e a projeção do peso na direção do escoamento é fundamental. Não são capazes de perceber efeitos de jusante sobre montante.

- **Modelos Difusivos:** Utiliza a equação da continuidade e a equação do momento, sem considerar os termos de inércia (Equação 2.7). Este modelo tem mais aplicabilidade que o modelo da onda cinemática, por levar em conta o termo da pressão, o que permite levar em conta os efeitos de jusante da equação dinâmica.

$$\frac{\partial h}{\partial x} = S_o - S_f \quad 2.7$$

- **Modelos Hidrodinâmicos Completos:** Estes utilizam as equações completas de Saint-Venant (Equações 2.1 e 2.2). Isso significa empregar a equação da continuidade e da quantidade de movimento com todos os seus termos (gravidade, atrito, pressão e inércia). Este tipo de modelo requer soluções numéricas mais sofisticadas para as equações diferenciais. Suas vantagens são uma maior precisão e uma melhor representação física do modelo, permitindo simular modificações do sistema adotado, bem como variações mais importantes na velocidade de escoamento.

2.3 Modelos Matemáticos de Ruptura de Barragem

Para simular o evento de ruptura, na modelagem tradicional, é necessário primeiramente elaborar o hidrograma da vazão efluente no momento da ruptura. Essa informação serve de entrada nos modelos mais frequentemente utilizados. No modelo MODCEL, como será visto na sequência deste trabalho, essa será uma informação externa, que servirá de parâmetro de ajuste do modelo, pois o modelo simula internamente este hidrograma.

As características principais a serem determinadas referem-se à forma do rompimento e ao tempo de formação do mesmo. Porém, essas características estão condicionadas a diversos fatores, que geram muitas incertezas.

2.3.1 Métodos de Simulação da Brecha

Dentre as incertezas existentes, está o processo de formação da brecha geradora do hidrograma, pois muitos agentes podem ocasionar a ruptura da barragem e os reais mecanismos dessa ruptura não são bem entendidos, nem fáceis de prever, tanto para barragens de concreto quanto para barragens de terra (COLLISCHONN e TUCCI, 1997).

Muitos trabalhos já foram desenvolvidos buscando modelar o processo de formação da brecha. Neles, os principais parâmetros utilizados para simular o desenvolvimento da brecha

em uma barragem, de concreto ou de terra, são: a forma, a profundidade, a largura final, o tempo de formação e a taxa de crescimento da brecha.

Segundo Chauhan *et al.* (2004) *apud* Lauriano (2009), 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 hidráulica presente 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.

O ICOLD (1995) recomenda que, para uma barragem de concreto, pode-se considerar a ruptura total e instantânea da barragem como uma ocorrência predominante. Já para uma estrutura de terra, o mais adequado é considerar uma ruptura progressiva, causada pela passagem de água sobre a crista da barragem (overtopping) ou pela erosão interna (piping) do maciço da mesma.

De acordo com Almeida e Franco (1994) *apud* Collischonn e Tucci (1997), a formação da brecha tem sido simulada pelos quatro métodos descritos a seguir.

- ✓ **Hidrograma de Ruptura Simplificado:** é o método mais simples, em que um hidrograma de ruptura é obtido a partir das estimativas de vazão de pico, tempo de esvaziamento e volume do reservatório.
- ✓ **Evolução pré-determinada da brecha:** é um método bastante popular para todos os tipos de barragens. Uma brecha de forma pré-determinada cresce de acordo com parâmetros de tempo de formação e dimensões máximas.
- ✓ **Evolução por erosão simplificada:** especialmente utilizado em barragens de terra, este método considera a erosão do material da barragem por alguma expressão de descarga sólida e os aspectos hidráulicos de forma simplificada, em geral por uma equação de vertedor de soleira espessa.
- ✓ **Evolução por erosão completa:** este método combina as equações hidrodinâmicas completas com equações de descarga sólida.

2.3.2 Hidrograma de Ruptura

A Tabela 2.3 mostra as principais expressões matemáticas (deduzidas de modo empírico) que relacionam a máxima vazão de descarga, devido à ruptura, em função das características da

barragem (altura, comprimento da crista, volume do reservatório, dentre outros) (BRASIL, 2005).

Tabela 2.3 – Modelos para o cálculo da vazão de pico (BRASIL, 2005)

Autores	Vazão de Pico		Características
Lou (1981)	$Q_P = 7,683H_d^{1,909}$	2.8	Equação baseada na análise de 19 diferentes casos de ruptura de natureza diversa.
Hagen (1982)	$Q_P = 1,205(H_d V)^{0,48}$	2.9	Equação baseada em observações de valores relativos a casos já ocorridos de ruptura.
Saint-Venant (-)	$Q_P = \frac{8}{27} B_d \sqrt{g} Y_{médio}^{\frac{3}{2}}$	2.10	Desenvolvida por Saint-Venant para o caso de remoção instantânea e total do barramento.
Schoklistch (1917)	$Q_P = \frac{8}{27} \left(\frac{B_d}{B_b}\right)^{\frac{1}{2}} B_b \sqrt{g} Y_{médio}^{\frac{3}{2}}$	2.11	Equação considerando a situação em que a ruptura ocorre em parte da crista de uma barragem.
USBR (1982)	$Q_P = 19H_d^{1,85}$	2.12	Baseada em dados coletados de vazões de pico históricas e da profundidade da lâmina de água no reservatório no momento da ruptura.
Singh (1996)	$Q_P = 1,7B_b H_b^{\frac{3}{2}}$	2.13	O escoamento pela brecha pode ser assumido como análogo ao escoamento que passa por um vertedouro retangular de soleira espessa.
Wetmore e Fread (1981)	$Q_p = 1,7B_b \left\{ \frac{1,94 \frac{A_s}{B_b}}{t_p + \left[\frac{1,94 A_s}{(B_b \sqrt{H_d})} \right]} \right\}^3$	2.14	Equação considerando a formação de uma brecha retangular, desenvolvendo-se em um intervalo de tempo (t).

Onde:

Q_p = descarga máxima defluente da barragem em ruptura (m³/s);

V = volume do reservatório para o NA máximo (m³);

A_s = área do reservatório para o NA máximo (m²);

B_d = largura da barragem (m);

H_d = altura da barragem (m);

B_b = largura final da brecha (m);

H_b = altura final da brecha (m);

$Y_{médio}$ = profundidade média no reservatório no instante da ruptura (m);

t_p = tempo para o desenvolvimento da brecha (s).

De acordo com Rajar (1973), o tempo de base do hidrograma também deve ser levado em consideração, podendo ser fisicamente associado ao tempo de esvaziamento do reservatório. Da mesma forma, o tempo necessário para a descarga liberada atingir seu valor máximo, após o instante de ruptura, ou seja, o tempo de pico, não deve ser descartado.

Uma vez definidos os parâmetros acima descritos, pode-se construir o hidrograma de ruptura resultante, porém mais algumas hipóteses devem ser levadas em conta, como, por exemplo, se a ruptura é instantânea ou gradual. A seguir, são mostrados os tipos de hidrogramas de rupturas utilizados para a simulação de propagação da onda apresentados por Mascarenhas (1990).

- ✓ **Hidrograma Simplificado, para ruptura praticamente instantânea:** No caso de uma ruptura instantânea, o hidrograma simplificado de ruptura assume a forma triangular, conforme apresentado na Figura 2.1. Aqui, a área do hidrograma iguala o volume de água armazenado no reservatório, sendo o tempo estimado para o seu esvaziamento fornecido pela Equação 2.15.

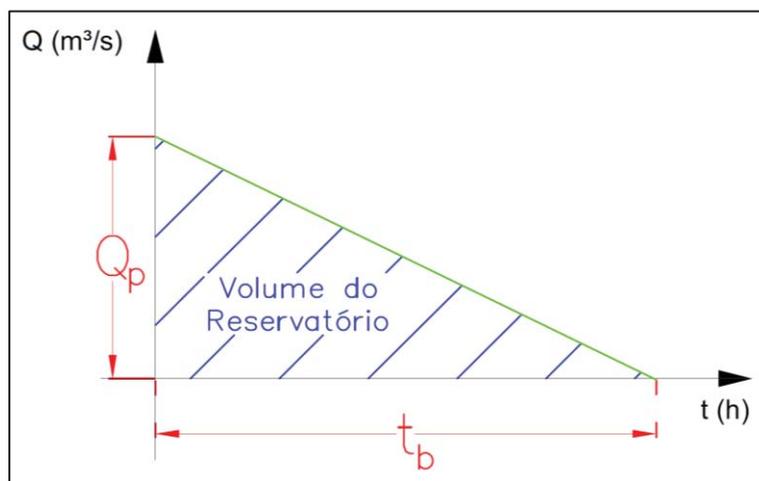


Figura 2.1 – Hidrograma simplificado para ruptura praticamente instantânea

$$t_b = \frac{2V}{Q_p} \quad 2.15$$

- ✓ **Hidrograma Genérico, para ruptura gradual:** No caso de uma ruptura gradual, o hidrograma simplificado de ruptura assume a forma apresentada na Figura 2.2. Têm-se, então, duas equações (2.16 e 2.17) para a sua definição, uma para a sua ascensão até o pico e outra desde o pico até seu decaimento chegando no tempo de base (tempo de esvaziamento do reservatório).

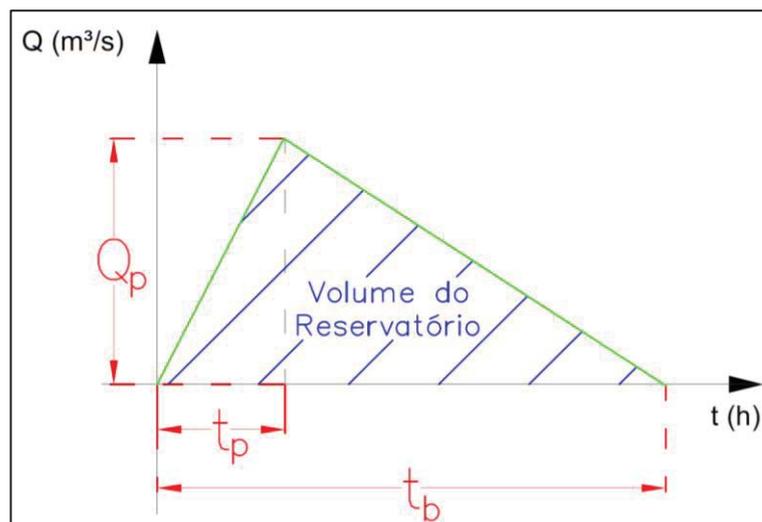


Figura 2.2 – Hidrograma para ruptura gradual

$$Q(t) = Q_p \left(\frac{t}{t_p} \right) \quad \text{Válida para } 0 \leq t \leq t_p \quad 2.16$$

$$Q(t) = Q_p - Q_p \left(\frac{t - t_p}{t_b - t_p} \right) \quad \text{Válida para } t > t_p \quad 2.17$$

- ✓ **Hidrograma com Decaimento Parabólico:** Apresentado por Barfield *et al.* (1981), o hidrograma com decaimento parabólico é mais condizente com casos já ocorridos em barragens de terra, em que os trechos de descida procuram representar um decaimento aproximadamente exponencial. Este tipo de hidrograma está apresentado na Figura 2.3 e é regido pela Equação 2.18, na qual k é um fator de ponderação, que é calibrado de tal modo que o volume do hidrograma de ruptura seja igual ao volume do reservatório (valores entre 0,01 a 0,5).

$$Q(t) = Q_p \left[\left(\frac{t}{t_p} \right) e^{\left(1 - \frac{t}{t_p} \right)} \right]^k \quad 2.18$$

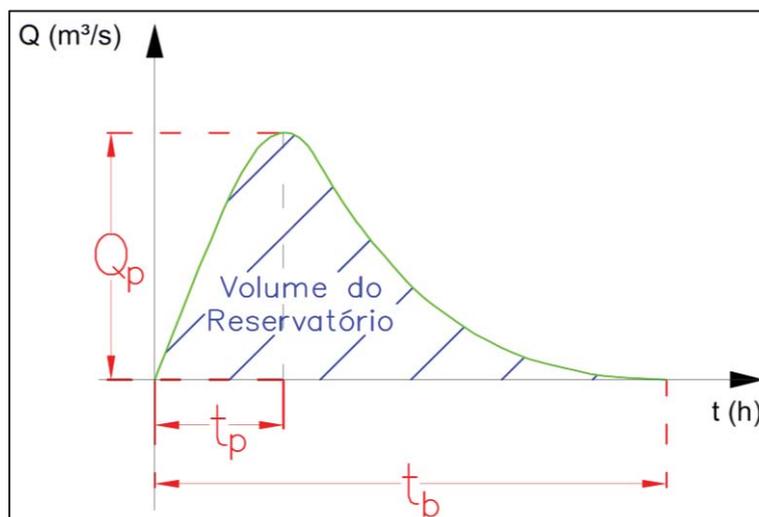


Figura 2.3 – Hidrograma com decaimento parabólico

Onde:

Q_p = descarga máxima efluente da barragem em ruptura (m^3/s);

V = volume do reservatório da barragem no momento da ruptura (m^3);

t_p = tempo de pico (s); e

t_b = tempo de base (s).

Segundo Lauriano (2009), o hidrograma com decaimento parabólico representa o tempo de esvaziamento do reservatório de forma mais gradual que o hidrograma triangular simplificado, o que indica uma melhor caracterização do esvaziamento do reservatório. Apesar disso, na determinação do hidrograma de ruptura, deve-se considerar que existem diferentes variáveis envolvidas no processo de formação da brecha e que essas variáveis não são bem conhecidas.

2.3.3 Propagação da Onda de Cheia Proveniente da Ruptura

A modelação matemática da propagação da onda, proveniente da ruptura da barragem, busca conhecer o comportamento do hidrograma efluente da ruptura para as diversas seções a jusante da estrutura, de modo a determinar medidas de proteção e controle para as atividades da região das margens do rio. Em termos matemáticos, isso significa que se deseja determinar os valores de $h(x,t)$ e $v(x,t)$ presentes nas equações de Saint-Venant (MASCARENHAS, 1990).

Segundo Mascarenhas (1990), um dos primeiros estudos realizados sobre propagação de ondas de rupturas de barragens foi feito por Ritter (1892). Nesse trabalho o autor desenvolveu, a partir das equações de Saint-Venant, soluções analíticas, utilizando condições simplificadas; a ruptura foi considerada instantânea e total de uma barreira de largura infinita, liberando-se o volume de água armazenado em um canal seco, retangular e horizontal sem considerar a resistência do fundo.

As Equações 2.19 e 2.20 apresentam as soluções propostas por Ritter, utilizando as hipóteses simplificadoras, cujo esquema geral pode ser visto na Figura 2.4:

$$h(x, t) = \frac{1}{9g} \left(2\sqrt{gh_0} - \frac{x}{t} \right)^2 \quad 2.19$$

$$v(x, t) = \frac{2}{3} \left(\sqrt{gh_0} + \frac{x}{t} \right) \quad 2.20$$

Onde:

$h(x, t)$ = altura de escoamento na seção de abscissa x , no instante de tempo t ;

$v(x, t)$ = velocidade de escoamento na seção de abscissa x , no instante de tempo t ; e

h_0 = altura inicial de água no reservatório junto à barragem.

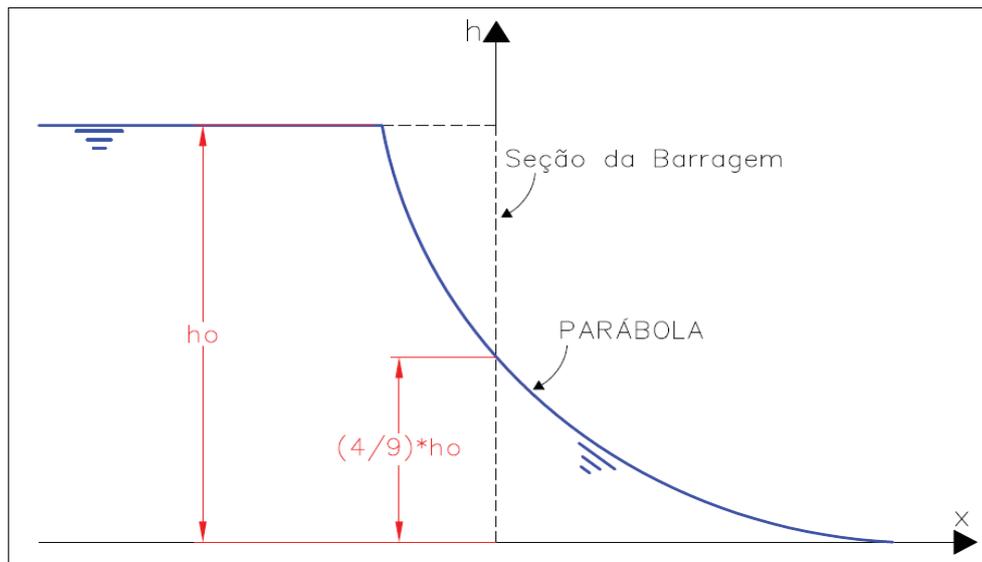


Figura 2.4 – Solução de Ritter

Posteriormente, Dressler (1952) buscou introduzir o efeito da resistência do fundo do canal na solução anteriormente realizada por Ritter. Para isso, utilizou-se a fórmula de Chézy para a declividade da linha de energia do escoamento (Equação 2.21).

$$S_f = \frac{v^2}{C_C^2 R_H} \quad 2.21$$

Onde:

S_f = declividade da linha de energia do escoamento;

v = velocidade média do escoamento em uma seção transversal;

R_H = raio hidráulico da seção transversal; e

C_C = coeficiente de Chézy, associado à resistência de fundo do canal.

A proposição de Dressler foi mais detalhadamente estudada por Whitham (1955), por meio de análises baseadas na teoria da camada limite; assim, foi proposta uma solução analítica para a celeridade da frente de onda que é mostrada na Equação 2.22, aplicável apenas para casos em que a razão $C_S/\sqrt{gh_0} > 2/3$:

$$\frac{C_S}{\sqrt{gh_0}} = 2 \left(1 + 2,91 \left(\frac{f}{8} \sqrt{\frac{gt^2}{h_0}} \right)^{0,43} \right)^{-1} \quad 2.22$$

Onde:

C_S = celeridade da frente de onda; e

f = fator de atrito de Darcy.

Generalizando a solução de Ritter, Stoker (1957) propôs a existência de água, a jusante da barragem, considerando ainda a ruptura sendo instantânea em leito fixo e horizontal, com seção retangular e desconsiderando o atrito, exatamente como Ritter. Sua solução pode ser resumida na Tabela 2.4, considerando a celeridade $c_i = (gh_i)^{0,5}$, h_i a altura e v_i a velocidade média do fluxo na zona i , assim como a celeridade da frente de onda positiva dada pela Equação 2.23.

$$C_{FP} = \sqrt{\frac{gh_{av}}{2h_2}} (h_2 + h_{av}) \quad 2.23$$

Onde:

C_{FP} = celeridade da frente de onda positiva; e

h_2 = altura na zona 2 (ver Tabela 2.4).

Tabela 2.4 – Resumo da proposição de Stoker (1957), adaptado de Veról (2010)

Perfil da linha d'água			
Velocidade do Escoamento			
Zona 1	Zona 3	Zona 2	Zona 0
<p>Região a montante da frente de onda negativa, sem influência do escoamento.</p> <p>$x \leq -c_1 * t$ $h(x,t) = h_0$ $v(x,t) = 0$</p>	<p>Região que liga as zonas 1 e 2 por uma parábola, para o caso da altura d'água, e linearmente, para o caso da velocidade.</p> <p>$-c_1 * t \leq x \leq (v_2 - c_2) * t$</p> <p>$h(x,t) = \frac{1}{9g} \left(2c_1 - \frac{x}{t} \right)^2$</p> <p>$v(x,t) = \frac{2}{3} \left(c_1 + \frac{x}{t} \right)$</p>	<p>Região em que a profundidade da água e a velocidade do escoamento são constantes.</p> <p>$h(x,t) = h_2$</p> <p>$v(x,t) = v_2$</p> <p>$(v_2 - c_2) * t \leq x \leq C_{FP} * t$</p> <p>$h_2 = \frac{h_2 - h_{av}}{2\sqrt{gh_0} - 2\sqrt{gh_2}} \sqrt{\frac{gh_{av}}{2h_2}} (h_2 + h_{av})$</p> <p>$v_2 = \frac{h_2 - h_{av}}{h_2} \sqrt{\frac{gh_{av}}{2h_2}} (h_2 + h_{av})$</p>	<p>Região a jusante da frente de onda positiva, sem influência do escoamento.</p> <p>$x > C_{FP} * t$ $h(x,t) = h_{jus}$ $v(x,t) = 0$</p>

2.3.4 Frente da Onda de Choque

Para o caso da modelagem de uma onda de cheia proveniente de ruptura de barragem, as equações de Saint-Venant não podem ser aplicadas na região onde ocorre o fenômeno da onda de choque. Segundo Mascarenhas (1990), esse fenômeno é descrito pela variação brusca da vazão e da profundidade do nível de água e fisicamente corresponde à criação de uma região com fortes acelerações verticais, invalidando a hipótese de distribuição hidrostática de pressões. Nesse caso, forma-se uma descontinuidade no escoamento, na qual várias hipóteses para a dedução das equações de Saint-Venant perdem a sua validade. Para modelar essa região do choque podem ser aplicadas três abordagens:

- ✓ **Método da pseudo-viscosidade:** 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*):** a onda de choque é tratada a partir da aplicação das equações de Hugoniot-Rankine (CUNGE *et al.*, 1980), as quais representam uma condição de contorno interna que unem os trechos onde são válidas as equações de Saint-Venant.

2.3.5 Modelos Computacionais de Simulação de Rupturas de Barragens

Existem diversos modelos de simulação do escoamento provocado pela ruptura de uma barragem no vale a jusante, sendo que os mesmos divergem na sua aplicabilidade, precisão, robustez, estabilidade e complexidade. O resultado obtido na simulação pode ser influenciado por diversos fatores, tais como: hipóteses adotadas, esquemas numéricos de resolução, condições de simulação (iniciais e de contorno) e dados de entrada.

O escoamento resultante da ruptura de uma barragem envolve fenômenos de difícil caracterização matemática e de 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 do pico do nível de água, permitindo estimar o dano potencial e a duração da inundação.

A Tabela 2.5 apresenta um resumo dos principais modelos de simulação disponíveis para ruptura de barragem existente atualmente.

Tabela 2.5 – Modelos de simulação de ruptura

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

De uma forma geral, a utilização de modelos hidrodinâmicos unidimensionais é, normalmente, a mais realizada na grande maioria dos casos práticos. Constituem o tipo de modelos que apresentam melhor relação facilidade de utilização versus precisão dos resultados e não requerem muito tempo de cálculo. São de uso muito generalizado, ressaltando-se, a título de exemplo, o modelo NWS DAMBRK, para o qual existe uma vasta

experiência de utilização em nível mundial, e o modelo FLDWAV, que substitui o NWS DAMBRK. Atualmente, o HEC-RAS vem tendo um grande emprego em casos práticos.

Modelos Pseudo-2D são híbridos. Eles representam canais e células de inundação que trocam água entre si por uma rede no plano horizontal (CUNGE *et al.*, 1980), onde os caminhos do fluxo são predefinidos unidimensionalmente.

Em modelos 2D de escoamento transitório (não-permanente) e gradualmente variados, as equações de Navier-Stokes são resolvidas nas dimensões X e Y para uma profundidade h promediada. Esses modelos têm sido utilizados para modelagem hidráulica fluvial e costeira, e, mais recentemente, tornou-se uma opção para a modelagem de inundações (SOUSA, 2010).

Modelos 3D resolvem as equações de Navier-Stokes para as três dimensões do espaço; são modelos complexos e geralmente usados apenas em águas profundas.

Dentre as ferramentas existentes para a modelagem de propagação de cheia em condições de ruptura de barragens, para o desenvolvimento desta pesquisa foram selecionados dois modelos, o HEC-RAS, e o MODCEL.

Essas escolhas se devem primeiro porque o modelo HEC-RAS é muito conhecido, amplamente utilizado e possui uma grande quantidade de casos de ruptura estudados, além, é claro, de ser disponibilizado gratuitamente; segundo porque o modelo MODCEL está em constante desenvolvimento, sendo, na maior parte do tempo, aplicado para avaliação de cheias naturais, assim deseja-se também dar continuidade aos estudos de sua validação para o caso de inundações provocadas por rupturas de barragens.

2.3.5.1 O Modelo HEC-RAS

O Sistema de Análises de Rios do Corpo de Engenharia do Exército Norte Americano, HEC-RAS, é um software distribuído gratuitamente, que possibilita a realização de cálculos unidimensionais do escoamento em regimes permanente e não permanente, transporte de sedimentos, modelagem de cabeceiras, análise da temperatura da água e qualidade de água.

A primeira versão do HEC-RAS (Versão 1.0) foi lançada em julho de 1995. O modelo HEC-RAS era inicialmente usado para simulação de perfis de linhas de água para escoamentos unidimensionais de fluxo permanente. Desde o ano de 2000, a partir da versão 3.0, foi incorporado ao HEC-RAS um módulo que permite a modelagem de escoamento não-

permanente. O HEC-RAS está atualmente na versão 4.1, lançada em janeiro de 2010 (USACE, 2010).

O software possui quatro módulos de análises unidimensionais:

- ✓ Escoamento em regime permanente;
- ✓ Escoamento em regime não permanente;
- ✓ Transporte de sedimentos; e
- ✓ Análise da qualidade da água.

O módulo de regime não permanente é baseado nas equações completas de Saint-Venant. A resolução dessas equações é feita pelo método das diferenças finitas, utilizando o esquema implícito de quatro pontos para gerar um conjunto de equações de diferenças finitas. Logo, por meio desse módulo, é possível simular o processo de propagação da onda de cheia, proveniente da ruptura de barragem.

Um hidrograma é condição de contorno, requerida pelo modelo, para a seção de montante. Já para a seção de jusante, a condição de contorno necessária pode ser umas das quatro possibilidades: hidrograma, série temporal de nível, curva chave ou função de profundidade normal estimada por Manning.

Além das condições de contorno, são necessárias as seguintes informações para poder simular o escoamento utilizando o HEC-RAS:

- Seções transversais ao longo do curso de água (seções topobatimétricas);
- Informações sobre as estruturas hidráulicas (barragens, pontes, diques); e
- Coeficientes de rugosidade das seções.

Por meio do software HEC-GeoRAS, o modelo HEC-RAS trabalha com o software de geoprocessamento ArcView, onde os resultados do modelo hidráulico são lidos e apresentados em Modelo Digital do Terreno (MDT), permitindo a criação dos mapas de inundação. Da mesma forma, a interação entre o modelo HEC-RAS e o software AutoCAD pode ser realizada utilizando-se uma extensão do segundo denominada River Analysis, porém esta ferramenta só pode ser utilizada nas versões AutoCAD Civil 3D ou AutoCAD Map 3D.

2.3.5.2 O Modelo MODCEL

A seguir é feita uma compilação das informações presentes nos seguintes trabalhos: Mascarenhas *et al.* (2001), Miguez (2001), Mascarenhas e Miguez (2002), Miguez (2003), Veról (2010), Sousa (2010) e Lou (2010).

O modelo matemático de células de escoamento, MODCEL, foi desenvolvido na UFRJ por Miguez (2001), com a finalidade de permitir simulações de diversos processos que interferem com a quantidade de água na bacia. Tem-se uma representação da realidade física modelada, bem como um conjunto de procedimentos práticos que produzem uma representação por células da paisagem rural e urbana.

O modelo parte do princípio de que uma bacia pode ser subdividida em um conjunto de compartimentos homogêneos, interligados, chamados de células de escoamento, que se integram no plano da bacia, em um arranjo capaz de reproduzir os padrões de escoamento que ocorrem na mesma. Esse arranjo se dá a partir das interações entre as células, modeladas através de suas ligações, que formam uma rede de fluxo bidimensional com possibilidade de escoamento em várias direções (MIGUEZ, 2001; MASCARENHAS e MIGUEZ, 2002).

A capacidade de representação do modelo é, portanto, alcançada através dos tipos e do arranjo de células e ligações. Uma propriedade importante referente às células é a existência de um centro de célula, que nada tem a ver com o centro geométrico e sim com o centro de escoamento desta. Isto é, numa célula que representa uma região na qual existe um talvegue (onde o escoamento se concentra), o centro da célula obrigatoriamente deve estar em alguma posição ao longo deste. O escoamento entre duas células quaisquer ocorre de centro para centro, assim, quando o modelo busca informações para determinação do escoamento entre essas, como, por exemplo, o desnível da linha d'água, o que o modelo verifica de fato é a diferença de cotas do nível d'água em cada um dos centros e a distância entre esses (SOUSA, 2010).

Para uma melhor caracterização do modelo, e a sua conseqüente validação para o processo aqui em estudo, faz-se necessário uma descrição das hipóteses que servem como base para o mesmo. Serão descritas, na sequencia, apenas as hipóteses que são relacionadas com a ruptura de barragens (VERÓL, 2010):

- A natureza pode ser representada por compartimentos homogêneos, interligados, chamados células de escoamento, formando uma rede de escoamento bi-dimensional, com possibilidade de escoamento em várias direções nas zonas de inundação, a partir de relações unidimensionais de troca;
- A célula tem formato considerado prismático, com fundo plano, ou pode assumir um fundo inclinado e representar as planícies de vales até o encontro com as vertentes de morros;
- As características de uma célula são associadas a um ponto de referência nessa célula, chamado de centro da célula, por onde se considera passar o escoamento. Esse centro, porém, não obrigatoriamente se refere ao centro geométrico. A ligação de todos os centros determina o padrão geral de escoamento;
- Cada célula comunica-se com células vizinhas, que são arranjas em um esquema topológico, formado por grupos formais, onde uma célula de um dado grupo só pode se comunicar com células desse mesmo grupo, ou dos grupos imediatamente posterior ou anterior;
- Na célula, o perfil da superfície livre é considerado horizontal, a área dessa superfície depende da elevação do nível d'água no interior da mesma e o volume de água contido em cada célula está diretamente relacionado com o nível d'água no centro da mesma, ou seja, $V_i = V(Z_i)$, ou mais especificamente, $V_i = A_{si} * (Z_i - Z_{0i})$;
- Cada célula recebe a contribuição de precipitações e realiza processos internos para transformação de chuva em vazão;
- As vazões trocadas com células vizinhas somam-se às vazões resultantes da transformação da chuva em vazão;
- O escoamento entre células pode ser calculado através de leis hidráulicas conhecidas, como, por exemplo, a equação dinâmica de Saint-Venant, completa ou simplificada, a equação de escoamento sobre vertedouro, livre ou afogado, a equação de escoamento através de orifícios, entre outras várias, sendo, neste estudo, considerados os efeitos de inércia no escoamento que ocorre nos cursos d'água principais;
- A vazão entre duas células adjacentes, em qualquer tempo, é apenas função dos níveis d'água no centro dessas células, ou seja, $Q_{i,k} = Q(Z_i, Z_k)$. Mesmo a partir da

introdução dos termos de inércia, que complicam a representação da equação dinâmica de Saint-Venant, essa relação continua mantida, a partir de um tratamento numérico simplificado;

- As seções transversais de escoamento são tomadas como seções retangulares equivalentes, simples ou compostas; e
- Aplica-se o princípio da conservação da massa para cada célula.

Após a relação das hipóteses básicas do modelo de células, os tipos de células e ligações, pré-definidas utilizadas no processo de modelagem com o modelo MODCEL, para o caso da ruptura de barragem, são resumidas na Tabela 2.6:

Tabela 2.6 – Tipos de Células e de Ligações pré-definidas utilizadas

	Tipo	Descrição Geral
Células	<i>Rio ou Canal</i>	Célula criada para representar os locais através dos quais o escoamento principal se desenvolve, podendo ter a seção simples ou composta.
	<i>Planície</i>	Célula criada para representar os locais onde o escoamento, à superfície livre, se desenvolve em planícies alagáveis.
	<i>Reservatório</i>	Célula criada para representar os locais onde pode ocorrer armazenamento, o qual é simulado através da incorporação de uma curva cota x área superficial.
	<i>Encosta</i>	Célula criada para representar os locais mais elevados, topograficamente, cuja declividade mais acentuada ajuda a conduzir a água das chuvas para dentro do modelo.
Ligações	<i>Canal</i>	Ligação criada para simular a interação entre células de rio ou canal, simulando desta forma o escoamento à superfície livre com termos de inércia relevantes.
	<i>Planície</i>	Ligação criada para simular a interação entre células onde o escoamento, à superfície livre, não tem termos de inércia relevantes.
	<i>Vertedouro</i>	Ligação criada para simular a interação entre células de rio ou canal e a planície, simulando o vertimento por transbordamento entre essas células.

Na Figura 2.5 são apresentadas as principais regiões que os tipos de células predefinidos criados no modelo MODCEL buscam representar, assim como a interação entre elas, definidas como ligações entre células. Informações adicionais sobre outros tipos de células e de ligações, presentes no modelo MODCEL, podem ser vistas em Miguez (2001), onde são descritas, detalhadamente, todas as hipóteses do modelo de células, bem como a formulação por ele utilizada.

Embora tenha sido utilizado para inúmeros estudos diferentes, não só acadêmicos como também de cunho profissional, o modelo MODCEL sempre foi empregado dentro do contexto de avaliações de cheias rurais e, principalmente, urbanas. Sua utilização como ferramenta de suporte ao estudo das ondas provenientes da ruptura de barragens só foi feita a partir dos estudos realizados por Veról (2010). A autora conclui seu trabalho afirmando que o modelo MODCEL é uma ferramenta capaz de simular a ruptura de barragem, com a vantagem de ser um modelo que considera a planície de extravasamento e não exige recursos de computação muito avançados. Suas observações se basearam em comparações com os estudos de Ritter (1892), Mascarenhas (1990), Duarte (2007), Lauriano *et al.* (2008a) e Lauriano *et al.* (2008b).

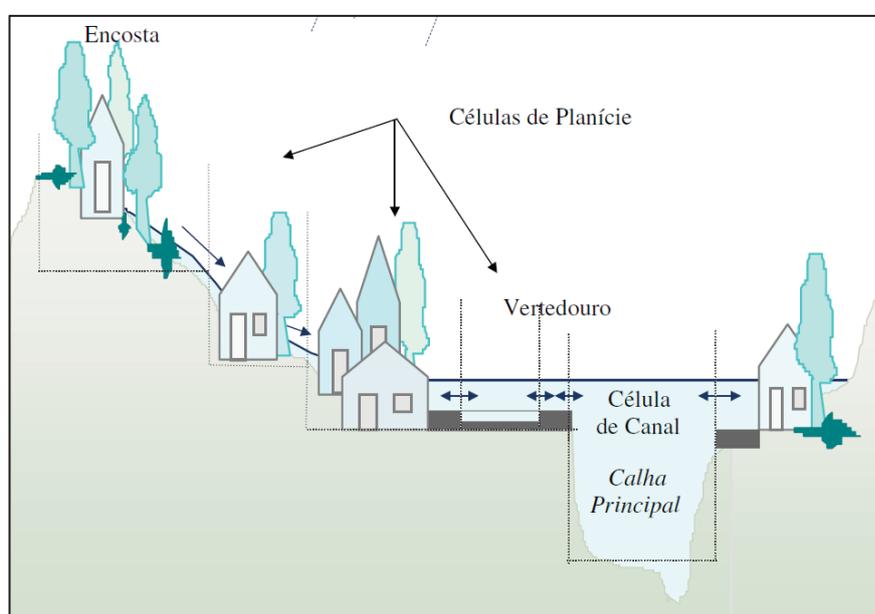


Figura 2.5 – Esquema dos tipos de células e ligações utilizadas no MODCEL (MIGUEZ, 2001)

A presente dissertação emprega o modelo MODCEL na simulação da ruptura hipotética de uma barragem e a conseqüente propagação do escoamento, através do esquema de células de escoamento, segundo uma formulação pseudo-bidimensional (pseudo-2D). A área de estudo referente ao presente trabalho é a mesma utilizada por Veról (2010), cuja base de células foi, posteriormente, expandida por Oliveira (2011), sendo esta última aqui utilizada com algumas adaptações, devido à natureza dos estudos serem diferentes, e atualizações dos dados utilizados, para uma melhor representação do processo e caracterização da região. No trabalho aqui realizado, foi feita uma comparação dos resultados obtidos entre os modelos MODCEL e HEC-RAS, e, após isso, estendeu-se a observação para montante, acompanhando a onda negativa que se propaga para dentro do reservatório.

2.4 Fator de Velocidade

Uma forma de se determinar o potencial de destruição que uma onda pode provocar é analisando o produto de duas de suas características, profundidade e velocidade, tendo em vista que as forças hidrodinâmicas, exercidas pelo movimento das águas, são resultados da ação conjunta dessas grandezas.

Essas ações podem ser observadas na sequência de fotos apresentada na Figura 2.6, onde pode-se ver que as forças das águas são capazes de provocar muitos prejuízos, arraste de indivíduos e veículos, bem como causar danos em estruturas de edificações, assim como causar perdas de vidas.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.6 – Imagens da força destrutiva das águas: (a) carro arrastado; (b) fachada de casa destruída; (c) paredes de colégio derrubadas; e (d) tanque de armazenamento de usina arrastado (Arquivo Pessoal, 2010)

Nas fotos da Figura 2.6 é possível observar o poder destrutivo de uma onda proveniente dos altos índices pluviométricos ocorridos nas cabeceiras dos rios Mundaú e Paraíba, em junho de 2010, com nascentes no estado de Pernambuco. Apesar de não serem referentes ao processo da ruptura de uma barragem propriamente dita – pois mesmo tendo ocorrido a ruptura da barragem do Açude da Nação, na cidade de Bom Conselho em Pernambuco, ainda não foi comprovada se a principal causa das inundações foi a falha dessa barragem – sabe-se apenas que essa ruptura serviu para agravar ainda mais o evento. Essas imagens ressaltam a necessidade de estudos que melhor caracterizem a ruptura, pois esse processo é muito mais devastador que uma onda de cheia natural.

Neste contexto, muitos pesquisadores desenvolveram estudos na busca de determinar níveis de risco, em função dos prejuízos e destruição causados. Da mesma forma muitos estudos procuram determinar limites de estabilidade para pessoas e estruturas, sob a ação conjunta da profundidade e velocidade do escoamento. Dentre os trabalhos mais relevantes sobre esse tema destacam-se: Black (1975); Reiter (2000); RESCDAM (2000); Kelman (2002); DEFRA/EA (2003).

Na literatura o produto acima é definido como “*product number - PN*”, que em uma tradução livre seria “*produto de números*”, mas, no presente trabalho, será utilizada a nomenclatura apresentada em Zonensein (2007), que define esse produto como “*fator de velocidade - FV*”, o qual é expresso pela Equação 2.24:

$$FV = h * v \quad 2.24$$

Onde:

FV: fator de velocidade (m²/s);

h: cota de inundação (m); e

v: velocidade da água (m/s).

Todos esses autores concordam que o produto $h * v$ é o parâmetro chave para avaliar a consequência da propagação da onda em termos dos danos provocados a jusante, seja ela proveniente da ruptura de barragem ou não.

3. ESTUDO DE CASO: USINA HIDRELÉTRICA (UHE) DE FUNIL – RJ

A seguir realiza-se uma compilação das principais informações referentes à barragem utilizada como estudo de caso e a região onde está situada a mesma. Essas informações foram retiradas das seguintes fontes: COPPETEC (2002), Lauriano (2009), Veról (2010), CEIVAP (2012).

3.1 Descrição Geral da UHE de Funil

A Usina Hidrelétrica de Funil (Figura 3.1) é uma barragem do tipo abóbada de dupla curvatura, única no Brasil, com altura máxima de 85 m e comprimento máximo de 385 m. A casca tem uma espessura de 12 m na base e 3,6 m no topo, com um volume total de concreto de 286.000 m³. Ela foi construída no rio Paraíba do Sul, próxima da cidade de Itatiaia, no estado do Rio de Janeiro, no local conhecido como “Salto do Funil”, tendo uma capacidade de produção de energia de 216 MW.

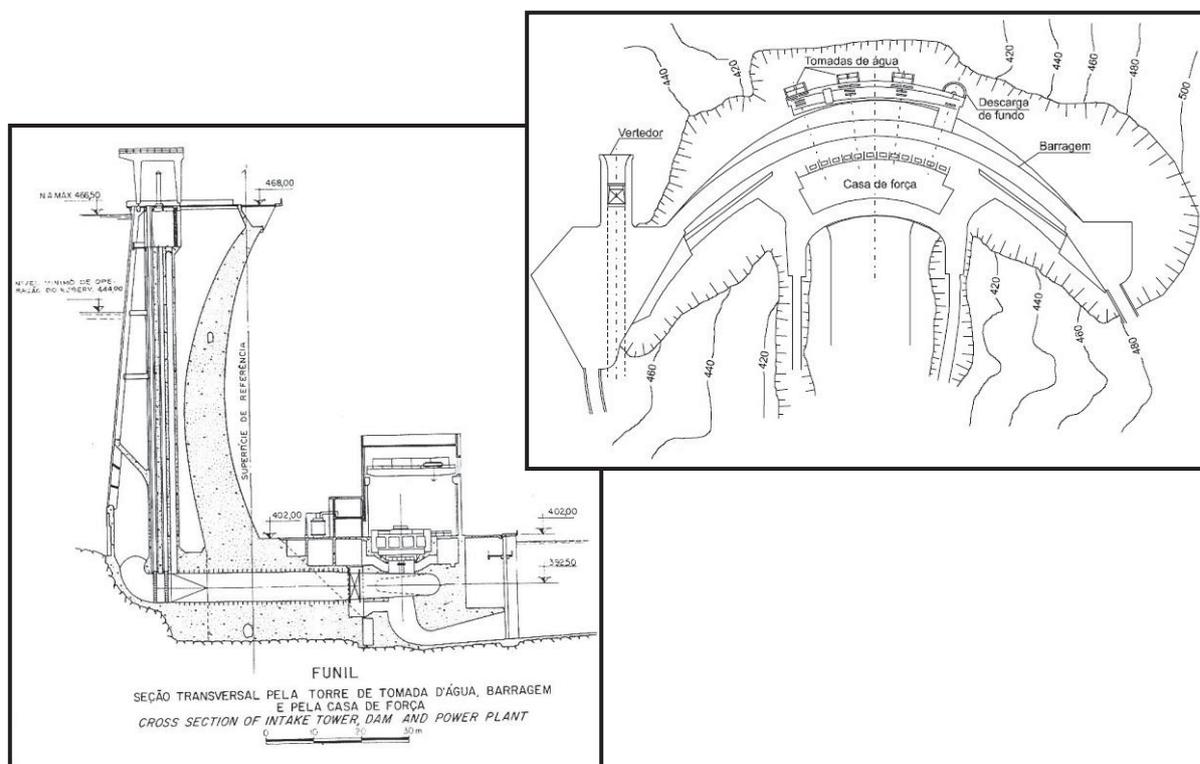


Figura 3.1 – Barragem de Funil (Mascarenhas, 2003)

A Figura 3.2 ilustra a planta geral da barragem. Já a Figura 3.3 mostra como está distribuída a barragem (onde estão as turbinas e os demais equipamentos para geração de energia) e os vertedouros, dos quais dois estão situados na margem esquerda e um na margem direita. A Tabela 3.1 apresenta a ficha técnica da UHE de Funil e na Figura 3.4 é mostrada a curva cota x área x volume do reservatório da barragem correspondente, obtidas de Lauriano (2009).

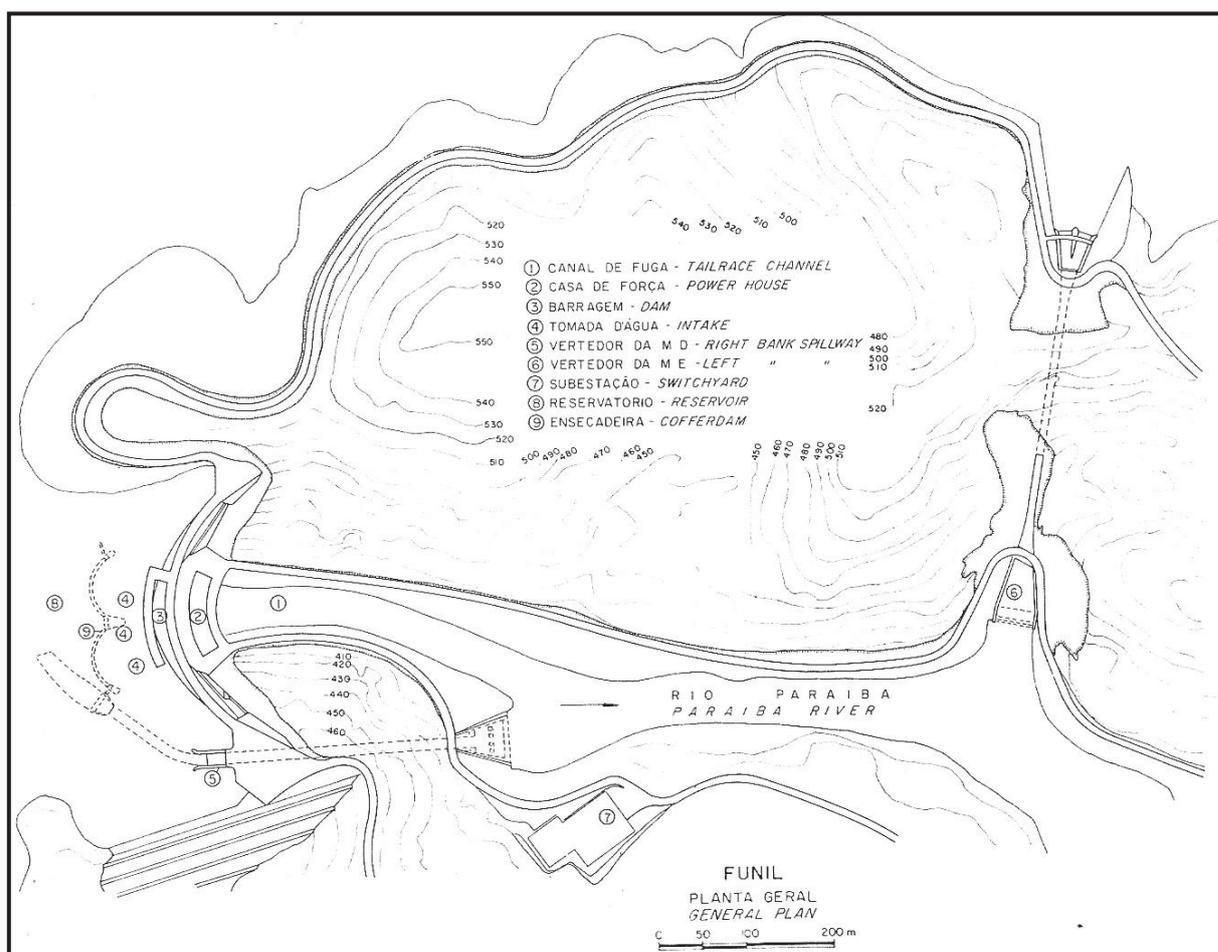


Figura 3.2 – Planta Geral da UHE de Funil (Lauriano, 2009)



Figura 3.3 – Esquema de distribuição dos componentes da UHE Funil

Fonte: FLICKR (2012a, 2012b)

Tabela 3.1 – Ficha Técnica da UHE de Funil (Lauriano, 2009)

Localização		
Rio	Paraíba do Sul	
Coordenadas geográficas	22° 32' 00"S e 44° 34' 00"W	
Área de drenagem	16.900 km ²	
Município	Itatiaia - RJ	
Dados da Barragem		
Tipo / material	Abóboda de concreto com dupla curvatura	
Volume total de concreto	286.000 m ³	
Comprimento de coroamento	385,0 m	
Altura máxima sobre fundações	85,0 m	
Largura no coroamento	4,0 m	
Largura na base da fundação	30,3 m	
Cota no coroamento	468,0 m	
Níveis de NA a Jusante		
Cota máxima de operação	401,0 m	
Cota média de operação	397,1 m	
Cota mínima de operação	393,2 m	
Vazões Características		
Máxima registrada	1.543,0 m ³ /s	
Mínima registrada	50,0 m ³ /s	
Média anual	232,0 m ³ /s	
Regularizada	138,0 m ³ /s	
Máxima de projeto	4.900,0 m ³ /s	
Reservatório		
Área do reservatório na cota 466,5 m	39,73 km ²	
Cota máxima maxímorum	466,5 m	
Cota mínima útil	444,0 m	
Borda livre	1,5 m	
Volume total acumulado na cota 466,5 m	888,3 hm ³	
Volume útil	605,7 hm ³	
Volume morto	282,6 hm ³	
Vertedouros de Superfície em Túnel	Margem Direita	Margem Esquerda
Número de vãos	1	2
Comprimento total	87,4 m	31,5 m
Cota da soleira	450,5 m	453,5 m
Largura dos vãos (comportas)	11,5 m	13,5 m
Altura dos vãos (comportas)	16,5 m	14,2 m
Descarga de Fundo		
Tipo	Jato cônico	
Cota de afogamento	418,0 m	
Cota de soleira	400,0 m	
Diâmetro interno	4,50 m	
Capacidade de descarga	210,0 m ³ /s	
Tomada de Água		
Quantidade	3	
Tipo	Lagarta (4,50 m x 6,25 m)	
Unidades Geradoras		
Quantidade	3	
Potência Nominal	216,0 MW	
Turbinas		
Quantidade	3	
Tipo	Francis, de eixo vertical.	
Engolimento máximo	401,0 m ³ /s	

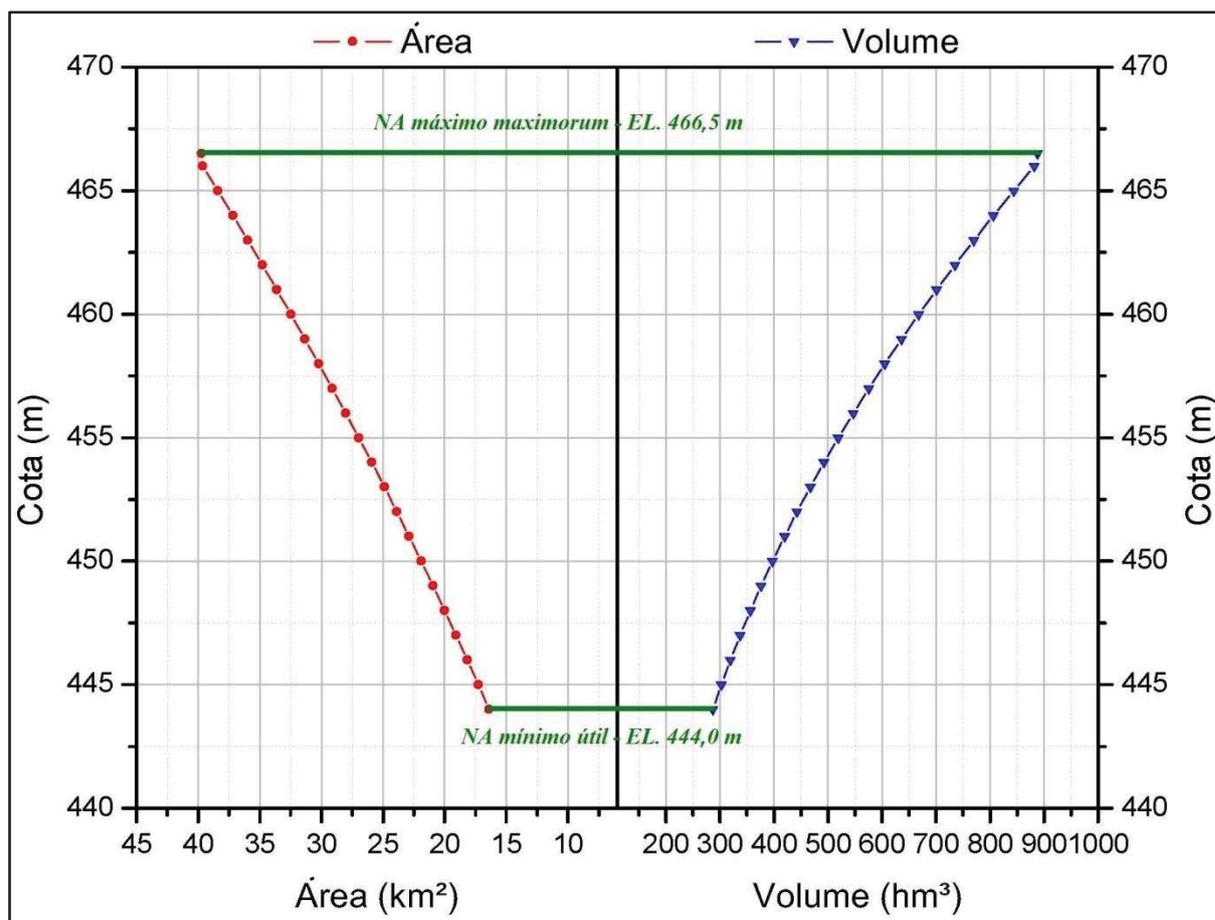


Figura 3.4 – Curva Cota x Área x Volume do Reservatório da UHE de Funil, adaptado de Lauriano (2009)

3.2 Descrição Geral da Bacia e da Área de Estudo

A bacia hidrográfica do rio Paraíba do Sul (Figura 3.5) encontra-se compreendida entre os paralelos 20°26' e 23°38' sul e os meridianos 41°00' e 46°30' oeste. Ela é considerada, em superfície, uma das três maiores bacias hidrográficas secundárias do Brasil, com uma área de drenagem de cerca de 62.074 km². A partir do Decreto Federal nº 6.591, de 1º de outubro de 2008, a bacia do rio Paraíba do Sul, localizada em umas das áreas mais desenvolvidas do país, passou a abranger 184 municípios pertencentes aos estados de: São Paulo (14.510 km² - 39 municípios), Rio de Janeiro (26.851 km² - 57 municípios) e Minas Gerais (20.713 km² - 88 municípios).

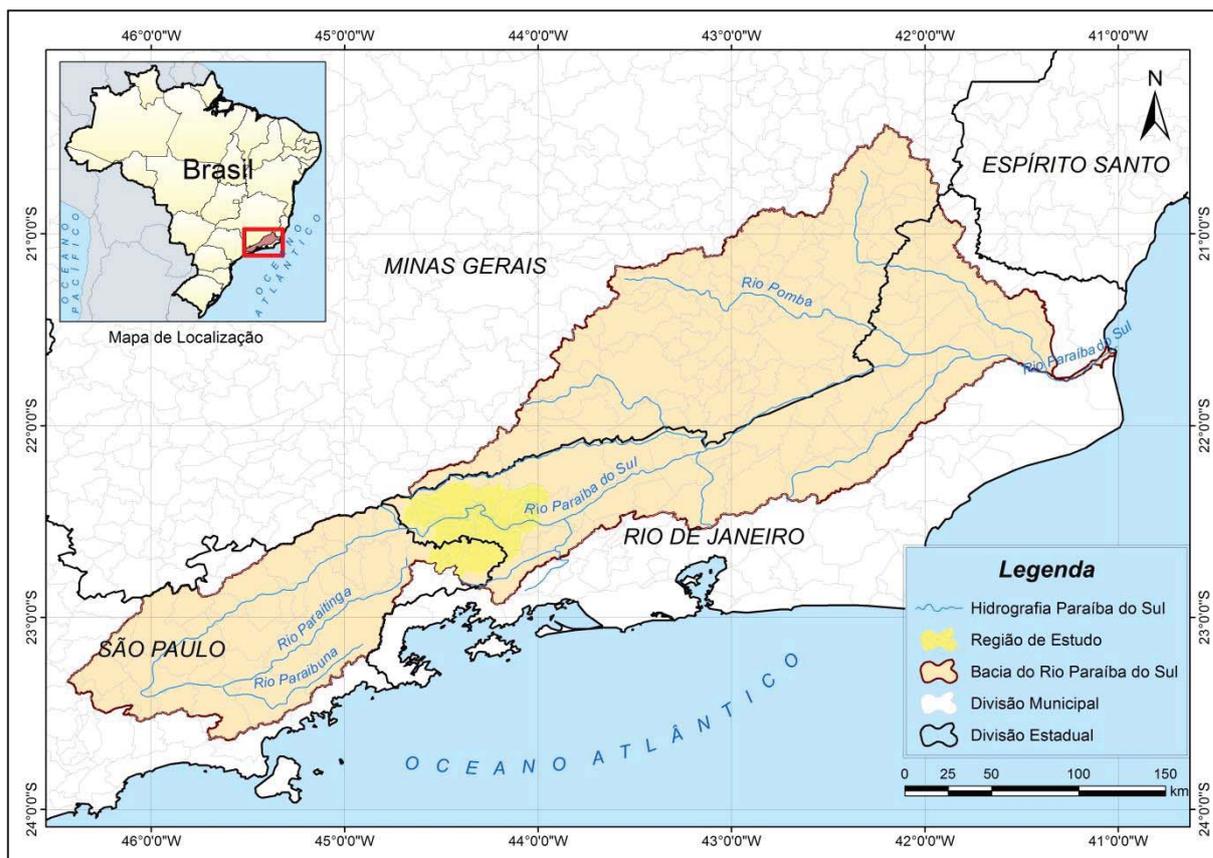


Figura 3.5 – Bacia hidrográfica do rio Paraíba do Sul e região de estudo

Situada em região de Mata Atlântica, que se estendia, originariamente, por toda a costa brasileira (do Rio Grande do Norte ao Rio Grande do Sul), a bacia preserva somente 11% da sua área total ocupada pelos remanescentes da floresta, que pode ser encontrada nas regiões mais elevadas e de relevo mais acidentado.

A área da bacia corresponde a cerca de 0,7% da área do país e, aproximadamente, a 6% da região sudeste do Brasil. No Rio de Janeiro, a bacia abrange 63% da área total do estado; em São Paulo, 5% e em Minas Gerais, apenas 4%. O ponto culminante é o Pico das Agulhas Negras (2.787 metros).

O vale do rio Paraíba do Sul distribui-se na direção leste-oeste, entre as Serras do Mar e da Mantiqueira, situa-se numa das poucas regiões do país de relevo muito acidentado, com colinas e montanhas de mais de 2.000 metros nos pontos mais elevados, e poucas áreas planas. A região é caracterizada por um clima predominantemente tropical, quente e úmido, com variações determinadas pelas diferenças de altitude e entradas de ventos marinhos.

O rio Paraíba do Sul é formado pela confluência dos rios Paraitinga e Paraibuna, na cidade de Paraibuna, no estado de São Paulo. Seu percurso inicialmente é de leste para oeste; na altura de Guararema é barrado pelas serras, onde então inverte seu curso em quase 180°, seguindo de oeste para leste. Os principais afluentes na margem esquerda são os rios: Jaguari, Paraibuna (MG/RJ), Pirapetinga, Pomba e Muriaé. Já na margem direita, tem como principais afluentes os rios: Una, Bananal, Piraí, Piabanha e Dois Rios. O estuário do rio Paraíba do Sul é no oceano Atlântico, na cidade de São João da Barra, Rio de Janeiro, totalizando 1.180 km de extensão.

No seu trecho inicial, no estado de São Paulo, o rio Paraíba do Sul atravessa uma das regiões de maior desenvolvimento industrial e tecnológico do Brasil, sendo também fonte de abastecimento de importantes cidades, como São Jose dos Campos, Caçapava, Jacareí e Tremembé, entre outras.

Já no estado do Rio de Janeiro, seu percurso se inicia pelo reservatório da Usina Hidrelétrica de Funil, Figura 3.3, percorre novamente uma região de crescente desenvolvimento industrial e tecnológico e, mais uma vez, é fonte de abastecimento de inúmeras cidades do Médio Vale do Paraíba, como Itatiaia, Resende, Porto Real, Barra Mansa, Volta Redonda, entre outras.

A população da bacia é estimada em 5,5 milhões de habitantes, sendo 1,8 milhão no estado de São Paulo, 2,4 milhões no estado do Rio de Janeiro e 1,3 no estado de Minas Gerais. Cerca de 16% da população fluminense reside na bacia do rio Paraíba o Sul, contra 5% dos paulistas e apenas 7% dos mineiros (IBGE, 2000). O rio Paraíba do Sul é o principal manancial do estado do Rio de Janeiro, fornecendo cerca de 80% do suprimento de água da área metropolitana do Grande Rio, sendo também responsável por cerca de 20% da produção de energia hidrelétrica.

Os principais usos da água na bacia são: abastecimento, diluição de esgotos, irrigação e geração de energia hidrelétrica e, em menor escala, pesca, aquicultura, recreação, navegação, entre outros. As principais usinas hidrelétricas na bacia são: no estado de São Paulo, Paraibuna/Paraitinga, Jaguari (CESP), Santa Branca (LIGHT); no estado do Rio de Janeiro, Funil (FURNAS), Nilo Peçanha, Fontes Velha, Fontes Nova, Pereira Passos e Ilha Pombos (LIGHT).

A área de estudo, delimitada para esta pesquisa, está compreendida entre a UHE Funil e a região nas proximidades do município de Pinheiral, na região do médio Paraíba. Esse trecho do rio Paraíba do Sul possui uma extensão total de 102,0 km e é caracterizado por ocupações

rurais e importantes áreas urbanas, tais como as cidades de Itatiaia, Resende, Barra Mansa e Volta Redonda. Apresenta-se bastante sinuoso no trecho considerado, ora correndo em vale encaixado, ora margeando vastas planícies. Essa região de estudo pode ser vista na Figura 3.5, e de forma mais detalhada na Figura 3.6.

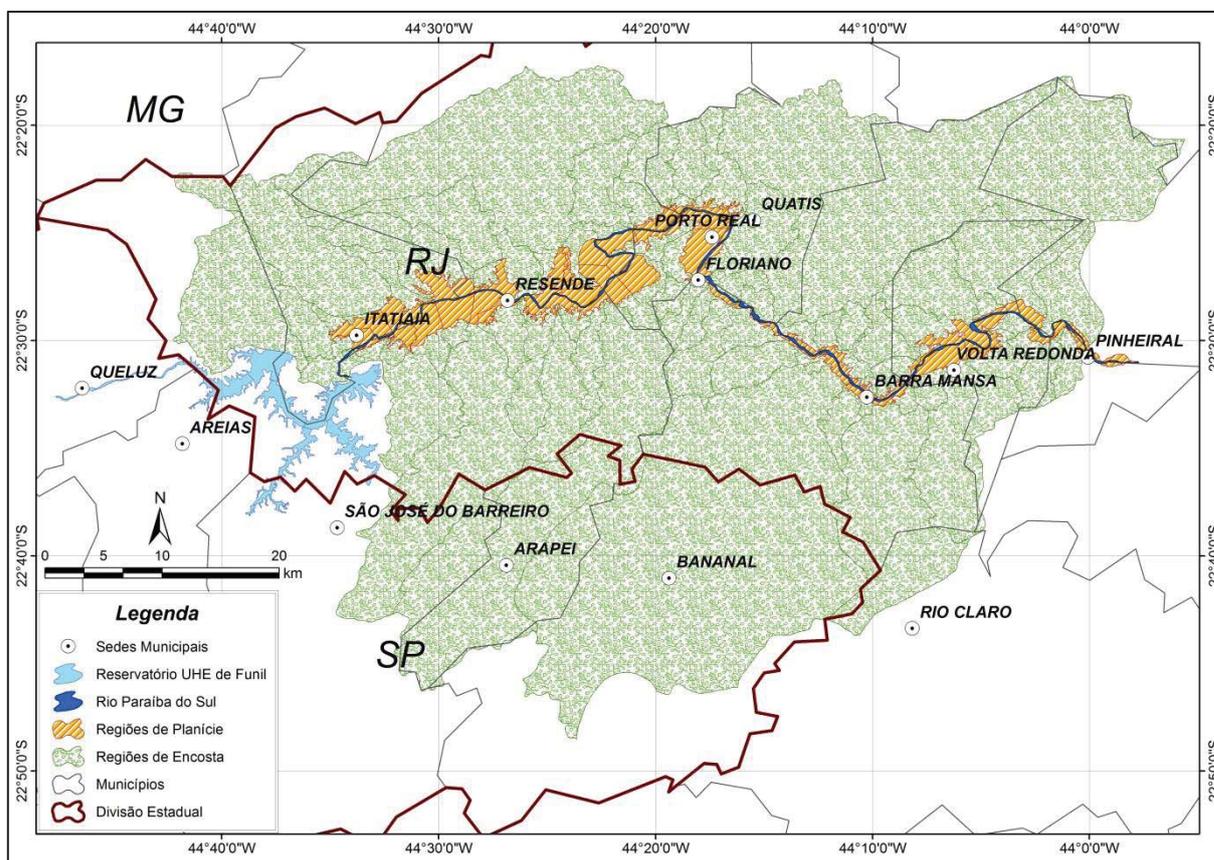


Figura 3.6 – Detalhe da região de estudo

3.3 Trabalhos Anteriores Referentes à UHE de Funil e à Região do Presente Estudo

3.3.1 Mascarenhas (1990)

Em seu trabalho, o autor desenvolveu um modelo matemático unidimensional (PROPAG) que foi aplicado à simulação de ondas provocadas pela ruptura hipotética de três barragens brasileiras (Antas/MG, Funil/RJ e Serra da Mesa/TO), considerando desde alternativas numéricas para a simulação da frente de choque até formulações mais rigorosas em termos matemáticos, combinadas com métodos mais apropriados para o estudo, como o método das características.

3.3.2 Prates (1999)

O autor apresenta um metodologia numérica para o cálculo de escoamentos supercríticos, utilizando o método da pseudo-viscosidade introduzido através de variações abruptas no coeficiente de Manning, para cada passo discretizado de tempo e espaço, evitando dessa forma oscilações nas soluções. O autor aplicou essa metodologia no estudo de caso da ruptura hipotética da barragem de Funil, utilizando-se do método explícito de diferenças finitas para a resolução das equações.

3.3.3 Oliveira (2005)

Em seu trabalho, o autor analisa a propagação de cheias originadas principalmente em um tributário de um rio controlado por um reservatório hidrelétrico, utilizando-se do modelo hidrodinâmico unidimensional HEC-RAS, com a finalidade de verificar os danos causados às comunidades. Para o estudo de caso de seu trabalho, o autor escolheu a Usina Hidrelétrica de Funil, considerando o trecho entre seu barramento e a estação fluviométrica da cidade de Volta Redonda; tendo sua ênfase concentrada na cheia originada no rio Bananal e o eventual impacto da operação da UHE FUNIL.

3.3.4 Lauriano (2009)

O trabalho apresenta uma comparação entre os dois modelos unidimensionais FLDWAV e HEC-RAS na propagação da onda de cheia causada pela ruptura hipotética da barragem de Funil.

Para isso o autor utilizou, para cada um dos modelos, dois hidrogramas de ruptura, um deles referente à ruptura simplificada (hidrograma triangular) e outro considerando um decaimento parabólico. Ainda foi simulado um caso com dados reais de uma cheia que ocorreu na região no ano de 2000, a qual, apesar de não apresentar um cenário de ruptura, caracteriza um evento extremo ocorrido, que se deseja saber as consequências quanto à operação da barragem.

Uma análise de sensibilidade também foi realizada para alguns parâmetros como o coeficiente de Manning, o tipo do hidrograma de ruptura, a vazão de pico e a forma de levantamento das seções transversais.

3.3.5 Veról (2010)

A autora buscou em seu trabalho fazer uma validação inicial do modelo de células de escoamento (MODCEL) para a representação do processo de ruptura de uma barragem. Para isso, o modelo foi utilizado para reproduzir os resultados obtidos em um laboratório, no estudo realizado por Duarte (2007), no qual foram reproduzidas as hipóteses assumidas por Ritter.

Após essa validação do modelo, a autora aplicou o mesmo a um estudo de caso referente à UHE de Funil, definindo inicialmente dois cenários: o primeiro para servir como comparação com os resultados obtidos por Mascarenhas (1990), tendo sido mantidas as mesmas considerações feitas no estudo anterior; e o segundo cenário foi elaborado para explorar o fato de o modelo MODCEL ser um modelo pseudo-2D. Para isso, a base, referente à comparação anteriormente feita, foi expandida para que o modelo pudesse representar a planície associada à calha do rio, bem como os efeitos dinâmicos na mesma.

3.3.6 Oliveira (2011)

Em seu trabalho o autor utiliza-se da técnica de modelagem computacional, como ferramenta de apoio, para delimitação de faixas marginais de proteção (FMP) em rios, utilizando-se como estudo de caso o curso médio do rio Paraíba do Sul, compreendido entre a usina hidrelétrica de Funil e o município de Pinheiral.

O modelo computacional utilizado no referido trabalho foi o MODCEL, com o qual o autor, partindo-se da base inicialmente elaborada por Veról (2010), aumentou a representatividade do modelo quanto à região, dividindo mais detalhadamente as áreas da planície imediatamente adjacentes ao rio, e acrescentando as regiões de encosta associadas. Desta forma, o modelo desenvolvido foi capaz de representar toda a bacia de contribuição para o trecho em estudo do rio Paraíba do Sul.

Porém, no modelo desenvolvido não foi representado o reservatório da barragem da UHE de Funil. Assim, a base de células elaborada no referido estudo compreende apenas as regiões a jusante da seção da barragem desconsiderando a divisão das células do reservatório inicialmente feita por Veról (2010).

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Cabe aqui ressaltar que este trabalho será uma forma de unificação de todos os outros anteriormente realizados na UHE de Funil, buscando, assim, um maior detalhamento da representação física no modelo MODCEL, incluindo também a região de montante do reservatório e a observação da onda negativa, além de realizar novas comparações entre modelos, com destaque para o HEC-RAS, e processar as informações de saída para aumentar o conhecimento sobre os efeitos da ruptura no vale de jusante.

4.1 Modelos Utilizados

Como já descrito anteriormente, foram utilizados dois modelos hidrodinâmicos para representar a propagação da onda de ruptura, o HEC-RAS e o MODCEL. A seguir são realizadas descrições de como foram utilizados cada um dos modelos citados e da caracterização da entrada de dados para cada um deles.

4.1.1 HEC-RAS

4.1.1.1 Topografia e Batimetria

Por ser um modelo hidrodinâmico unidimensional, a necessidade de informações sobre a calha do rio é de suma importância. Da mesma forma, por este trabalho tratar da modelagem e avaliação da onda referente à ruptura hipotética de uma barragem, a metodologia nele utilizada deve ser adequada às limitações do modelo utilizado, mas sem deixar de lado a representação fiel da realidade local.

O modelo HEC-RAS foi utilizado por Lauriano (2009) para simular a propagação da onda de ruptura da mesma barragem aqui em estudo (UHE de Funil). Em seu trabalho o autor levantou 27 seções topobatimétricas ao longo do rio Paraíba do Sul, no trecho entre a barragem de Funil e o município de Três Rios, totalizando 220,5 km.

O presente trabalho utilizou, para a simulação no HEC-RAS, todas as seções topobatimétricas levantadas, as quais podem ser vistas na Tabela 4.1. Porém, as comparações foram realizadas apenas até a região de interesse deste estudo, ou seja, até o município de Pinheiral, localizada a 102,0 km de distância da barragem de Funil.

Tabela 4.1 – Localização das seções topobatimétricas levantadas no rio Paraíba do Sul (Lauriano, 2009)

Seção	Localização em relação ao eixo da barragem (km)		Elevação do leito do canal (m)	Declividade		Coordenadas geográficas UTM - Fuso 23 K (DATUM SAD 69)			Referência
	Parcial	Acumulada		(m/m)	(%)	Norte	Leste		
STB-01	0,00	0,00	389,87	-	-	7.508.693	544.215	Imediatamente a jusante da UHE Funil	
STB-02	1,75	1,75	388,36	0,00086	0,09	7.509.790	543.530		
STB-03	1,80	3,55	386,43	0,00107	0,11	7.511.054	544.808	Montante da cidade de Itatiaia	
STB-ITA	1,35	4,90	386,18	0,00019	0,02	7.511.716	545.928	Itatiaia	
STB-04	3,15	8,05	385,58	0,00019	0,02	7.513.034	548.087		
STB-05	4,00	12,05	384,80	0,00019	0,02	7.514.923	550.567	Ponte a montante de Resende	
STB-RES	6,85	18,90	383,47	0,00019	0,02	7.515.400	557.058	Resende	
STB-06	6,45	25,35	382,24	0,00019	0,02	7.515.303	561.695		
STB-07	4,55	29,90	379,18	0,00067	0,07	7.516.828	564.787	Ponte na Rodovia Presidente Dutra	
STB-08	12,50	42,40	377,84	0,00011	0,01	7.521.017	568.954		
STB-09	9,25	51,65	376,84	0,00011	0,01	7.520.082	573.775	Quatis	
STB-10	3,60	55,25	374,97	0,00052	0,05	7.517.185	572.014	Ponte em Florianópolis	
STB-11	13,15	68,40	368,22	0,00051	0,05	7.510.616	581.596	Ponte em arco em Barra Mansa	
STB-BM	4,90	73,30	366,70	0,00031	0,03	7.507.472	584.857	Barra Mansa	
STB-12	5,40	78,70	365,11	0,00029	0,03	7.508.683	588.935	Ponte em Volta Redonda	
STB-VR	6,05	84,75	361,89	0,00053	0,05	7.511.419	593.536	Volta Redonda	
STB-13	7,55	92,30	360,25	0,00022	0,02	7.513.957	596.436	Ponte na BR-393	
STB-14	9,70	102,00	356,00	0,00044	0,04	7.510.790	602.632	Pinheiral	
STB-VA	9,95	111,95	352,77	0,00032	0,03	7.511.755	610.070	Vargem Alegre	
STB-15	11,35	123,30	348,37	0,00039	0,04	7.513.724	619.845	Barragem Santa Cecília	
STB-BP	5,45	128,75	343,75	0,00085	0,09	7.516.811	623.793	Barra do Pirai	
STB-16	5,00	133,75	340,18	0,00071	0,07	7.519.764	627.450	Ponte na BR-393	
STB-17	14,05	147,80	325,89	0,00102	0,1	7.526.749	635.168	Ponte e linha férrea (Juparanã)	
STB-18	18,65	166,45	306,88	0,00102	0,1	7.534.856	645.724	Ponte em Sebastião Lacerda	
STB-19	27,45	193,90	283,7	0,00084	0,08	7.540.639	662.651	Ponte em Andrade Pinto (estrada de terra)	
STB-PS	17,00	210,90	262,86	0,00123	0,12	7.548.216	676.706	Paraíba do Sul	
STB-TR	9,60	220,50	250,78	0,00126	0,13	7.552.778	684.843	Três Rios	

4.1.1.2 Hidrograma de Ruptura

Para o HEC-RAS, o hidrograma de ruptura é informado como uma condição de contorno de montante. Diante disto, dentre os diversos métodos existentes para simular o processo de formação da brecha, foi utilizado o Hidrograma de Ruptura Simplificado, por ser um método de fácil caracterização e retornar bons resultados.

Deve-se destacar que foram utilizados dois hidrogramas para a modelação com o modelo HEC-RAS, o primeiro corresponde ao hidrograma teórico, que terá sua metodologia de obtenção detalhada a seguir, e o segundo corresponde ao hidrograma obtido a partir da simulação feita no modelo MODCEL, tendo em vista que a comparação entre os dois modelos deve ser realizada considerando os mesmos hidrogramas de rupturas.

Para a elaboração do hidrograma de ruptura teórico propriamente dito, foi necessário fazer as seguintes considerações:

- O reservatório associado foi considerado completamente cheio, o que caracteriza uma cota de nível de água máxima de 466,5 m, correspondendo a um volume útil de armazenamento de 605,7 hm³;
- Dentre as equações presentes na Tabela 2.3, a que mais se aproxima da representação hipotética de ruptura da barragem de Funil é a de Saint Venant (Equação 2.10), pois, como dito anteriormente, a barragem de Funil é uma estrutura de concreto em arco duplo, logo sua ruptura será assumida com sendo completa e ocorre em poucos minutos.

Assim, foi adotada a utilização do hidrograma parabólico (ver Equação 2.18), o mesmo utilizado por Lauriano (2009), com um tempo de pico de 0,1h (360 segundos), e a correspondente vazão de pico de 53.790 m³/s, obtida da aplicação da equação de Saint-Venant (ver hidrograma resultante na Figura 4.1).

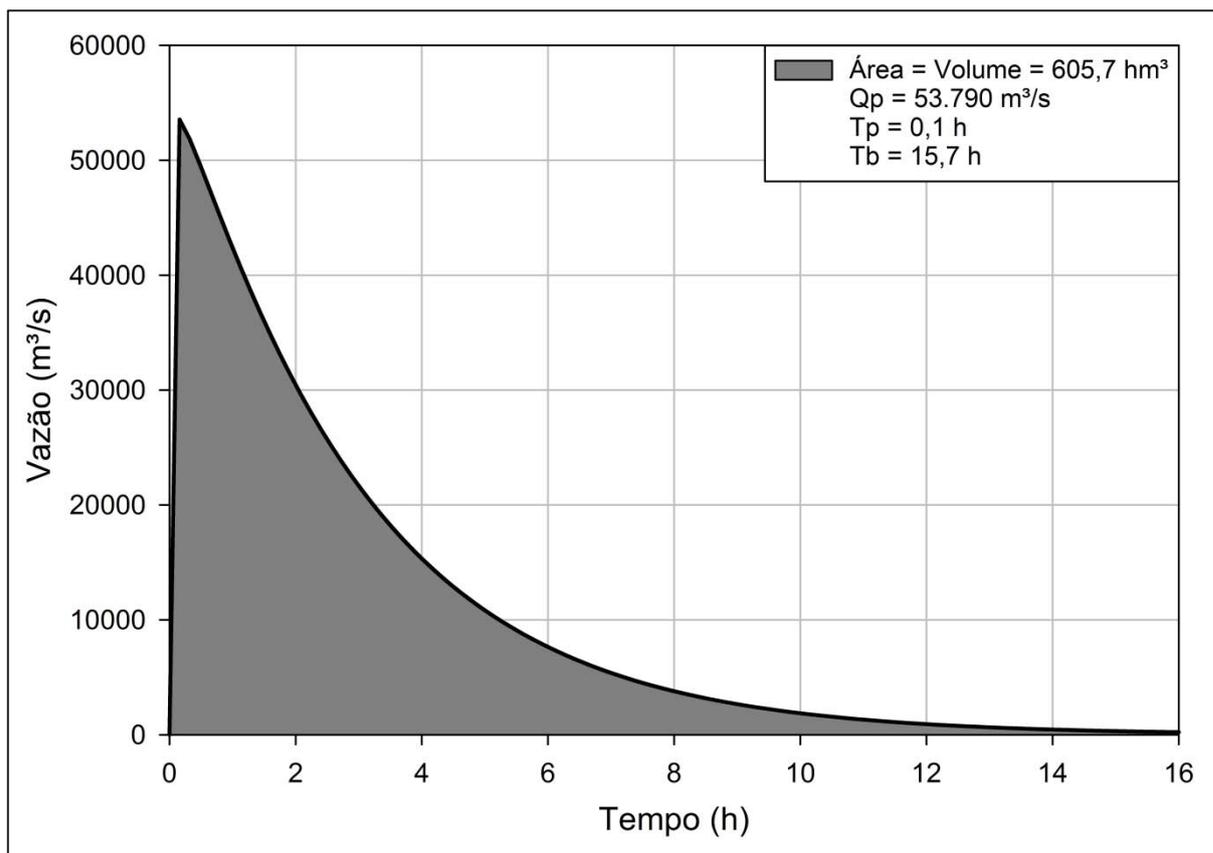


Figura 4.1 – Hidrograma de Ruptura Teórico com Decaimento Parabólico

4.1.1.3 Propagação da Onda de Ruptura

Antes de propagar o hidrograma anteriormente calculado, as seguintes informações ainda devem ser levadas em conta para o estudo aqui proposto:

- As condições iniciais para as variáveis Q e h para o tempo $t = 0$, em todas as seções transversais, foram assumidas como aquelas equivalentes a de um regime de escoamento uniforme com vazão igual à vazão de base do hidrograma de ruptura, ou seja, $232 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Para a condição de contorno de jusante do modelo HEC-RAS foi utilizada a declividade do fundo do canal como aproximação da declividade referente à profundidade normal; destaca-se, mais uma vez, que a seção de contorno de jusante é a STB-TR para a simulação, porém os comparativos foram feitos até a seção STB-14 (município de Pinheiral);
- Para Δx assumiu-se o valor de 50 metros, e para Δt , o valor de 30 segundos;

- A contribuição do escoamento de afluentes para o curso de água principal não foi considerada, porque a cheia resultante da ruptura da barragem no curso de água principal é muito maior que as vazões naturais que ocorrem nesses afluentes;
- Os valores do coeficiente de Manning foram adotados a partir da comparação das características da área de estudo com valores sugeridos na prática da engenharia hidráulica; para a calha foi considerado um valor de 0,035, já para as margens o valor utilizado foi de 0,1.

Após as definições anteriores o hidrograma de ruptura teórico foi propagado gerando os resultados correspondentes. Esses valores, posteriormente, foram utilizados para geração de gráficos e tabelas para sua melhor visualização e interpretação.

Como pode-se notar, até o momento, a metodologia adotada é a mesma utilizada por Lauriano (2009). Essa etapa foi realizada como forma de “ajustar” o modelo, pois como não há dados de ruptura, procurou-se reproduzir os resultados obtidos por Lauriano (2009). Desta forma, a base geométrica do modelo HEC-RAS estaria “ajustada”, podendo assim ser utilizada com qualquer outro hidrograma de ruptura, tendo em vista que o hidrograma é carregado de incertezas, associadas a vários fatores, sendo apenas condicionado a ter área numericamente igual ao volume do reservatório no momento da ruptura.

Após esse processo de “ajuste”, a base geométrica resultante do modelo HEC-RAS, foi simulada conjuntamente com o hidrograma de ruptura proveniente da modelagem com o modelo MODCEL, com o objetivo de comparar os resultados obtidos por cada um dos modelos utilizados.

4.1.2 MODCEL

4.1.2.1 Divisão das Células

Para o MODCEL, o processo de modelagem foi um pouco diferente, pois, por ser um modelo pseudo-2D, é possível simular o comportamento da planície de inundação associada. Portanto, apenas levantamentos topobatimétricos das seções transversais do rio em estudo não são suficientes para a descrição e modelação da realidade física local.

A utilização do modelo MODCEL depende da delimitação da área a ser modelada em células de escoamento. Essa divisão passa pela interpretação do caminho percorrido pelo escoamento superficial, observando-se as características topográficas.

Denominada de modelação topográfica, essa etapa ilustra a disposição do terreno quanto às suas variações espaciais, verticais e horizontais, bem como a delimitação das células. Para o seu desenvolvimento, utilizaram-se os mapas em escala 1:50.000 do IBGE, gentilmente cedidos, em formato digital, pela gerência de Geoprocessamento e Estudos Ambientais (GEOPEA) / Diretoria de Informação e Monitoramento (DIMAM) do Instituto Estadual do Ambiente (INEA). Essa divisão de células foi realizada com o auxílio do software AutoCad, e posteriormente transportada para o software de geoprocessamento ArcMap, a partir do qual foi gerada a maioria dos mapas aqui apresentados.

Durante a construção das células e locação de seus centros de escoamento, foram levantadas informações que alimentarão os arquivos de entrada do modelo, a exemplo da área das células, cotas dos centros das células, distâncias entre centros, dentre outras informações.

Destaca-se que o processo de modelação topográfica acima descrito foi, em sua maioria, executada por outros autores. A base de células dividida inicialmente para a região foi montada por Veról (2010) e posteriormente ampliada, não só sob o ponto de vista da planície de inundação, mas também para as áreas de encosta imediatamente vizinhas, por Oliveira (2011).

Ressalta-se ainda que, devido à natureza de seus estudos, Veról (2010) e Oliveira (2011) apresentam considerações diferentes em seus modelos, visto que Oliveira (2011) trabalhou com cheias naturais. Como a base mais atualizada é a de Oliveira (2011), essa foi utilizada no presente trabalho. Porém, foram necessárias algumas adaptações e comparações para que o modelo final aqui apresentado representasse o processo de ruptura de uma barragem. Essas modificações tiveram como referência as considerações realizadas por Veról (2010), aplicando-as sobre a base de Oliveira (2011), bem como as observações e caracterizações do processo presentes na literatura.

Dentre as complementações introduzidas, está a divisão mais detalhada das células referentes ao reservatório da UHE de Funil, pois, considerando que o modelo MODCEL pode representar a onda negativa, de forma integrada na simulação da ruptura, foi necessário estender a região que será modelada para um pouco mais a montante da barragem, incorporando todo o reservatório até as proximidades da PCH Queluz – São Paulo; porém, o limite de jusante continuou o mesmo. As células referentes ao reservatório e os limites das mesmas, podem ser vistos na Figura 4.2.

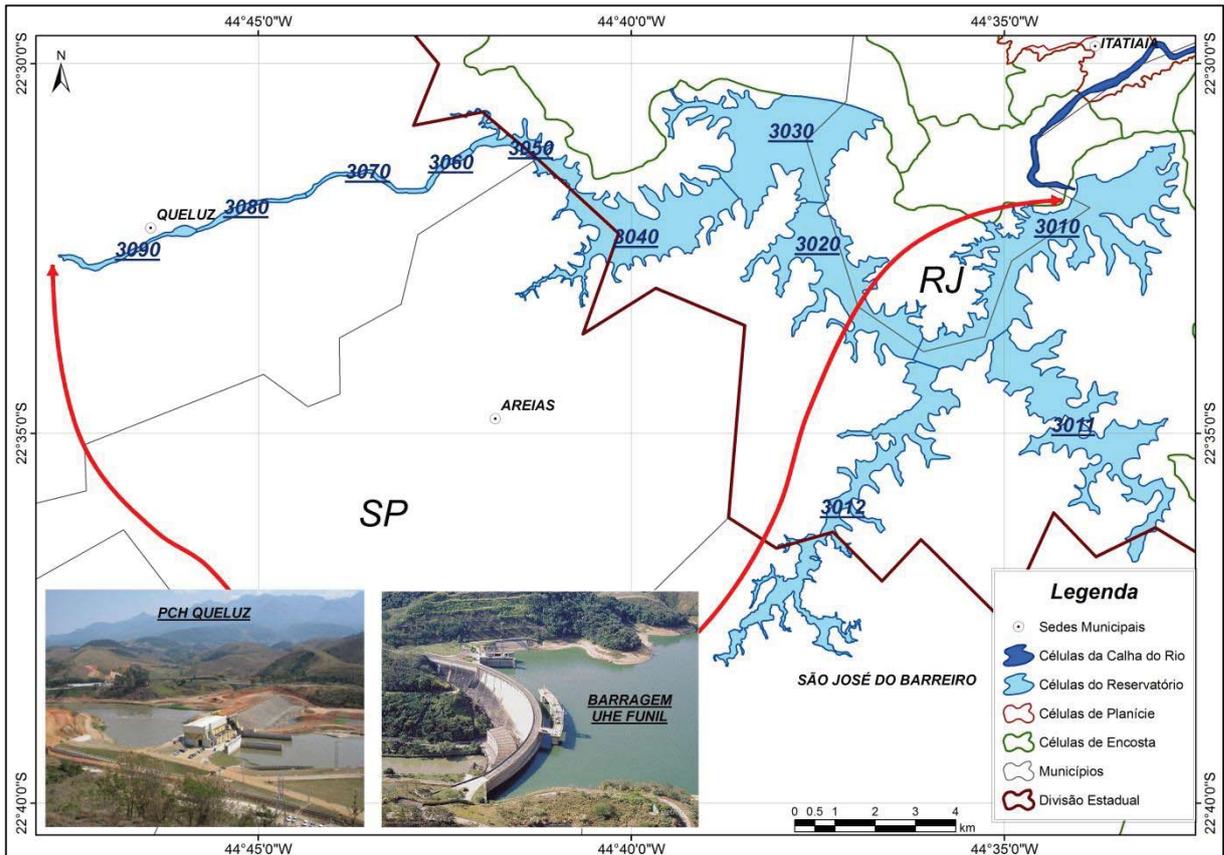


Figura 4.2 – Células representantes do reservatório e seus limites

Além de melhor detalhar as células representantes do reservatório da barragem, no presente trabalho também foi realizado um refinamento das informações de composição da base de células correspondente à área a jusante da barragem, tendo como principal objetivo melhorar o detalhamento da região, bem como da sua representação da realidade local. Esse refinamento foi realizado segundo as informações presentes no levantamento topobatimétrico realizado por Lauriano (2009), através do qual foi possível atualizar os dados topográficos da base de células referentes à região, principalmente em relação ao rio Paraíba do Sul e suas margens.

Assim tem-se uma subdivisão completa em células de escoamento, da região de estudo da bacia hidrográfica do rio Paraíba do Sul, compreendida entre o reservatório de Funil e o município de Pinheiral. Essa região ficou subdividida em 160 células, das quais 11 representam a região do reservatório da barragem, 24 são referentes às células da calha do rio, 48 correspondem às células da planície e 77 representam as células de encosta.

A divisão das células para representar a área de estudo, após cada uma das atualizações anteriormente descritas, pode ser vista na Figura 4.3.

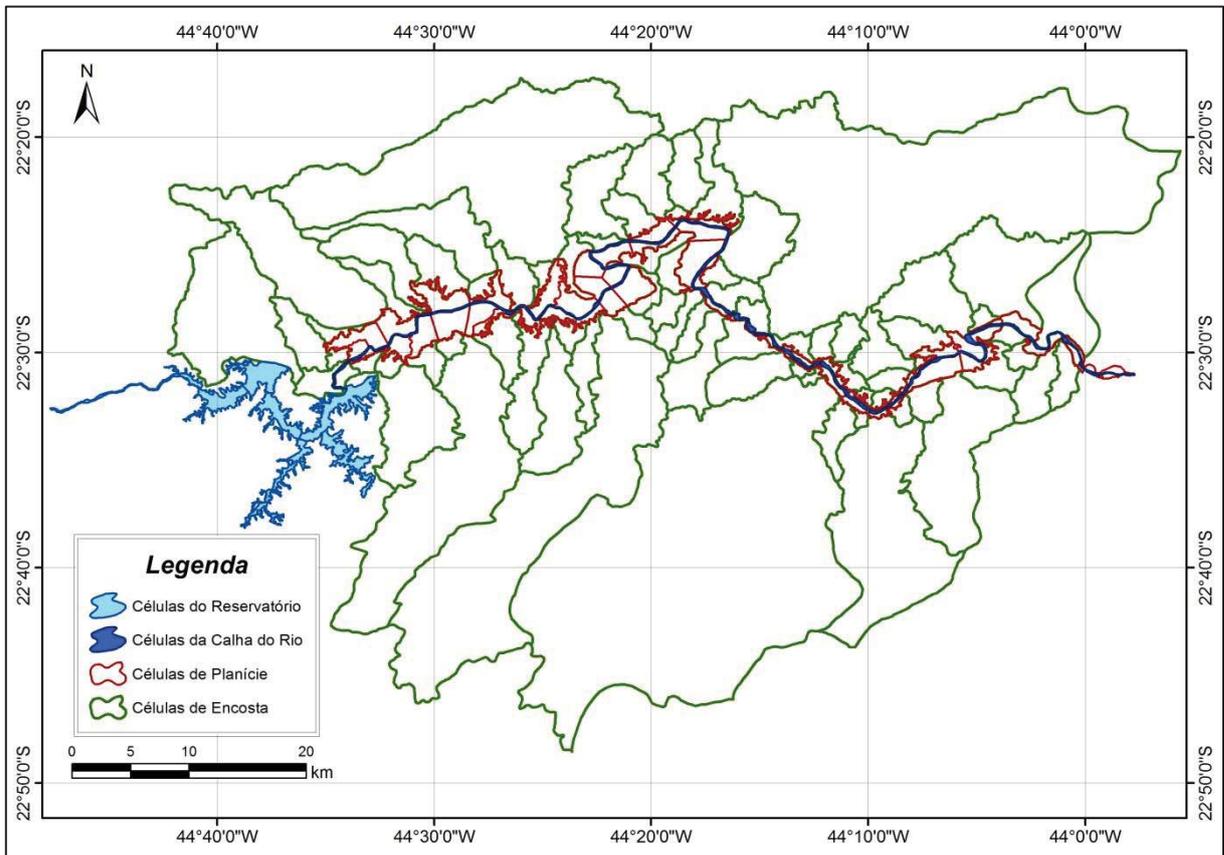


Figura 4.3 – Divisão das Células de Escoamento

4.1.2.2 *Topologia do Escoamento*

Deve-se também construir o modelo topológico, que é fornecido ao modelo MODCEL. O esquema topológico integra a rede de células a fim de configurar todas as interações entre as células e suas posições relativas, assim como as condições de contorno necessárias ao processo de modelagem. Essa etapa é definida como modelagem topológica. A Figura 4.4 e a Figura 4.5, apresentam o esquema topológico criado para as simulações.

As células do trecho de interesse foram numeradas de 10 em 10, para facilitar a sua identificação, variando de 10 a 230 no canal, de 11 a 231 na margem esquerda e de 12 a 232 na margem direita. Assim, por exemplo, a célula 20, uma célula de rio, se comunica com quatro células vizinhas através de ligações tipo rio e tipo vertedouro. Com as células 10 e 30, a ligação é tipo rio. Já com as células 21 e 22, a ligação é tipo vertedouro, ligação esta que simula o fluxo entre células através de um vertedouro. Uma exceção quanto a essa regra é a

célula 1000, que corresponde à célula da calha do rio imediatamente a jusante da barragem, em um vale bem definido, cujas regiões adjacentes são encostas.

Para as células de encosta a numeração foi elaborada da seguinte maneira: se a célula de encosta se comunicar com a célula planície 22, por exemplo, a numeração desta célula de encosta poderá ser 222, e caso haja mais de uma célula de encosta ligada à célula de planície 22, suas numerações seriam feitas conforme a sequência 224, 226 228...; ressalta-se que a terminação par dessas células é apenas para confirmar sua localização na margem direita do rio. Já se a célula de encosta se localizar na margem esquerda, a terminação é ímpar, como, por exemplo, se a célula de encosta se ligar com a célula de planície 21, a sua numeração deverá seguir a sequência 211, 213, 215... .

No caso da ocorrência de alguma duplicação na numeração, é acrescentado o prefixo 9 ao número, ou seja, verificando-se a topologia presente na Figura 4.4 e na Figura 4.5, observa-se que o número de célula 222 se duplica de acordo com a metodologia acima. Diante disso, foi necessário então criar uma célula de número 9222, porém essas células são de naturezas diferentes: a de número 222 é uma célula de encosta, ligada à célula de planície 22; já a célula de número 9222 é uma célula da planície direita, que se liga com a célula 220 da calha.

Quanto à numeração das células referentes ao reservatório, essa também foi elaborada de 10 em 10, porém de jusante para montante, a partir da seção da barragem, com o acréscimo do prefixo 30, pois no modelo MODCEL o tipo de célula que representa uma região com possibilidade de armazenar água é o tipo 3, sendo o 0 colocado apenas para se ter certeza de que não haveria outras células com o mesmo número; com isso evita-se o acréscimo do prefixo 9. Assim todas as células com numeração 30XX são células que representam o reservatório e que também foram modeladas como células do tipo reservatório. A topologia final representante da interação entre as células do modelo pode ser vista na Figura 4.4 e na Figura 4.5.

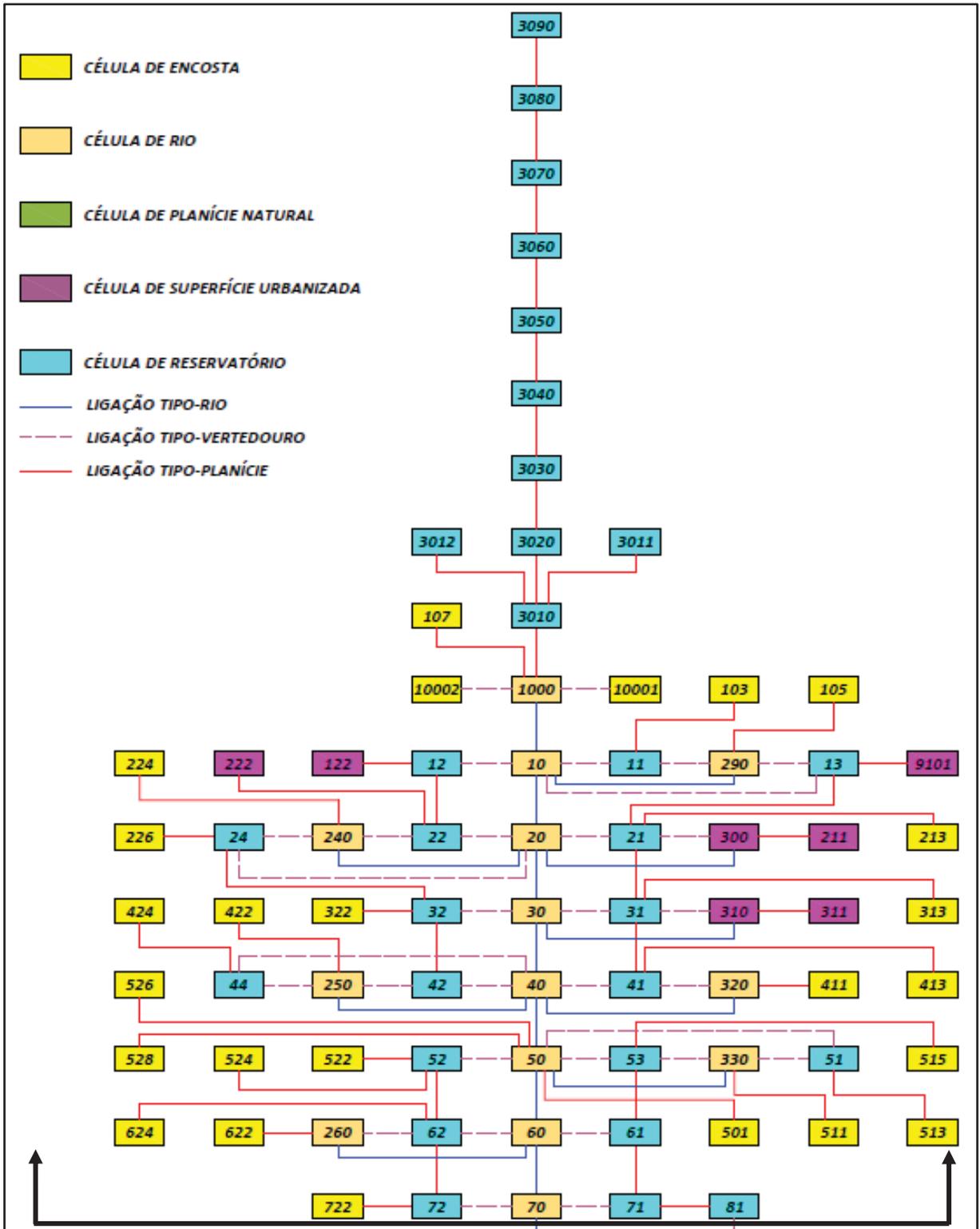


Figura 4.4 – Topologia Funil – parte 1

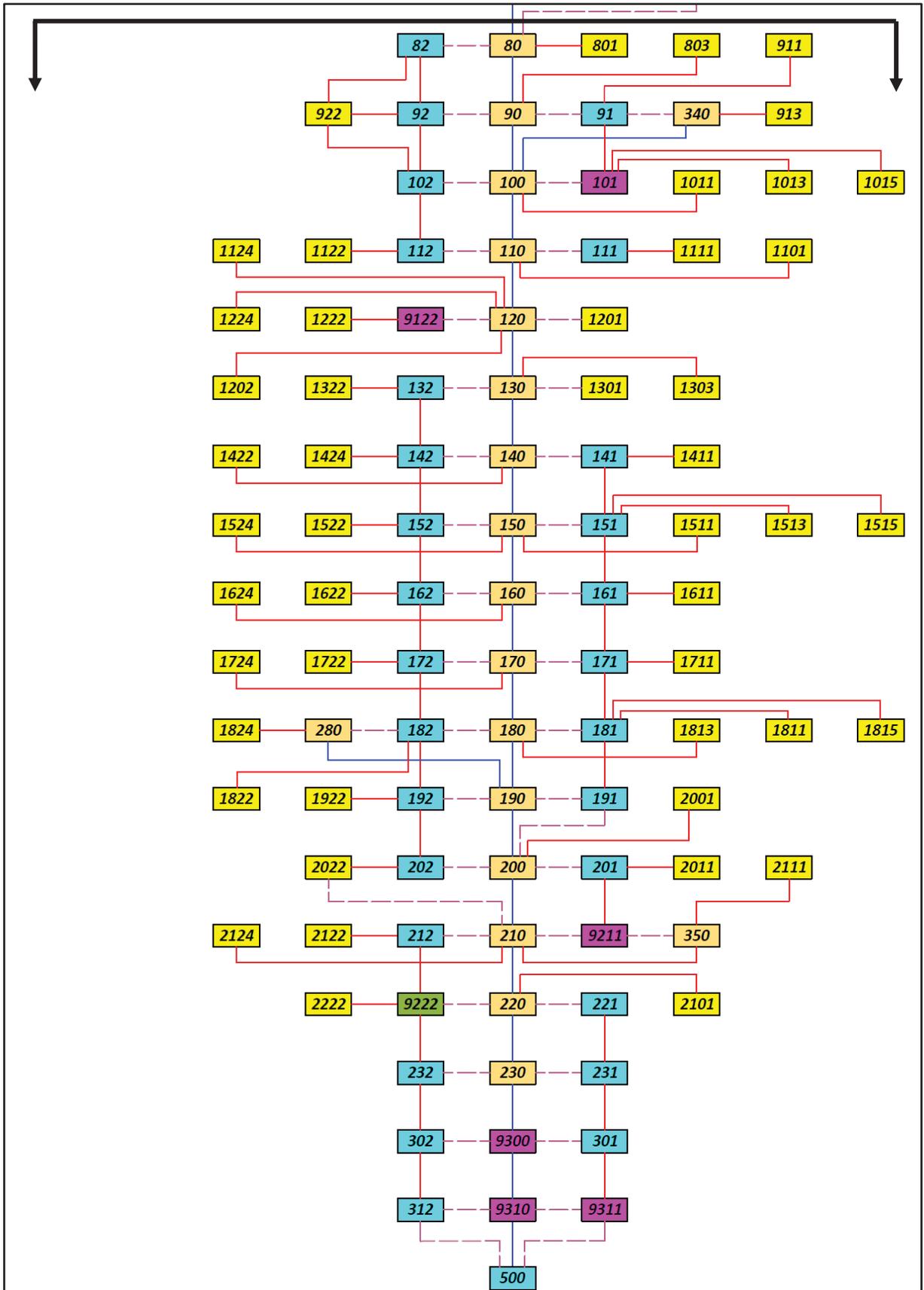


Figura 4.5 – Topologia Funil – parte 2

4.1.2.3 Arquivos de Entrada do Modelo MODCEL

O início da simulação hidráulica com o modelo MODCEL depende da correta construção de todos os arquivos que trazem informações baseadas na modelação topográfica, hidráulica e topológica. A modelagem pode ser iniciada após a construção dos arquivos de condições iniciais, de base de dados, das precipitações e das condições de contorno. A seguir é realizada uma breve discussão sobre as informações contidas em cada um desses arquivos (VIDAL, 2012):

- Arquivo de Condições Iniciais: Neste arquivo definem-se o tempo de cada simulação, bem como a subdivisão do intervalo de tempo, que influenciará na solução numérica das equações. São também informadas, neste arquivo, as características da urbanização (nível médio das calçadas, edificações etc.), o esquema topológico, as cotas de fundo que definem a declividade nos corpos hídricos e lâmina d'água no início da modelagem em cada célula, as células para as quais se deseja obter os resultados tanto de vazão quanto de nível d'água, dentre outras informações;
- Arquivo de Base de Dados: Nele definem-se as informações coletadas nas etapas de modelação hidráulica e topográfica, a exemplo da definição dos tipos de células, área total e de armazenamento, leis hidráulicas definidas em cada ligação entre células, distâncias entre os centros das células e os coeficientes de ponderação de distâncias, entre outras inúmeras informações. Além dessas, outra importante informação é a definição do coeficiente de escoamento superficial de cada célula;
- Arquivo de Precipitações: Neste arquivo são informadas as características das precipitações totais por intervalo de tempo, essas serão utilizadas pelo modelo para o cálculo da precipitação efetiva e posterior transformação dessas em escoamento superficial (vazão) após aplicação do módulo hidrológico do modelo; e
- Arquivo de Condições de Contorno: Segundo Miguez (2001), as condições podem ser introduzidas de três maneiras distintas. A primeira pode ser do tipo variação do nível d'água em função do tempo $Z(t)$, que é o que ocorre quando tem-se o oceano como foz dos rios; a segunda pode ser a vazão em função do tempo $Q(t)$, que pode ser a representação da chegada de algum afluente que não foi discretizado com o modelo hidrodinâmico; e a terceira é a relação entre vazão e nível d'água $Q(Z)$, que pode ser introduzida por meio do conhecimento de curvas chaves elaborada para os corpos hídricos.

Para a modelagem apresentada no presente trabalho, o reservatório (cheio) foi considerado como sendo uma grande “parede de água”, que cai abruptamente, uma vez que se está simulando o caso de uma barragem de concreto em arco, cuja ruptura é admitida como sendo instantânea.

Outra consideração feita é que, diante da magnitude da cheia provocada pela ruptura de uma barragem, as vazões provenientes do processo chuva-vazão na bacia em estudo se tornam irrelevantes; desta forma, não foram consideradas para o presente trabalho as precipitações que porventura possam estar ocorrendo na bacia. A mesma justificativa pode ser dada para a não representação dos afluentes do rio Paraíba do Sul no trecho em estudo.

Destaca-se ainda que os valores dos coeficientes de Manning foram definidos por meio de tentativas, de acordo com cada um dos procedimentos utilizados para ajustar o modelo, descritos no item 5.1.2, para suas respectivas regiões de ajuste.

Uma característica que será levada em conta é a não necessidade de se informar previamente o hidrograma de ruptura para o modelo MODCEL, tendo em vista que o modelo consegue representá-lo, sendo o mesmo, juntamente com o hidrograma calculado para o modelo HEC-RAS, utilizado para a comparação, em uma espécie de “ajuste”.

Porém, isso não significa que não é necessário informar a condição de contorno de montante; muito pelo contrário, essa condição deve sim ser informada uma vez que o rio foi cortado a montante do reservatório de Funil. Devido à base ter sido expandida para montante, o hidrograma de condição de contorno a ser informado corresponde a um hidrograma que considerada uma vazão afluente ao modelo, representada pela vazão média anual, que, de acordo com a Tabela 3.1, corresponde a uma vazão de 232 m³/s.

Quanto à condição de contorno de jusante, foram utilizadas aqui duas técnicas, que aplicadas em conjunto permitem a modelagem de regiões sem a necessidade da determinação da condição de jusante no domínio de interesse. A primeira consiste na extensão do domínio de modelagem, deslocando o ponto onde seria atribuída a condição de jusante para fora da região de interesse. Chamado de “domínio virtual estendido”, esse artifício é um pouco difícil de ser empregado, pois a estimativa dessa extensão não é simples de ser feita, tendo em vista que se for utilizado um domínio menor que o necessário, dependendo da condição atribuída a jusante, valores incoerentes poderão surgir no domínio de interesse. Da mesma forma a

utilização de um domínio maior que o necessário pode levar a um custo computacional muito elevado, dificultando assim a utilização do modelo.

Como forma de contornar essas limitações da primeira técnica acima definida, foi aqui utilizada uma segunda técnica denominada “exutório virtual”, que corresponde à criação de uma célula cujas dimensões sejam muito maiores que as demais células do modelo apenas para receber a vazão efluente do trecho final. Essa célula funcionará como um sumidouro, no qual toda a água proveniente da modelagem cairá através de uma ligação do tipo vertedouro com a célula anterior. Deve-se, contudo, tomar cuidado na definição da cota e da área dessa célula, pois se ela vier a ser preenchida, poderia perder a função à qual foi designada, causando assim interferência nos cálculos do modelo.

Ressalta-se que a segunda técnica deve ser utilizada em conjunto com a primeira, pois desta forma reduz-se a extensão do domínio de modelagem, em comparação com o uso exclusivo da primeira, e afasta-se incoerências que podem ser causadas na região de interesse, se só a segunda fosse utilizada.

4.1.2.4 Onda Negativa

De acordo com Collischonn e Tucci (1997), a onda negativa é assim chamada porque se propaga de jusante para montante, a partir da seção da barragem, diminuindo assim o nível de água existente no reservatório no decorrer do tempo, a partir do momento de sua ruptura. Ainda segundo os autores, a modelação dessa onda é importante, pois a vazão dependerá do nível de água dentro do reservatório. Portanto a não consideração da onda negativa pode resultar em vazões de pico a jusante maiores que na realidade.

Pode-se ainda tomar como importante a análise da onda negativa devido ao fato da brusca variação do nível de água dentro do reservatório causar sub-pressão no solo, o que pode levar a um deslizamento das vertentes do vale, devido ao fato de que o solo está encharcado. Apesar da água ter saído de cima desse solo, ela ainda não saiu dos seus vazios, isso porque as velocidades internamente no solo são muito mais baixas que as velocidades superficiais.

Desta forma, sendo retirada a camada de água que fazia peso sobre o solo, este pode ficar instável, devido ao peso maior, com a água preenchendo os vazios, podendo chegar a desmoronar. Assim, as estruturas internas da barragem podem sofrer aterramento e dependendo da localização do reservatório, e das áreas habitadas em seu redor, pode ocorrer

ainda o deslizamento do solo desses locais, causando assim transtornos também nas regiões a montante da barragem.

4.1.2.5 Fator de Velocidade

No presente trabalho foi avaliada a potencialidade dos danos que a onda de ruptura pode causar nas localidades a jusante da barragem, calculando-se o fator de velocidade para cada uma das células representantes da planície de inundação.

Deve-se deixar claro que a interação entre as duas grandezas é de suma importância no processo, tendo em vista que grandes áreas podem funcionar como regiões de armazenamento de água, onde os níveis podem ser muito altos, porém as velocidades no local seriam próximas de zero, logo o fator de velocidade será muito pequeno. Por outro lado, locais onde são observadas inundações com baixas profundidades, mas com grandes velocidades, podem ter fatores de velocidades bastante relevantes.

Diante disso, foram utilizados, no presente trabalho, os limites de potencial de danos a pessoas, veículos e casas para diversos fatores de velocidades, estabelecidos por Reiter (2000) *apud* DEFRA/AE (2003), os quais podem ser vistos na Tabela 4.2 apresentada abaixo.

Tabela 4.2 – Limites e Efeitos do Fator de Velocidade

FV (m²/s)	EFEITO
< 0,1	Baixo potencial de danos a crianças
0,25	Alto potencial de danos a crianças
0,7	Alto potencial de danos a adultos
1,5	Alto potencial de danos a veículos (e seus ocupantes)
2,5	Alto potencial de danos a construções leves (barracos)
> 7	Alto potencial de danos a construções pesadas (alvenaria)

5. RESULTADOS

5.1 *Ajustes dos Modelos*

Muitos estudos referentes ao processo de ruptura de barragem se utilizam de técnicas de modelagem, seja ela física ou numérica, porém todas essas técnicas necessitam de uma calibração e posteriormente validações, ou seja, dados medidos em campo que sirvam de comparações.

Como já foi declarada anteriormente, a dificuldade de ter resultados referentes à ruptura de uma barragem (mesmo que ela já tenha rompido, o processo de medição é muito arriscado), leva a uma grande incerteza nos resultados de qualquer simulação que tenha como objetivo a representação desse evento.

Assim, no presente estudo foram realizadas duas formas distintas de ajustar para cada um dos modelos aqui utilizados, tendo as mesmas sido adaptadas de acordo com o modelo.

A seguir são apresentados os resultados referentes a esses ajustes para cada um dos modelos utilizados neste estudo.

5.1.1 *HEC-RAS*

O ajuste do primeiro modelo utilizado, o HEC-RAS, foi feito, como já mencionado no item 4.1.1.3, utilizando os resultados obtidos por Lauriano (2009), tendo em vista que em seu trabalho o autor compara dois modelos (HEC-RAS e FLDWAV) para o processo da ruptura da mesma barragem aqui em estudo, concluindo que ambos são boas aproximações, apesar de serem unidimensionais, e que seus resultados são muito próximos.

Logo, para o presente trabalho foram utilizados os mesmos dados das seções topobatimétricas do referido estudo, bem como dos valores do coeficiente de Manning e do mesmo hidrograma de ruptura no contorno de montante; tem-se então que os resultados apresentados a seguir (Figura 5.1 à Figura 5.3) podem ser considerados como boas calibrações, tendo em vista que as diferenças apresentadas podem ser creditadas aos seguintes fatores:

- Condição de contorno de jusante: em seu trabalho Lauriano utiliza-se da curva chave da última seção, porém como no presente trabalho não se disponha dessa informação, foi utilizada a declividade normal como condição de contorno para o processo na última seção (STB-TR);
- Definição das tolerâncias computacionais utilizadas.

Apesar das diferenças que podem ser notadas na sequência da Figura 5.1 à Figura 5.3, o comportamento do modelo é o mesmo, ou seja, apresenta um grande amortecimento das vazões máximas (Figura 5.1) até um pouco antes dos primeiros 50 km, seguida de uma gradativa diminuição das vazões máximas nas seções seguintes. Já para as cotas máximas (Figura 5.2), vê-se que a aproximação é muito boa, onde é apresentada apenas uma diferença máxima de 0,82%, obtendo em média 0,3%. Quanto às velocidades (Figura 5.3), tem-se que os resultados apresentam uma diferença média de 8,15%, muito devido à condição de contorno de jusante, pois observa-se que as maiores diferenças são referentes ao final do trecho em estudo. São também bastante significativas as diferenças entre o quilômetro 5 e quilômetro 20, devido ao início de grandes planícies.

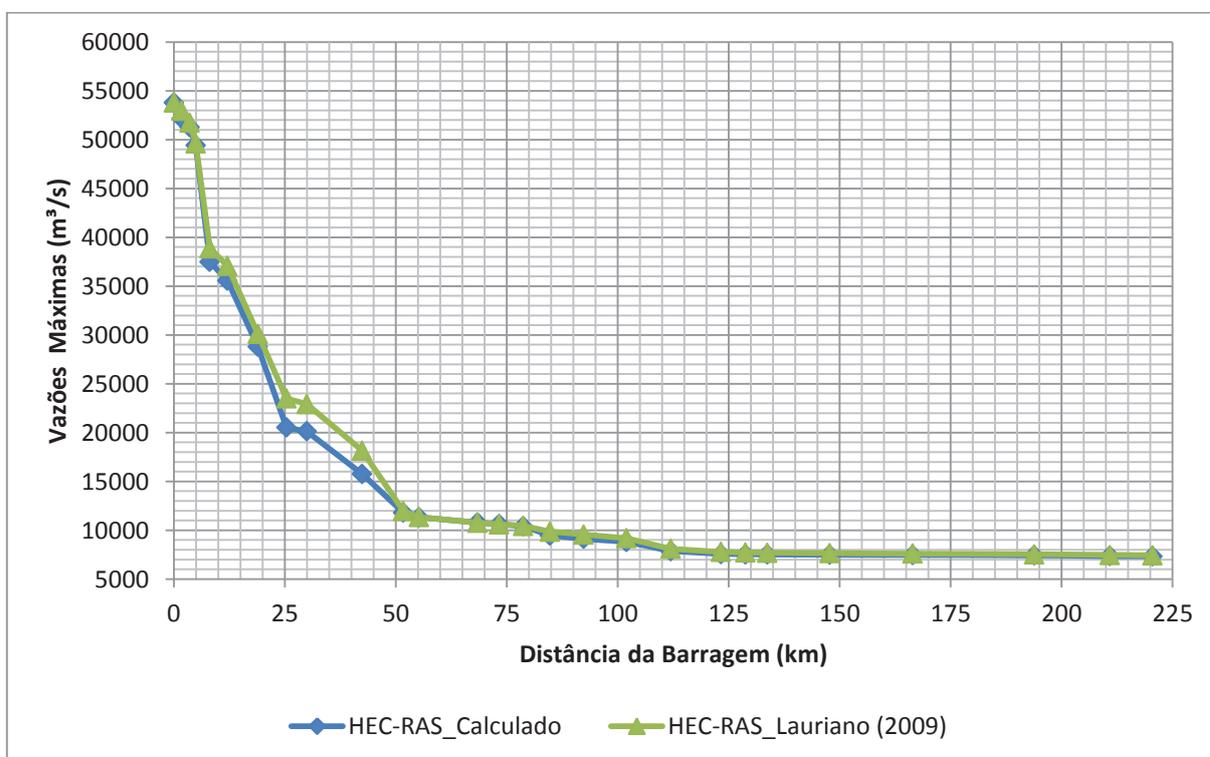


Figura 5.1 – Ajuste do HEC-RAS para as Vazões Máximas

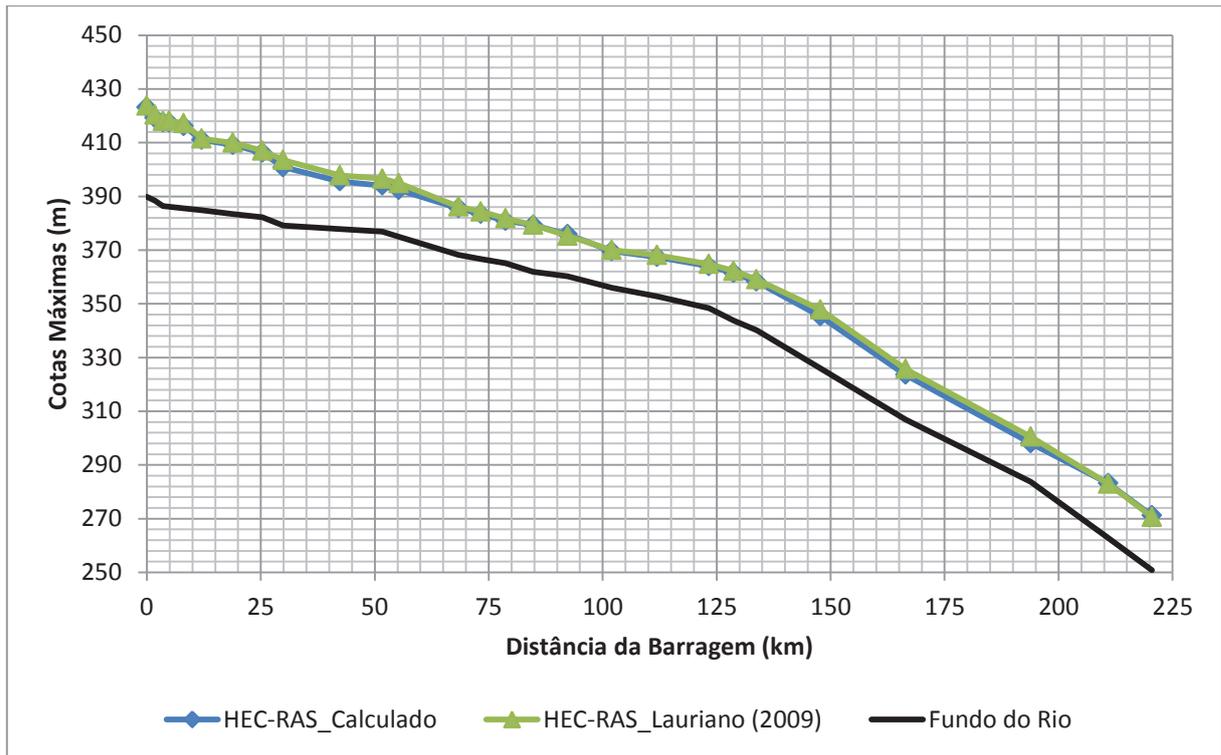


Figura 5.2 – Ajuste do HEC-RAS para as Cotas Máximas

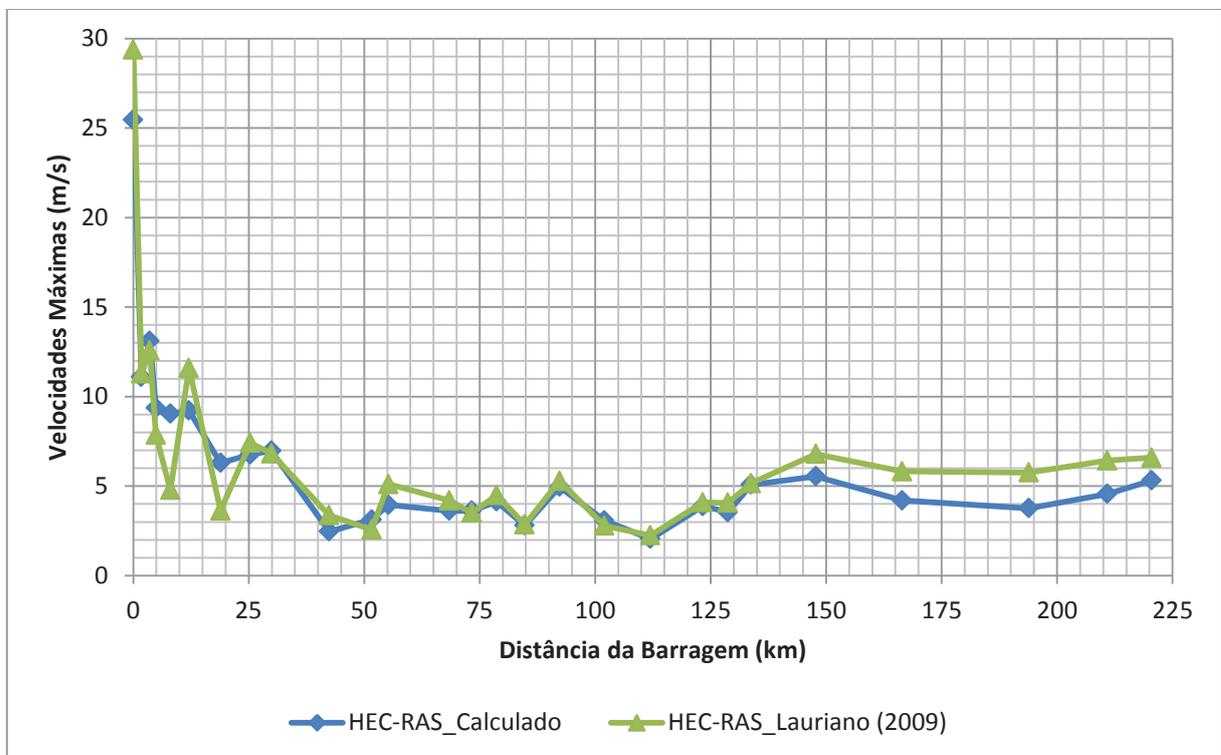


Figura 5.3 – Ajuste do HEC-RAS para as Velocidades Máximas

5.1.2 MODCEL

O processo de ajuste do modelo MODCEL foi dividido em quatro etapas, que serão descritas separadamente na sequência. Essas etapas foram necessárias devido ao alto grau de incerteza existente na caracterização do processo aqui estudado.

5.1.2.1 Jusante da Barragem

Com a atualização dos dados da base de células de Oliveira (2011), uma nova calibração para o vale a jusante da barragem se fez necessária. Por não existirem medições de ondas de rupturas de barragens, buscou-se calibrar apenas o vale a jusante da barragem para uma cheia da qual se dispusesse dos dados. Esse processo de calibração e a posterior validação são descritas a seguir.

Nesta etapa, a ligação entre o reservatório de Funil e as células a jusante foram cortadas, para que, desta forma, fosse possível a calibração da região sem a influência do reservatório nos cálculos. Assim, nos processos de calibração e validação, a seguir, a célula de rio mais a montante é a célula 1000, pois a célula 107 representa uma encosta (ver topologia na Figura 4.4). Portanto, a condição de contorno de montante foi introduzida na célula 1000.

Através de pesquisas de dados da Agência Nacional de Aguas (ANA) e de dados da Light, foi possível uma análise dos dados de precipitação e vazões disponíveis no trecho Funil - Santa Cecília. Dessa forma determinou-se que a maior enchente histórica ocorreu em janeiro de 1966, antes da entrada em operação da barragem do Funil (1969), sendo os dados de vazão nos postos fluviométricos de Itatiaia, Resende, Barra Mansa e Volta Redonda referentes a esse mês utilizados para a entrada no modelo e sua calibração.

Considerou-se que a distância do posto fluviométrico de Itatiaia, em relação à barragem de Funil é pequena, assim como a bacia de contribuição nesse trecho; assumiu-se, então, como dado de entrada a montante do modelo as vazões observadas nesse posto de Itatiaia, ou seja, essas vazões foram associadas às vazões na seção da barragem de Funil. Sobre a bacia modelada, considera-se a chuva como dado de entrada para o cálculo das vazões para as estações de Itatiaia, Resende, Barra Mansa e Volta Redonda. As vazões e profundidades determinadas foram comparadas com os registros hidrológicos, permitindo que se calibrasse o modelo conforme os gráficos que se apresentam na Figura 5.4 e na Figura 5.5. Destaca-se que, como a vazão medida em Itatiaia foi aplicada a montante do posto, na seção do Salto do

Funil, a chuva entre essa seção e posto de Itatiaia não foi aplicada ao modelo para não haver duplo cômputo dessa contribuição.

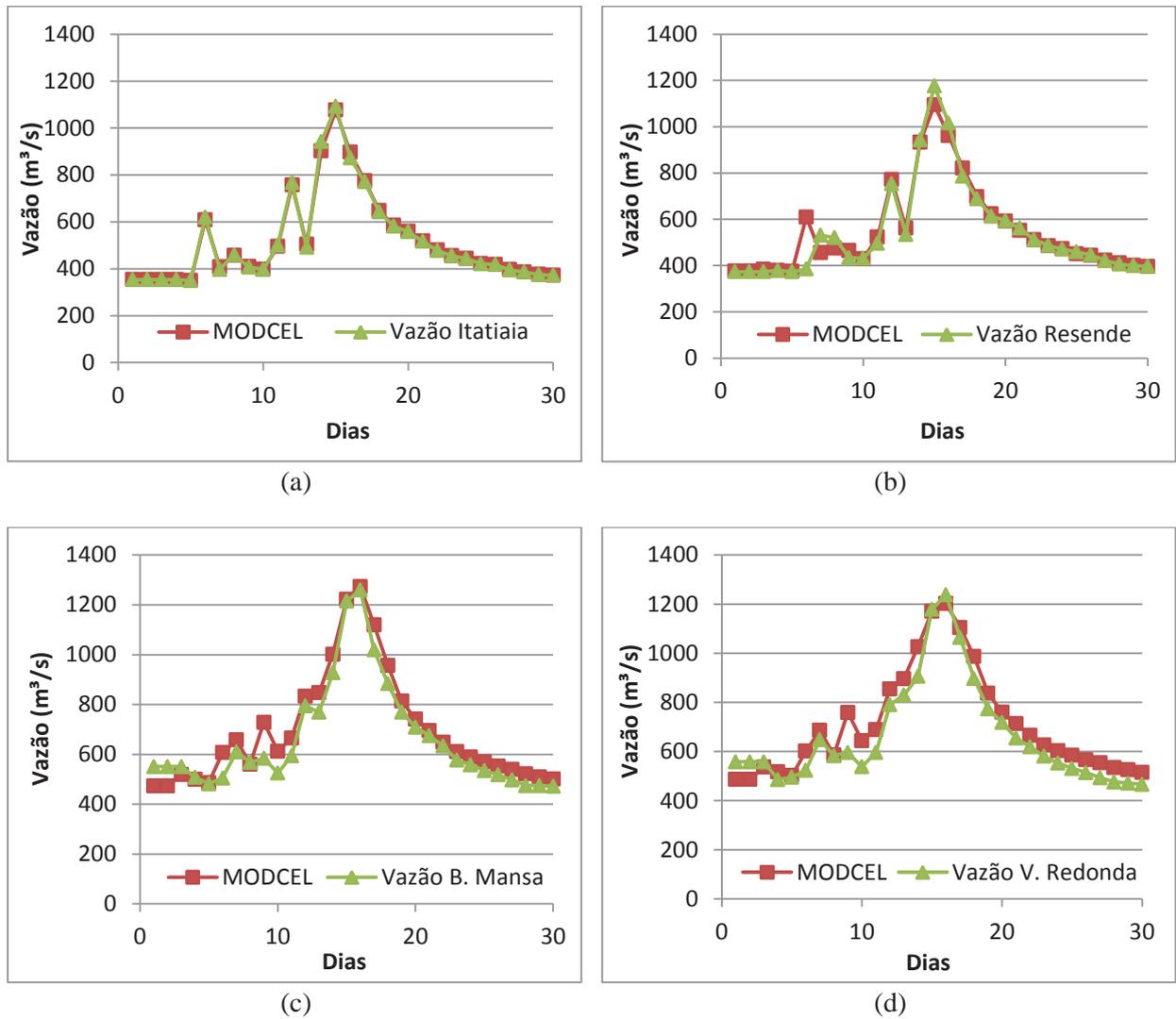


Figura 5.4 – Resultados da Calibração das Vazões do MODCEL

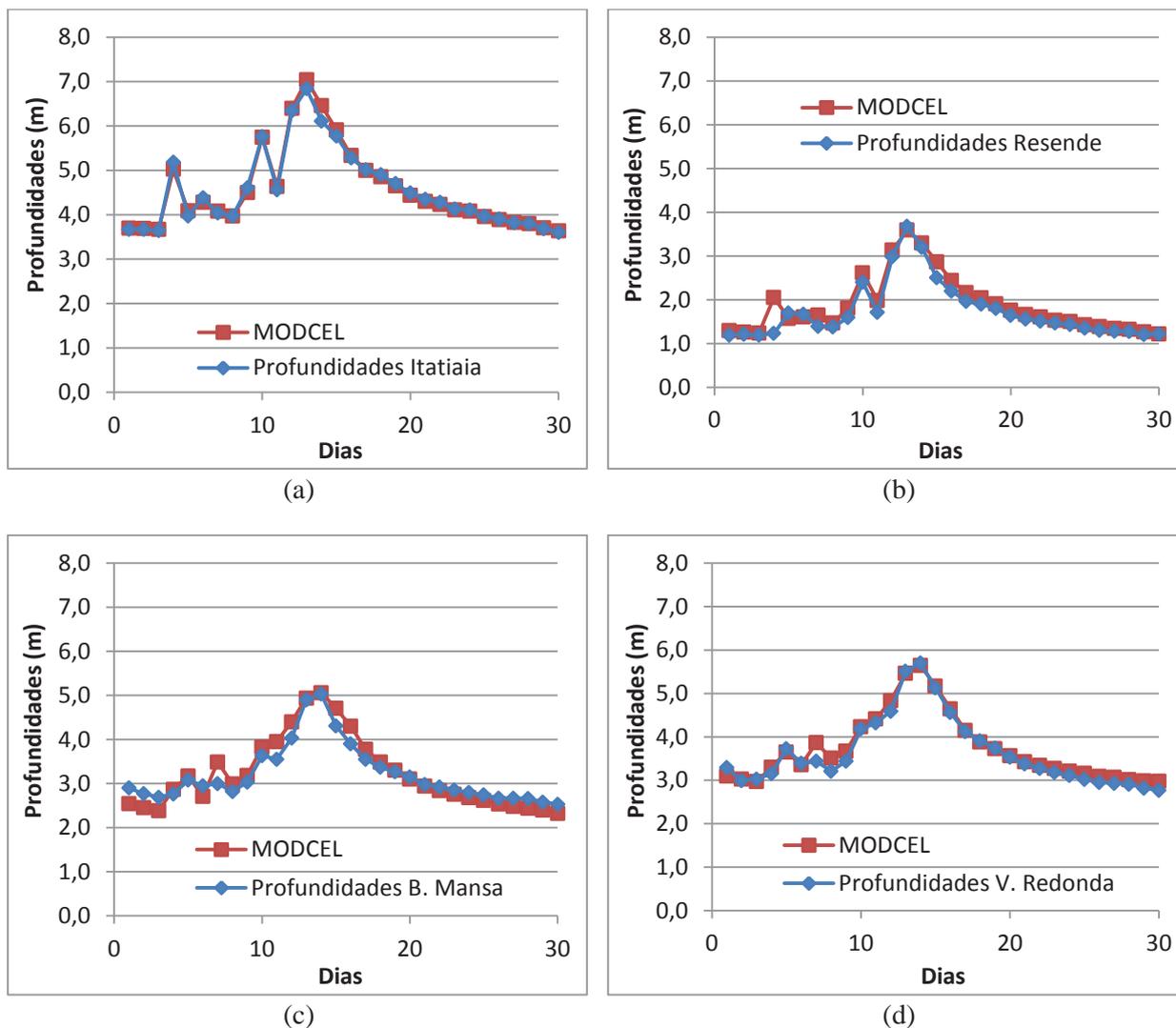


Figura 5.5 – Resultados da Calibração das Profundidades do MODCEL

Posteriormente partiu-se para a validação do modelo, utilizando-se o mesmo procedimento para o mês de fevereiro de 1965, e verificou-se a validade da calibração feita, comparando-se as vazões e as profundidades determinadas com os registros hidrológicos, conforme os gráficos que se apresentam na Figura 5.6 e na Figura 5.7.

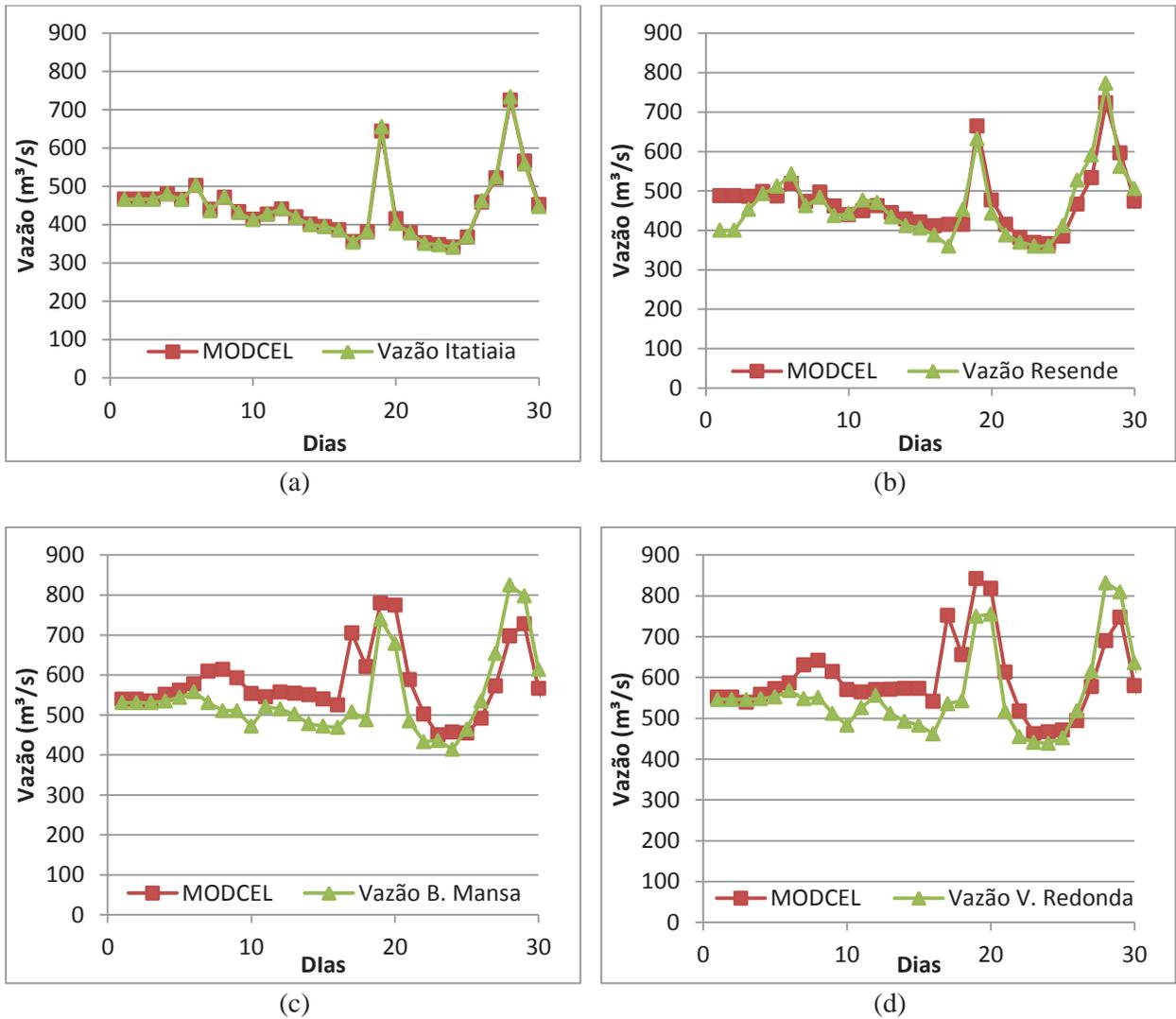


Figura 5.6 – Resultados da Validação das Vazões do MODCEL

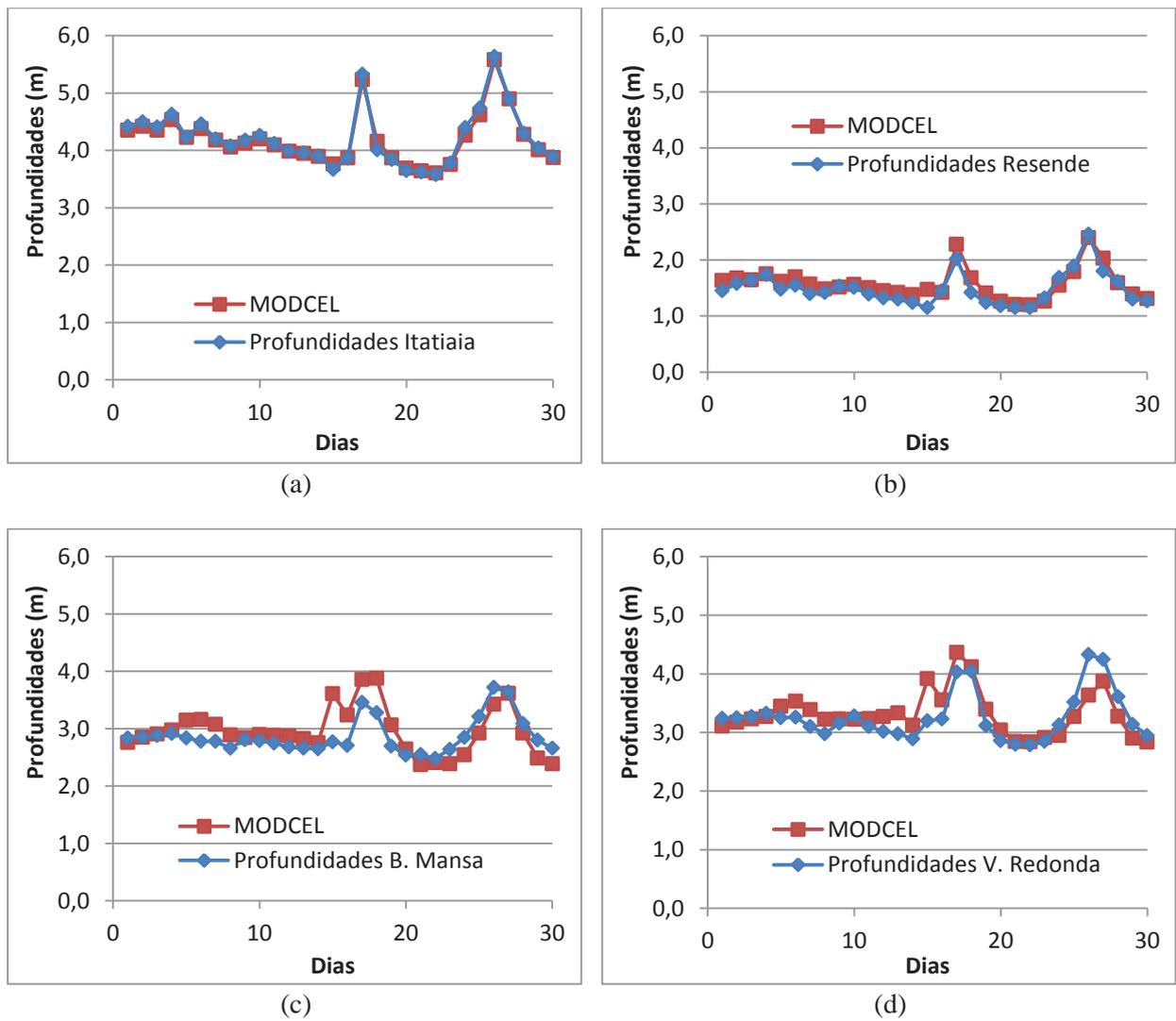


Figura 5.7 – Resultados da Validação das Profundidades do MODCEL

5.1.2.2 Curva Cota x Área x Volume do Reservatório

A segunda etapa de ajuste do modelo MODCEL consistiu em ajustar as curvas Cota x Área x Volume de todas as células referentes ao reservatório da barragem. Como essas células foram simuladas como células do tipo reservatório, uma curva Cota x Área para cada uma é requerida pelo modelo.

De posse da curva Cota x Área total do reservatório da barragem (Figura 3.4), e das áreas superficiais (na cota 466,5 m - cota máxima) de cada célula referente ao reservatório, obtidas após a divisão das células, foi elaborada uma ponderação dos valores da área total em relação à área de cada célula para várias cotas. Desta forma foi possível obter curvas Cota x Área para as células, as quais podem ser vistas na Figura 5.8.

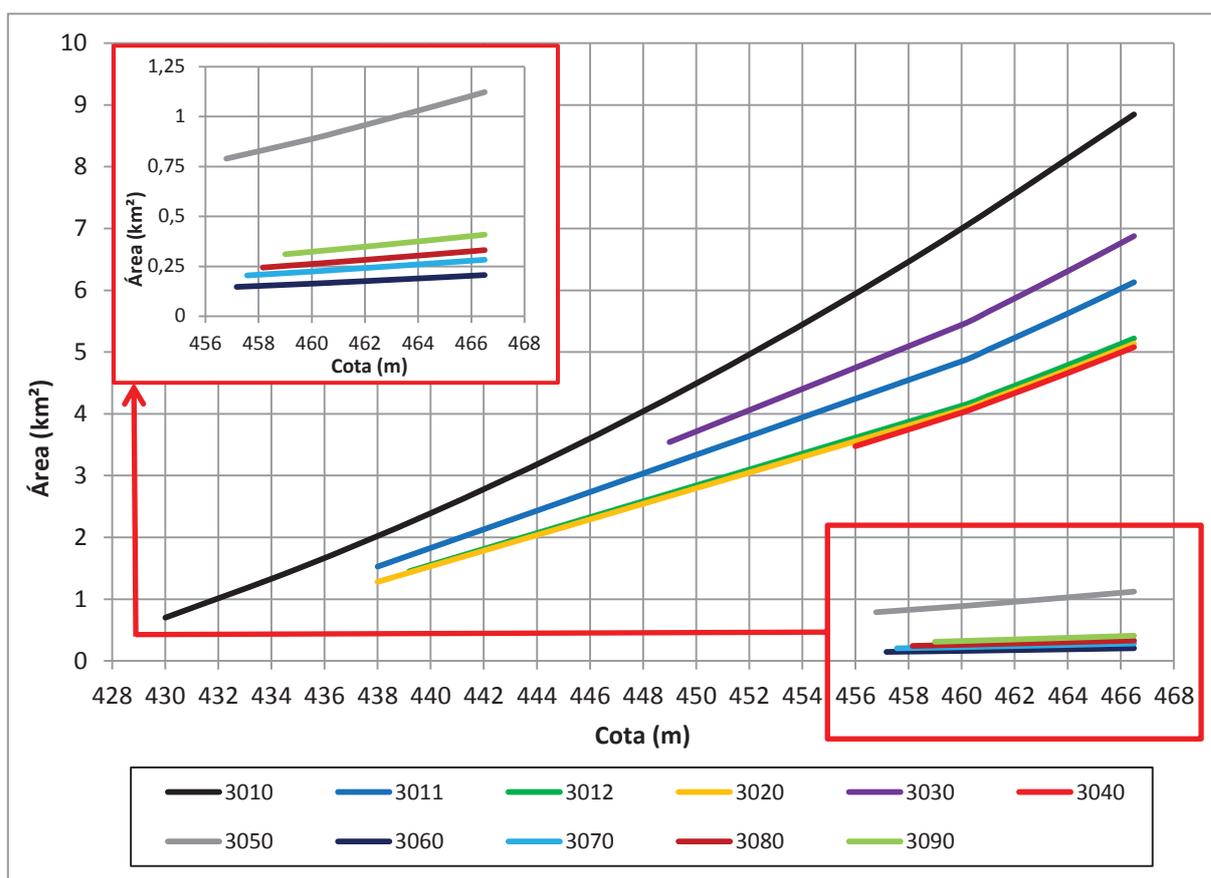


Figura 5.8 – Curvas Cota x Área para as células do reservatório

A soma de todas as áreas superficiais, obtidas após a divisão das células, resulta em 39,64 km². De acordo com a Tabela 3.1, a área superficial do reservatório como um todo, na cota 466,5m, é de 39,73 km², correspondendo a uma diferença de 0,23%. Quanto aos volumes, tem-se que a soma das integrais de cada curva Cota x Área de cada célula de reservatório resulta em um valor de 605,7 hm³, correspondendo exatamente ao volume útil do reservatório.

Desta forma, foi possível ajustar a área superficial das células que representam o reservatório, e os volumes acumulados por cada uma delas, criando assim curvas Cota x Área que foram inseridas no modelo para a simulação de um reservatório em cada uma dessas células, que em conjunto representam o reservatório como um todo.

5.1.2.3 *Hidrograma de Ruptura*

A terceira etapa de ajuste consistiu na representação do hidrograma de ruptura, pois, como mencionado anteriormente, o mesmo deve ter um área sob a curva numericamente igual ao volume do reservatório, ou seja, 605,7 hm³. Nesta etapa foram feitas várias simulações variando-se parâmetros do modelo como: coeficiente de Manning; largura das células e coeficientes de ponderação. Esses parâmetros foram alterados nas células mais próximas da seção da barragem, bem como nas células que representam o reservatório. Além de área numericamente igual ao volume do reservatório, o hidrograma de ruptura deve ter uma vazão de pico correspondente à vazão calculada pela Equação 2.10, presente na Tabela 2.3, o que corresponde à vazão de 53.790 m³/s.

O hidrograma que melhor representou essas características está apresentado na Figura 5.9, juntamente com o hidrograma utilizado por Veról (2010), e o hidrograma teórico com decaimento parabólico, apresentado anteriormente na modelagem do modelo HEC-RAS.

A vazão de pico final, correspondente ao hidrograma obtido no presente trabalho com o modelo MODCEL, foi de 53.795 m³/s, o que representa uma diferença muito pequena da vazão obtida pela equação de Saint-Venant (Equação 2.10). Já a área do hidrograma calculado pelo modelo MODCEL representa um volume de 604,98 hm³, o qual corresponde a uma variação de 0,12% do volume do reservatório.

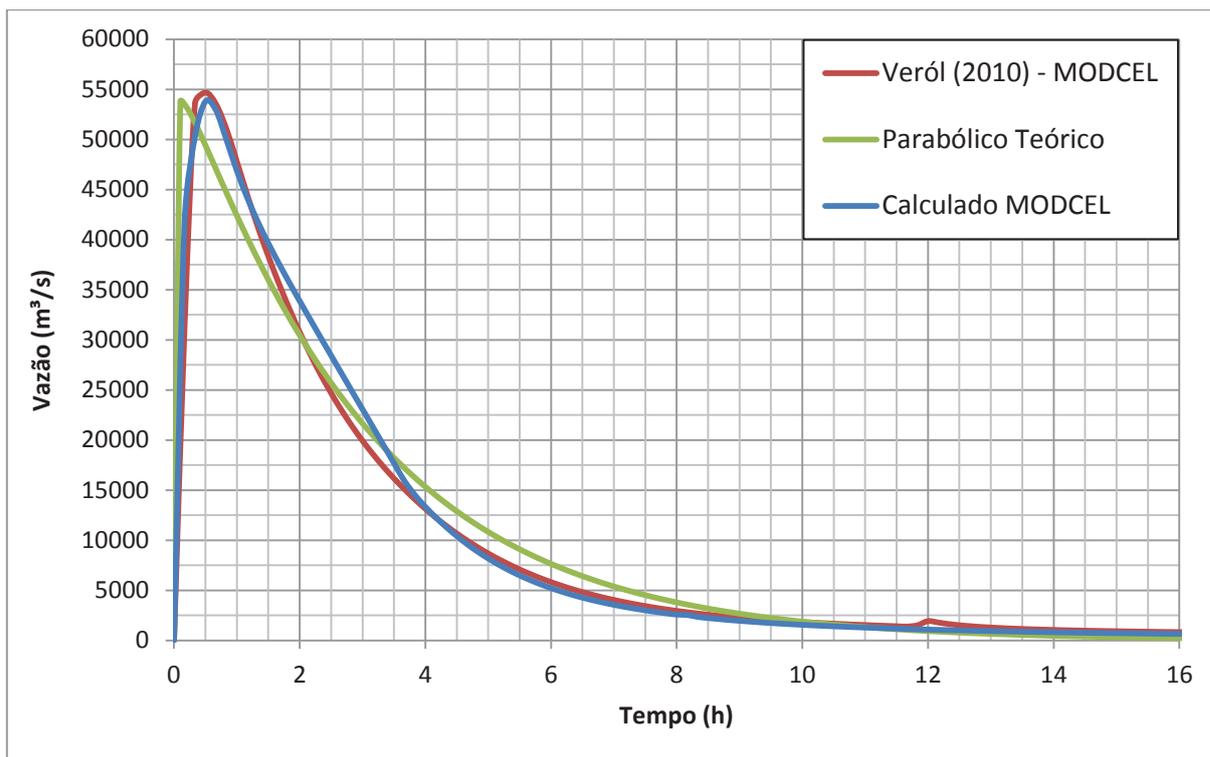


Figura 5.9 – Hidrogramas de Rupturas – Comparação

5.1.2.4 Verificação da Solução de Ritter

A quarta e última etapa de ajuste foi realizada com base na solução de Ritter (1892) quanto à profundidade na seção da barragem no momento da ruptura. De acordo do Ritter (1892) e, posteriormente, Stoker (1957), tem-se que a profundidade na seção da barragem no momento da ruptura passa a ser definida como sendo $(4/9) \cdot h_0$, sendo h_0 a profundidade no reservatório antes da ruptura, ou seja, 73,4 metros, levando a um valor de 32,62 metros. Já para a simulação feita com o modelo MODCEL resultou em um valor de 40,41 metros.

Considerando-se a existência de água a jusante da barragem (profundidade inicial de 5,6 metros), tem-se que a parede de água que efetivamente cai para jusante é 67,8 metros ($73,4 - 5,6$), o que corresponde a um valor de 30,13 metros ($67,8 \cdot 4/9$); porém existem 5,6 metros de água a jusante da barragem, ou seja, a profundidade de água na seção da barragem efetivamente será de 35,73 metros ($30,13 + 5,6$).

A observação da existência de água a jusante da barragem se aproxima mais do valor calculado pelo modelo MODCEL, na seção da barragem (40,41 metros), porém ainda é menor.

Deve-se destacar que Ritter (1892) desconsiderou os efeitos do atrito a jusante da barragem, bem como a existência de água nessa região; já Stoker (1957), apesar de ter introduzido a água nas regiões de jusante da barragem, continuou desconsiderando os efeitos do atrito do fundo. Logo, é possível concluir que a diferença entre os valores acima é aceitável, tendo em vista que o valor 4/9 da solução de Ritter (1892) e de Stoker (1957) desconsidera o atrito em seções de jusante, o qual causa um aumento nos níveis de água nas seções de montante.

Após os quatro procedimentos de ajuste, anteriormente apresentadas, os valores do coeficiente de Manning adotados variaram de acordo o trecho de ajuste de cada etapa. Para a primeira os valores dos coeficientes foram, em média, de 0,036 para a calha e em torno de 0,066 para as planícies e encostas. Já na segunda etapa a variação foi de 0,025 até 0,28; pois este trecho iniciasse com características de rio e termina no reservatório, onde as velocidades são baixas. Nas duas últimas etapas os coeficientes de Manning das regiões próximas da seção da barragem, obtidos nas etapas anteriores, foram alterados para que o hidrograma de ruptura e a solução de Ritter (1892) fossem reproduzidos, representando assim a região de choque.

Desta forma a rugosidade artificial foi introduzida por meio do estabelecimento de diferentes coeficientes de Manning, para cada um dos patamares em que o escoamento poderia ocorrer, sendo mantido o valor para a calha e estabelecido 0,2 nas planícies mais próximas da seção da barragem. Diminuindo esse valor do coeficiente à medida que se afasta dessa seção, chegando a 0,18 nas planícies um pouco mais distantes da barragem; destaca-se que essas alterações foram realizadas apenas nas células iniciais, representativas da região de choque, os demais coeficientes, obtidos nas etapas anteriores dos ajustes, foram mantidos para as outras células fora dessa região de choque.

Sendo assim o modelo foi considerado ajustado e capaz de representar o evento de ruptura de barragem na região de estudo. Os resultados obtidos após a simulação completa são expostos a seguir.

5.2 Resultados do Modelo HEC-RAS

Os resultados do modelo HEC-RAS, mostrados na sequência, são relativos apenas ao hidrograma gerado com o modelo MODCEL, tendo em vista que um dos objetivos deste trabalho é a comparação entre esses modelos. Logo, procura-se fazer o maior número de considerações utilizando sempre, na seção da barragem, o mesmo hidrograma de ruptura para os dois modelos, o que corresponde ao hidrograma que o modelo MODCEL calcula, o qual foi utilizado como condição de contorno de montante para o modelo HEC-RAS na seção STB-1, e a partir daí gerados os resultados apresentados a seguir.

Apesar de serem apresentados os resultados de todas as seções topobatimétricas, os mesmos foram analisados apenas até a seção STB-14, pois, como mencionado anteriormente, todas as comparações foram realizadas até o município de Pinheiral.

5.2.1 Vazões

A Figura 5.10 mostra as vazões na região a jusante da barragem de Funil; nela é possível observar que o trecho após Pinheiral (STB-14) não sofre grandes variações de vazões, sendo as mesmas gradativamente reduzidas. Esta região, como já mencionado, não faz parte do trecho referente às comparações realizadas entre os modelos, porém, se faz necessária esta observação do comportamento das vazões após a seção STB-14.

Quanto ao trecho de interesse deste trabalho, constata-se que a variação das vazões desde a seção da barragem (STB-1) até a seção STB-8 é bastante brusca, o que pode ser justificado devido à existência de regiões de planície nesse trecho. Além disso, deve-se considerar também que no trecho inicial dessa região a grande energia potencial da onda de ruptura é bastante atenuada devido às perdas de cargas muito significativas atribuídas à frente da onda de choque, a qual dissipa rapidamente essa energia potencial.

Observa-se, para as regiões após a STB-8, que a atenuação das vazões é menor, muito devido ao vale ser bastante encaixado, com poucos locais de planície e estar fora da região de choque.

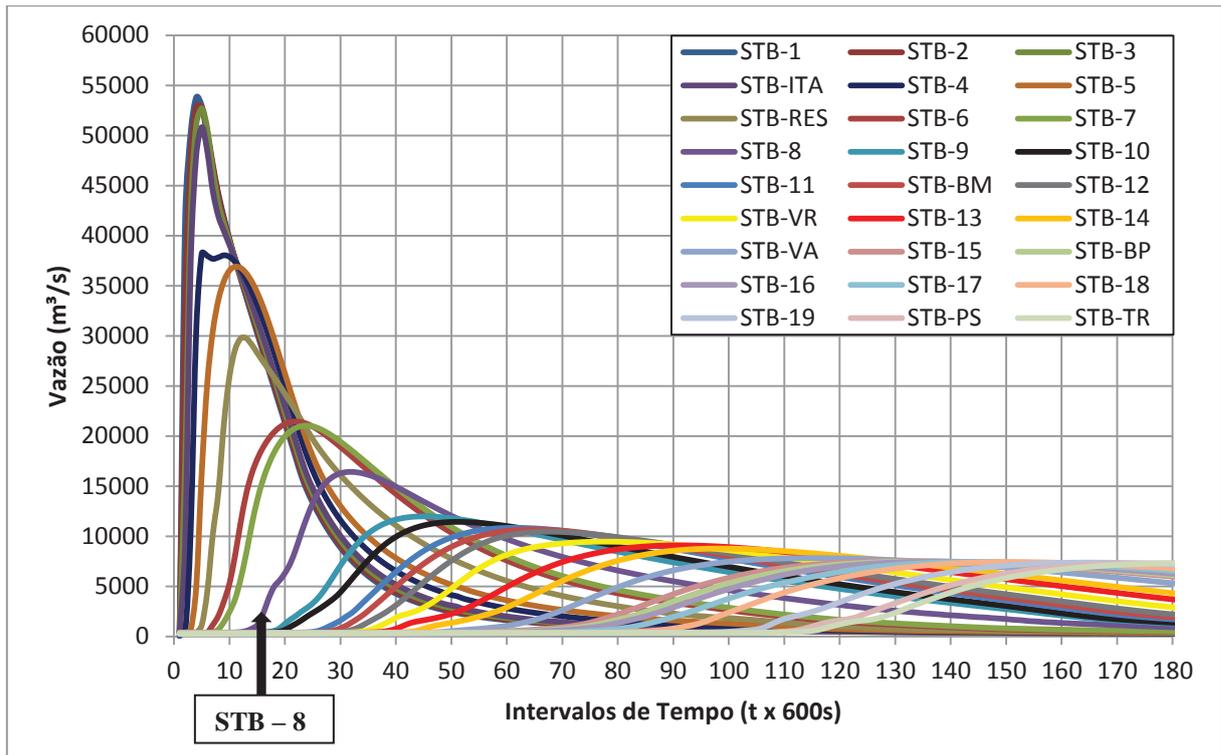


Figura 5.10 – Vazões em cada seção topobatimétrica ao longo do tempo

5.2.2 Velocidades

As velocidades apresentadas no gráfico da Figura 5.11 representam a variação ao longo do tempo em cada seção topobatimétrica. Nela pode-se notar que o maior valor corresponde à primeira seção, como já era previsto, pois essa é a seção de entrada do hidrograma de ruptura; logo, a mesma não sofre efeito de amortecimento tendo em vista que o hidrograma informado é tomado como resultado nessa seção. Assim a velocidade correspondente é calculada com base nos valores do hidrograma de ruptura, o que justifica a diferença entre as demais seções.

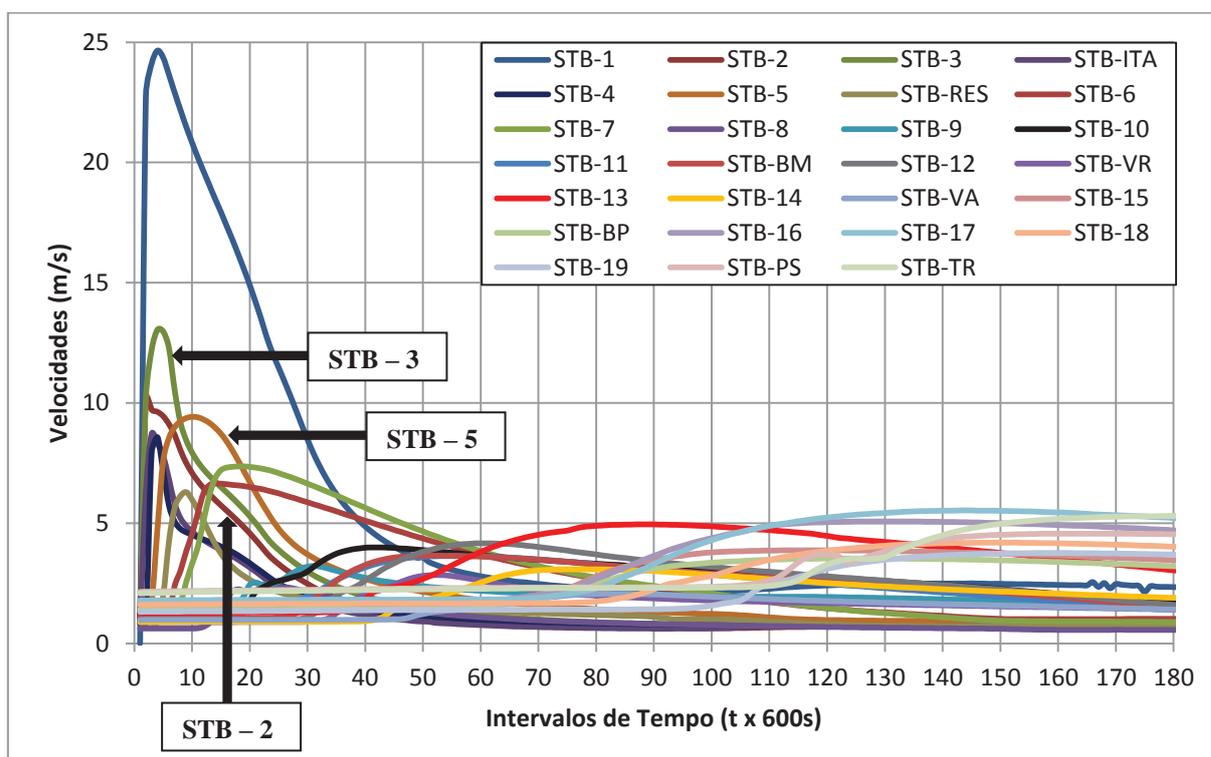


Figura 5.11 – Velocidades em cada seção topobatimétrica ao longo do tempo

Ressalta-se também que as seções seguintes à primeira (STB-2 e STB-3), apesar de terem valores menores que a STB-1, apresentam velocidades bastante altas, tendo em vista que nessa região a onda se propaga em um vale bem definido.

Após a seção STB-3, o vale começa a apresentar grandes planícies iniciando com a cidade de Itatiaia e em seguida Resende, o que reduz as velocidades; porém, chama a atenção o comportamento na seção STB-5, pois a mesma apresenta um aumento nas velocidades.

Esse fato pode ser justificado observando-se o que acontece com as seções STB-4 (Figura 5.12), STB-5 (Figura 5.13) e STB-RESENDE (Figura 5.14). A seção STB-4, a montante da STB-5, apresenta uma grande região de planície em uma de suas margens, o que também acontece com a STB-RESENDE, a jusante da STB-5. Porém, na seção intermediária a região de planície não é tão significativa quanto nas demais e, desta forma as velocidades são reduzidas mais significativamente nas seções STB-4 e STB-RESENDE, onde as áreas são maiores que na STB-5. Deve-se atentar para a escala das seções topobatimétricas apresentadas, pois os eixos horizontal e vertical apresentam escalas diferentes, para a melhor visualização da seção.

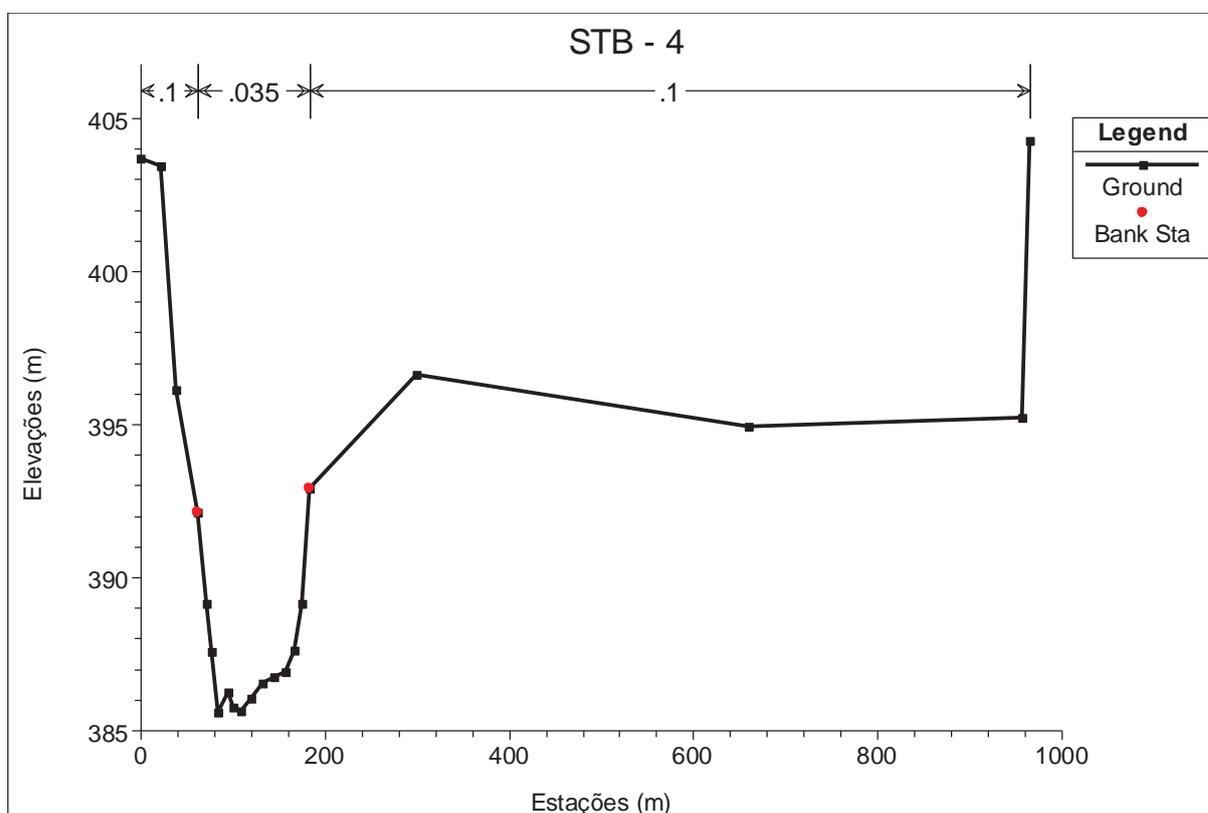


Figura 5.12 – Representação da seção topobatimétrica STB – 4

As demais variações, observadas nas velocidades, podem também ser atribuídas às contrações e alargamentos ocorridos ao longo de todo o vale representado na modelagem.

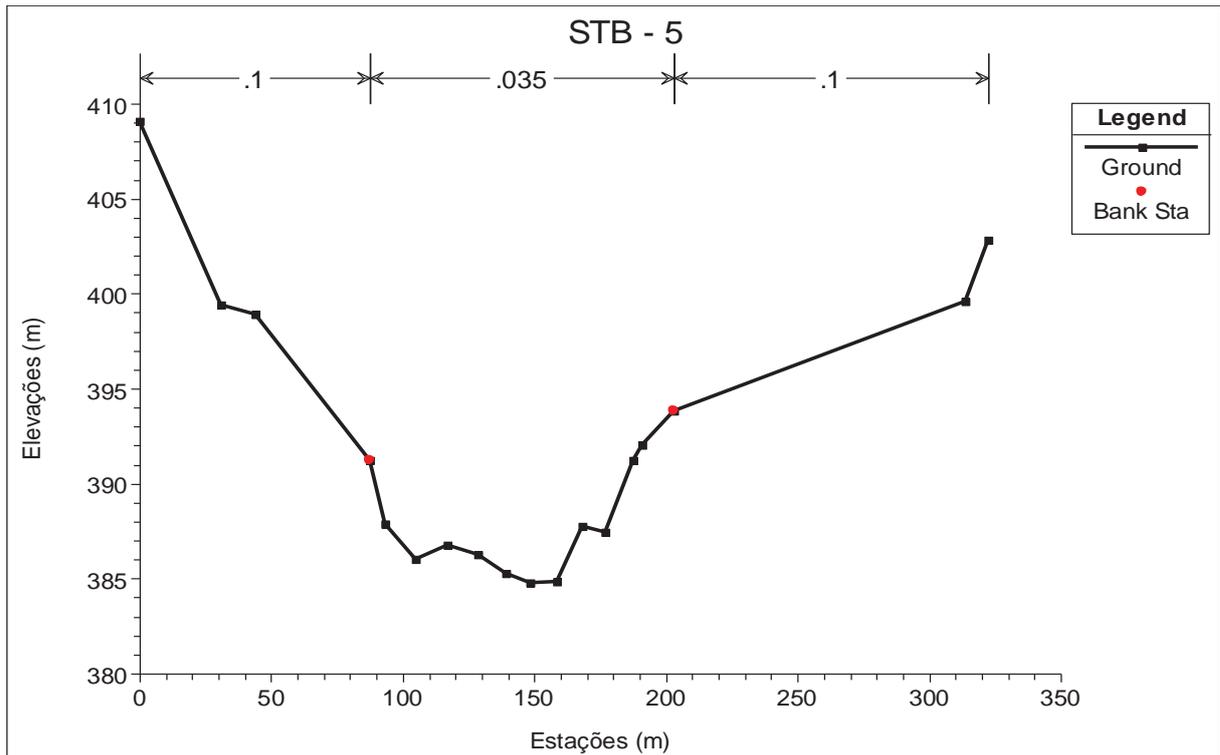


Figura 5.13 – Representação da seção topobatimétrica STB – 5

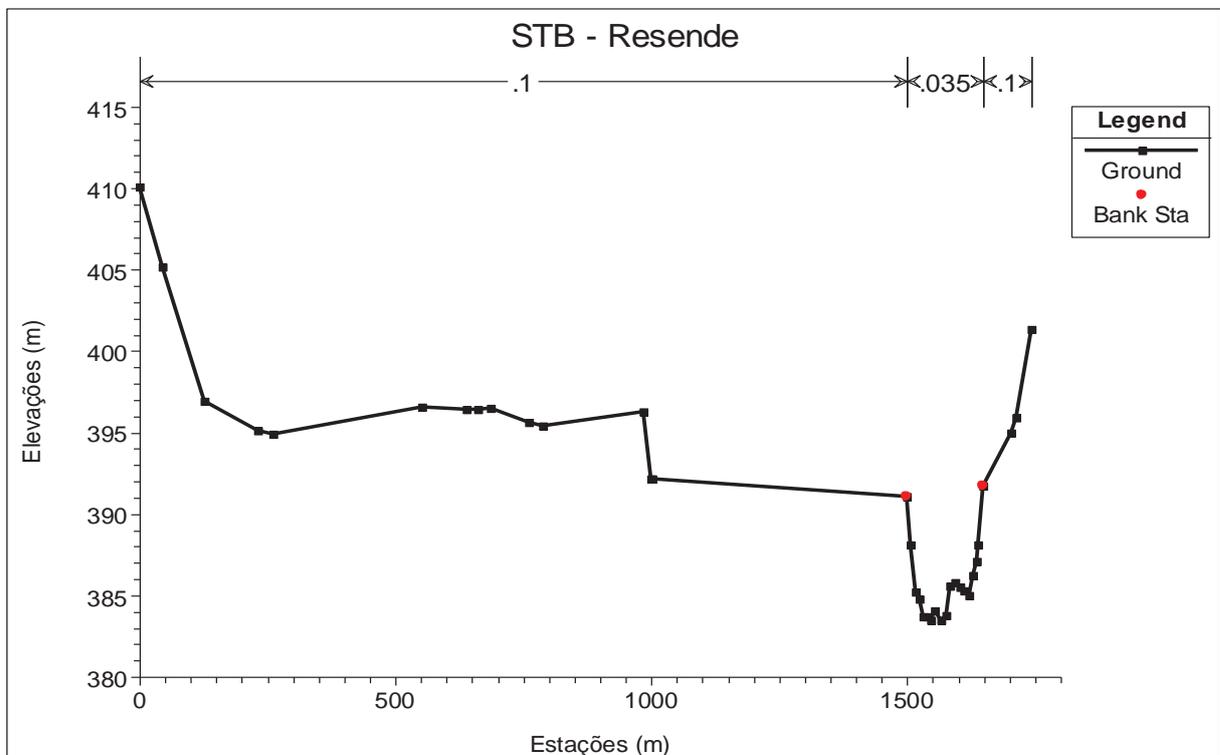


Figura 5.14 – Representação da seção topobatimétrica STB – RESENDE

5.2.3 Profundidades

As mesmas considerações quanto à frente de onda de choque feitas em relação à vazão podem ser feitas aqui para as profundidades, tendo em vista que a variação brusca das profundidades e vazões são características dessa região de choque, por causa da existência de acelerações verticais. Ocasionalmente assim grandes perdas de carga no início do trecho, contribuindo para o amortecimento registrado até a STB-8, e não surgindo o mesmo efeito nas seções a jusante desta, como pode-se observar na Figura 5.15.

É possível verificar, também, que as profundidades aumentam a partir da STB-14, em função do estreitamento do vale a jusante dessa seção, o que ainda serve como justificativa para a pequena variação das vazões nessa região, como discutido anteriormente.

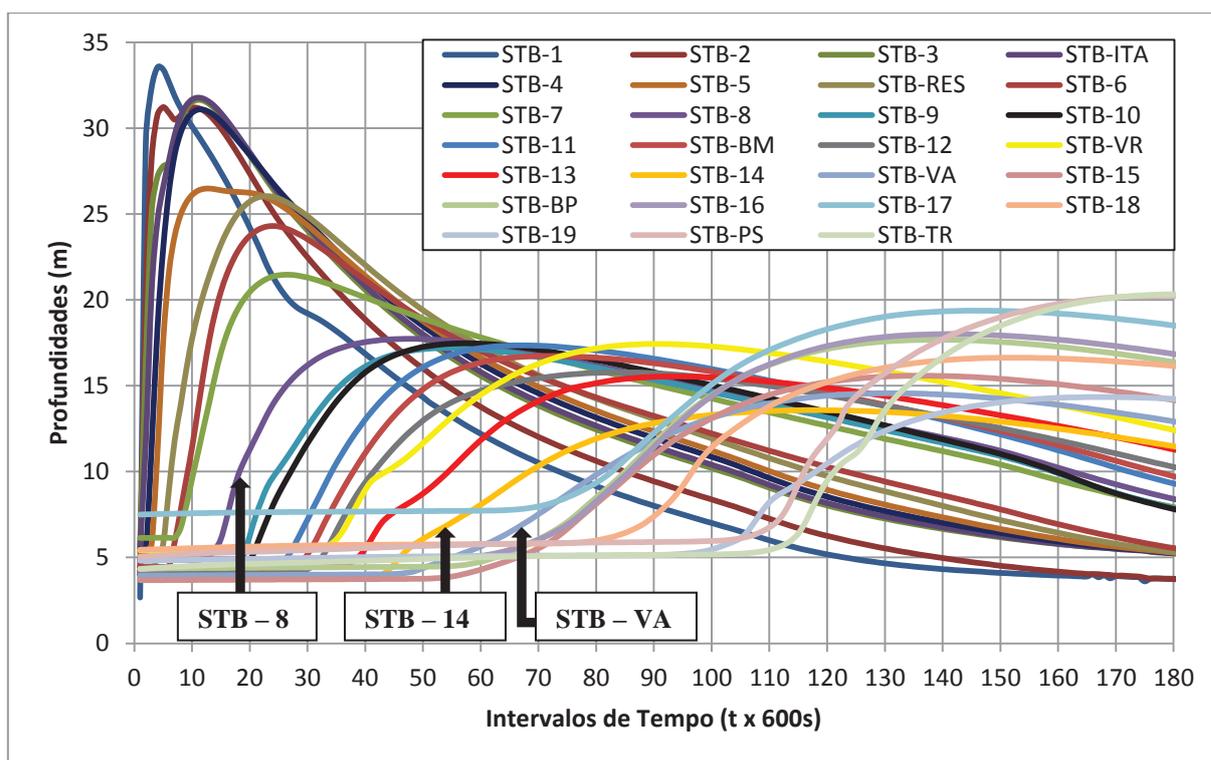


Figura 5.15 – Profundidades em cada seção topobatimétrica ao longo do tempo

5.3 Resultados Básicos do Modelo MODCEL

5.3.1 Vazões

A análise das vazões resultantes da aplicação do modelo MODCEL inicialmente foi dividida em dois trechos. Primeiro serão analisados os resultados obtidos para as células que compõem o reservatório. Depois será analisado o efeito da ruptura para jusante propriamente dita.

O gráfico apresentado na Figura 5.16 ilustra bem como foi feita a modelagem das células do reservatório, pois é possível observar que as vazões entre as células que se localizam desde a seção da barragem até a célula 3040 são bem mais significativas que as vazões trocadas entre as células que estão mais longe da seção da barragem. Esse fato é justificado, pois essas últimas têm mais características de rio do que as células próximas à barragem, tendo em vista que a área superficial das mesmas é bem menor, e seus coeficientes de Manning também são menores. Desta forma as vazões também são menores, como mostrado no detalhe da Figura 5.16.

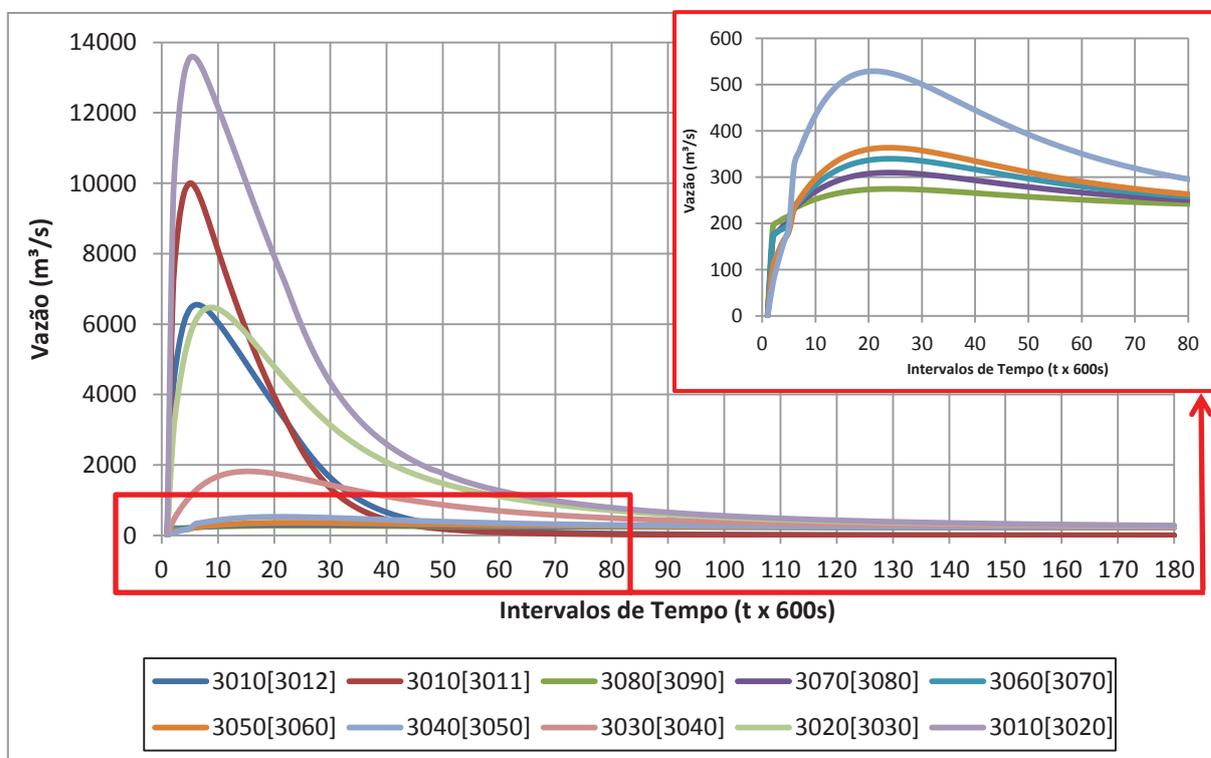


Figura 5.16 – Vazões entre as células do reservatório

Já as vazões apresentadas no gráfico da Figura 5.17 são referentes apenas à calha do rio (sem a consideração dos volumes escoados pelas planícies); desta forma pode-se notar que nos locais onde o vale é bem encaixado as vazões correspondentes são bem maiores, diminuindo à medida que são verificadas regiões com extensas planícies. Esse é o caso da vazão entre as células 10[1000], ou seja, vazão que sai da célula 1000 e entra na célula 10, referente a um local de vale bem definido; porém, ao chegar à cidade de Itatiaia, a vazão é bastante atenuada (vazão 20[10]), sendo reduzida ainda mais ao chegar às proximidades da cidade de Resende, onde a planície disponível é bem maior (vazões 30[20] e 40[30]). A vazão total, para cada trecho do vale, está computada na Figura 5.18, que soma a vazão da calha com às das planícies marginais associadas.

Observa-se nos gráficos presentes na Figura 5.19 e na Figura 5.20 que o fato acima relatado é comprovado, pois grande parte das vazões são transportadas pelas planícies e não pela calha do rio, casos, por exemplo, das planícies nas proximidades das cidades de Itatiaia – 13[11] e 21[13] – e Resende – 32[24] e 42[32].

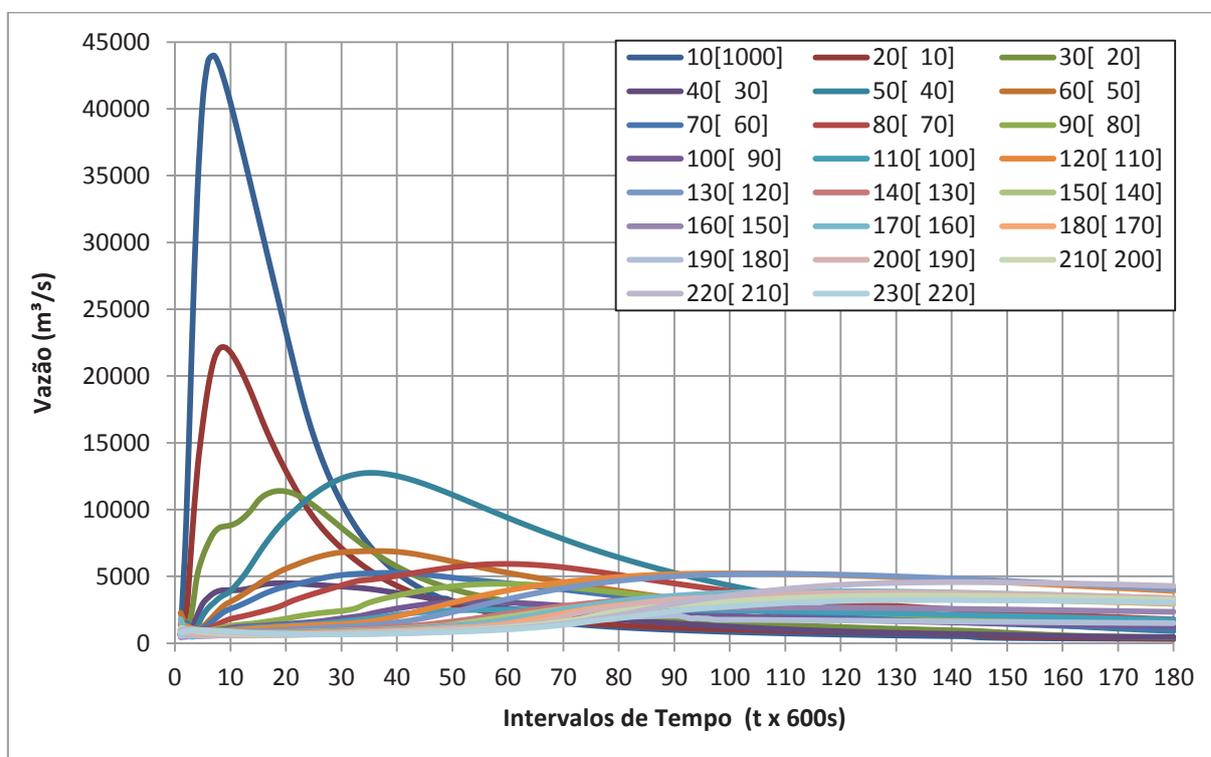


Figura 5.17 – Vazões entre as células ao longo da calha do rio

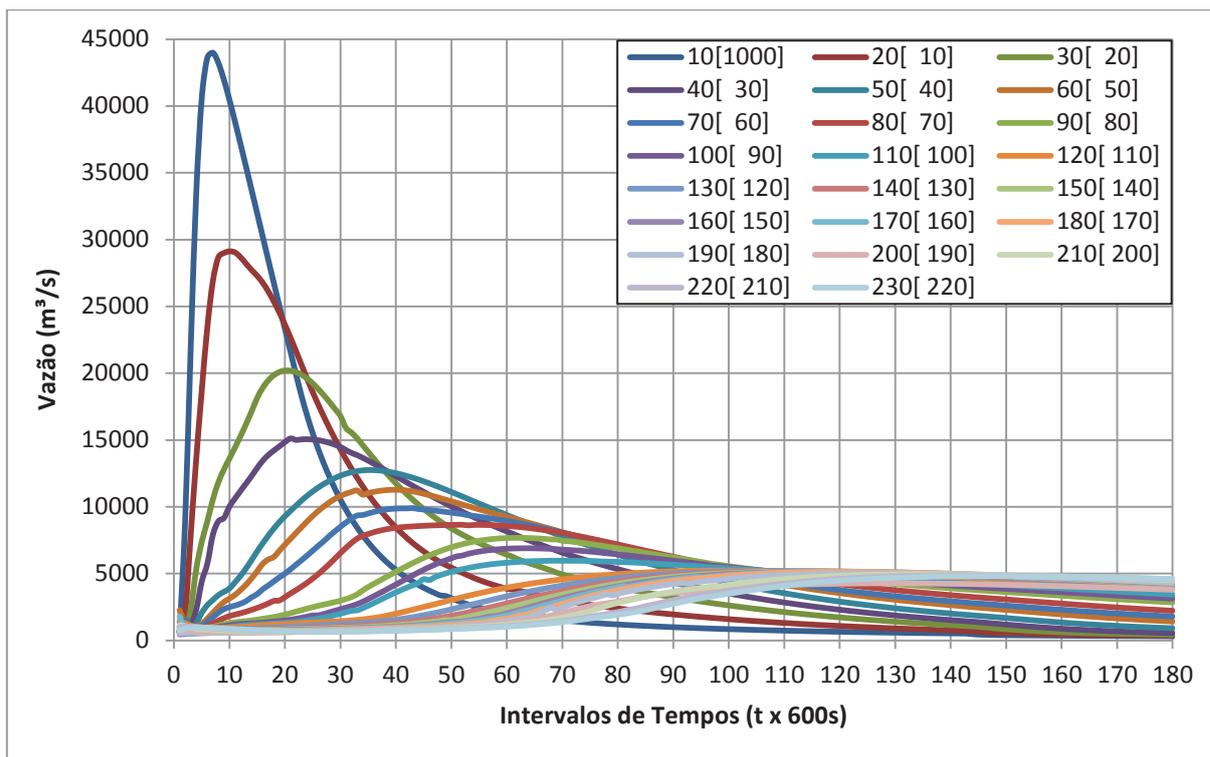


Figura 5.18 – Vazões totais ao longo do rio considerando a soma de vazões da calha e das planícies marginais

Outra observação importante refere-se ao que ocorre com a vazão 50[40], tendo em vista que a topografia local define uma configuração onde as células das planícies, associadas a essas células da calha principal do rio, não se comunicam entre si, devido a uma contração do vale (ver Figura 5.21). Assim, a única forma da vazão ser transmitida para jusante nessa região é através das células correspondentes à calha principal do rio, o que ocasiona um aumento da vazão 50[40] em relação à vazão 40[30] imediatamente a montante, e à vazão 60[50] imediatamente a jusante. Porém, ao se considerar em conjunto as planícies disponíveis associadas, o resultado obtido mostra a vazão sendo amortecida, com o pico decaindo de montante para jusante.

Constata-se também que em algumas locais as planícies da margem esquerda recebem um aporte maior de vazão que as planícies da margem direita e, em outros locais, a situação se inverte. Esse é o caso da vazão entre as células de planícies 13 e 21, por exemplo, que por terem áreas bem maiores que as registradas nas células de planícies 12 e 22, apresentam vazões bem maiores.

Da mesma forma, comparando-se as vazões entre as células da planície direita 32[24] e 42[32], vê-se que essas são bem maiores que suas correspondentes da margem esquerda, 31[21] e 41[31], tendo em vista que a área das primeiras são maiores também.

Analisando, porém, as vazões totais, como já adiantado, ou seja, as vazões que correspondem à soma das vazões na calha do rio com as vazões nas planícies, como mostrado na Figura 5.18, vê-se que a redução com a distância da barragem é bem significativa, ocorrendo realmente essa diminuição à medida que se afasta da seção da barragem, como seria de se esperar.

Diante das informações anteriormente apresentadas, pode-se observar que a maior variação ocorre entre o trecho das células de rio 1000 e 40, onde o amortecimento é bastante brusco, comprovando mais uma vez que a representação das características dessas regiões é muito importante no processo em estudo. Consta-se que, apesar da existência de planícies significativas a jusante da célula 40, as variações das vazões não são semelhantes ao trecho anterior a essa célula. Assim, conclui-se que essa primeira planície é fundamental para a atenuação da região de choque da onda.

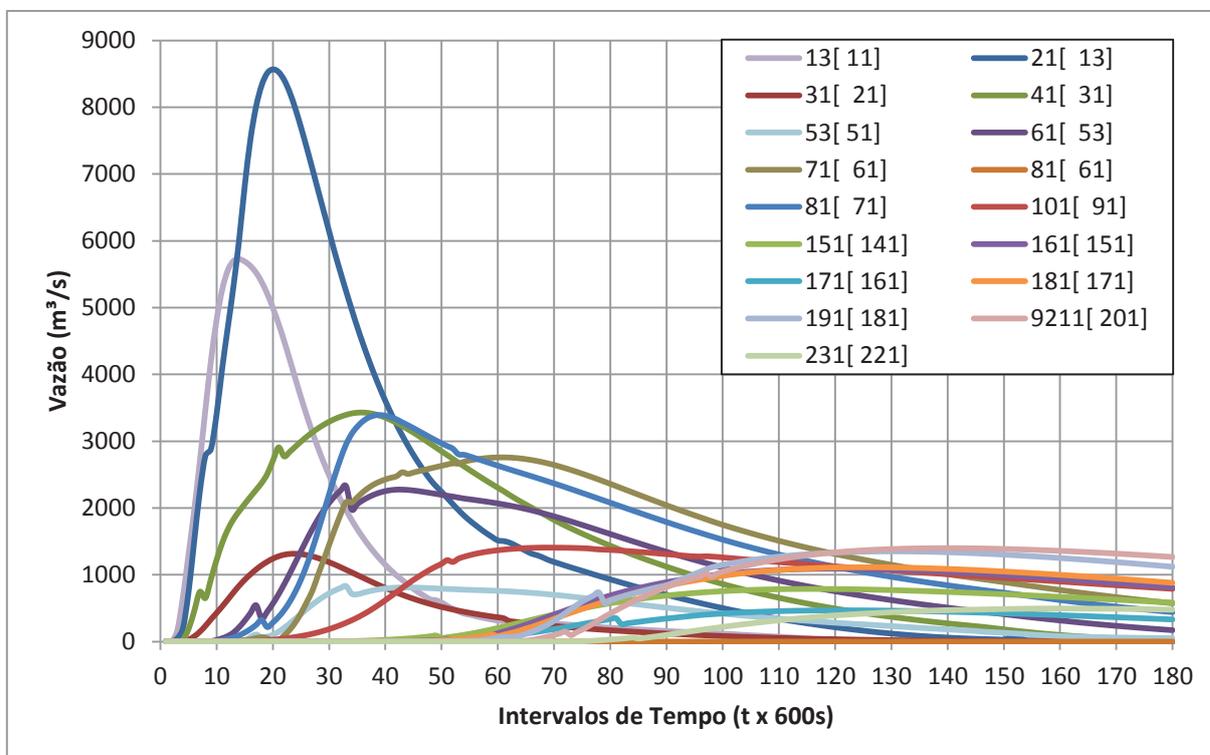


Figura 5.19 – Vazões entre as células das planícies ao longo da margem esquerda

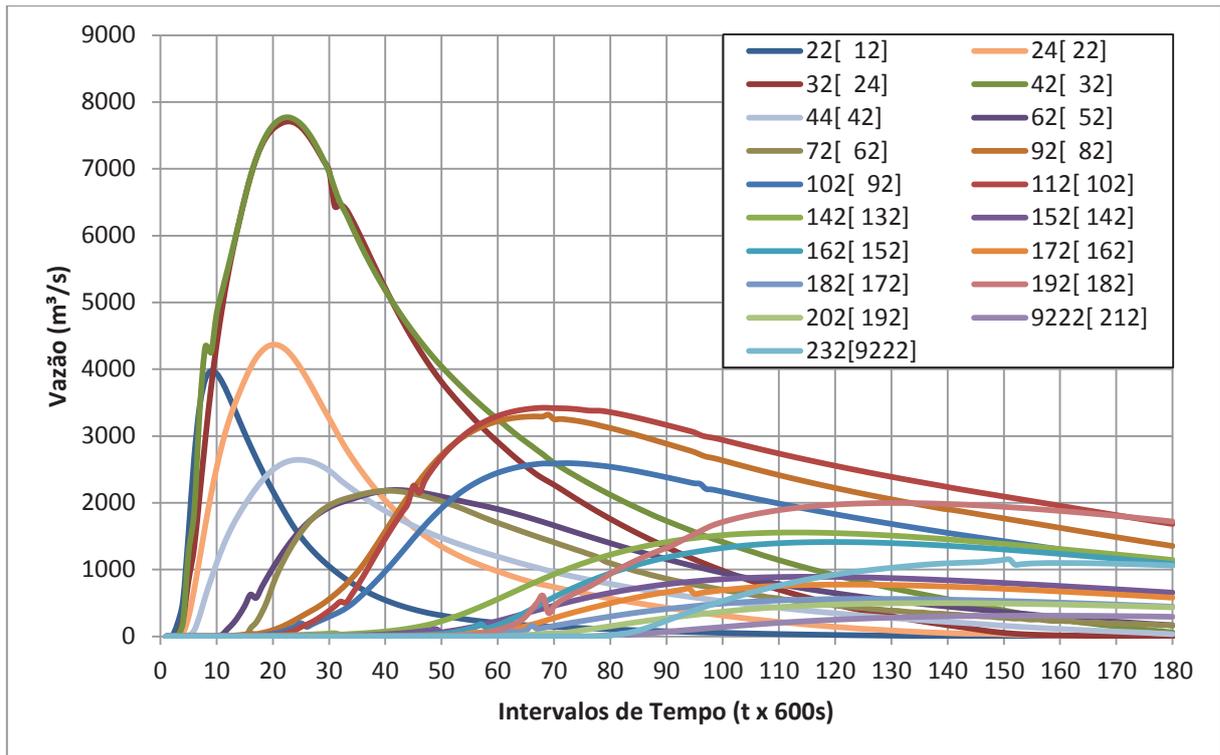


Figura 5.20 – Vazões entre as células das planícies ao longo da margem direita

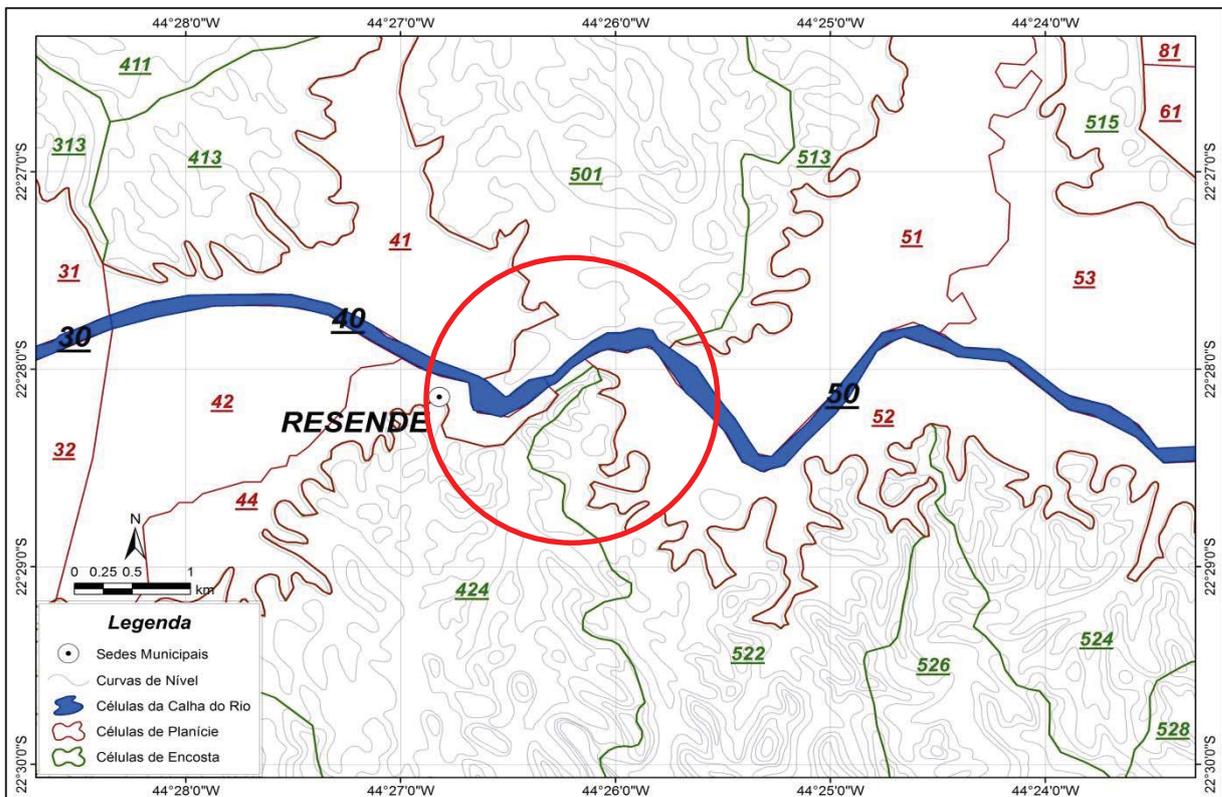


Figura 5.21 – Detalhe da região sem comunicação entre as planícies

5.3.2 Velocidades

Da mesma forma que para as vazões, a análise dos resultados de velocidades, foi dividida em dois trechos, um equivalente às células do reservatório, e o segundo para as células representantes do vale a jusante da barragem.

No gráfico apresentado na Figura 5.22 são mostrados os resultados obtidos para as células que representam o reservatório. Percebe-se que nas células mais próximas da barragem as velocidades, assim como as variações da mesma, são maiores do que para as células mais afastadas.

Para as células representantes da calha do rio, as velocidades mostradas na Figura 5.23 apresentam uma grande variação no trecho inicial a jusante da barragem, pois as velocidades entre as células 10[1000] e 20[10] possuem picos de 9 m/s e 9,2 m/s, respectivamente. Já as velocidades entre as células 30[20] são menores, chegando a valores de 5 m/s, fato que pode ser justificado pela presença das planícies nesse trecho, e a localização deste na região de choque.

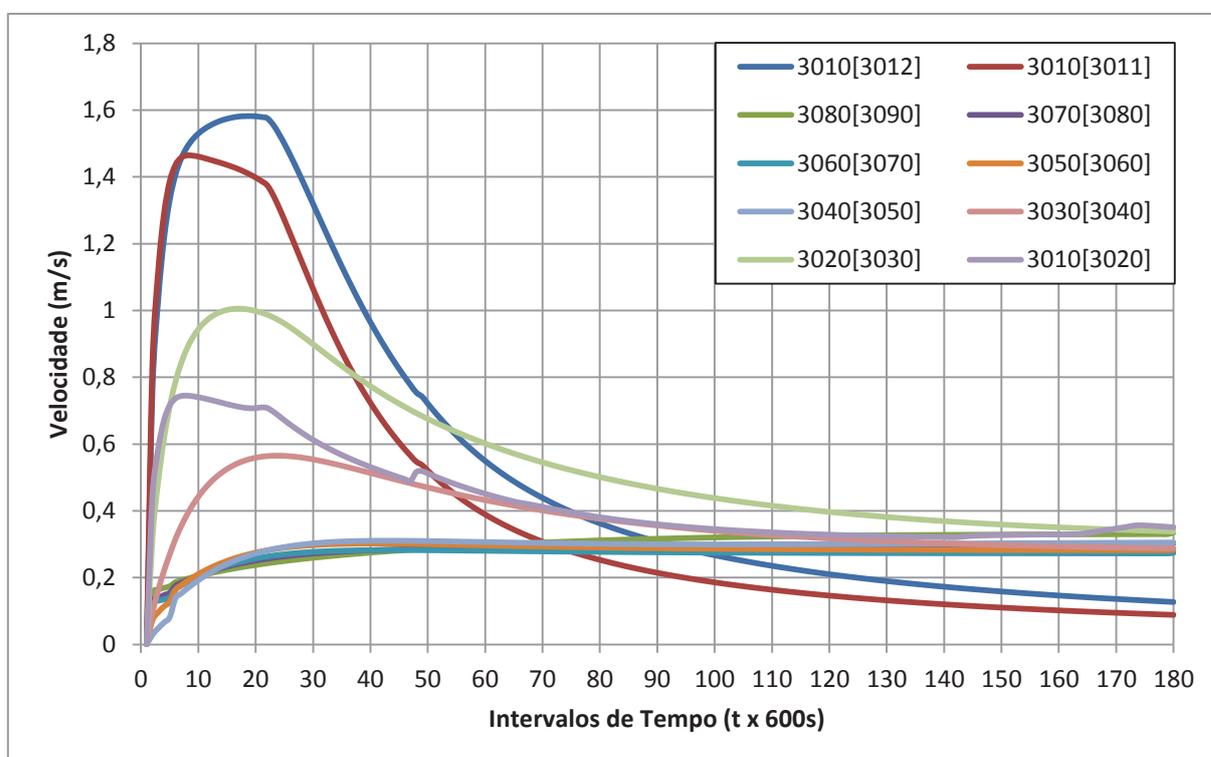


Figura 5.22 – Velocidades entre as células do reservatório

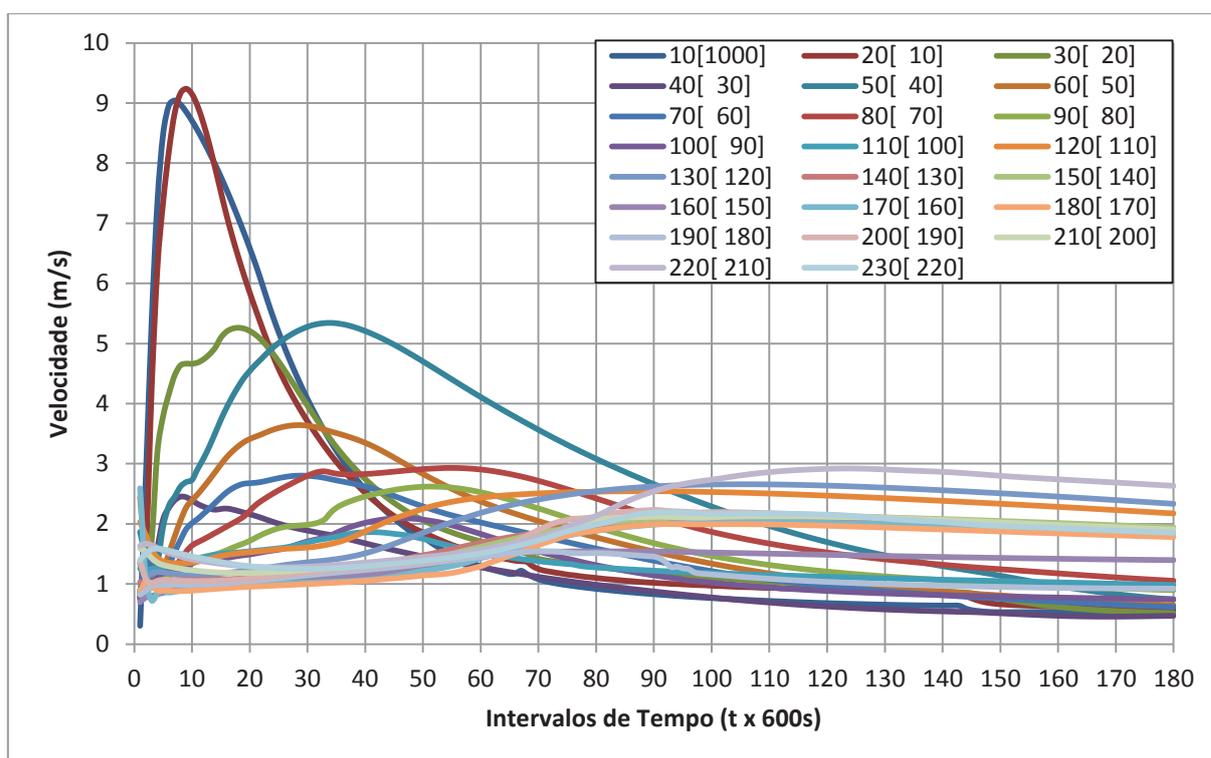


Figura 5.23 – Velocidades entre as células ao longo da calha do rio

Constata-se, também, que as velocidades entre as células 50[40] aumentam consideravelmente em relação às velocidades entre as células de sua vizinhança, chegando a valores de 5,3 m/s. Porém esse aumento nas velocidades também pode ser atribuído ao estreitamento do vale nesse trecho, como já foi destacado e comprovado por meio da observação da Figura 5.21.

Para as células representantes das planícies marginais, têm-se os resultados de velocidades apresentados na Figura 5.24 e na Figura 5.25, cujos gráficos permitem perceber que existem muitas variações, constatadas de um intervalo de tempo para o outro.

Como apresentado por Cunge (1975), na concepção original da modelagem de células, e anteriormente mencionado no presente trabalho, uma das hipóteses assumidas no modelo MODCEL é que o volume armazenado em cada célula está diretamente relacionado à cota do nível de água nessa célula, para o mesmo intervalo de tempo. Da mesma forma, também se considera que a área da superfície de água em uma célula está ligada à cota do nível de água na mesma, em cada intervalo de tempo.

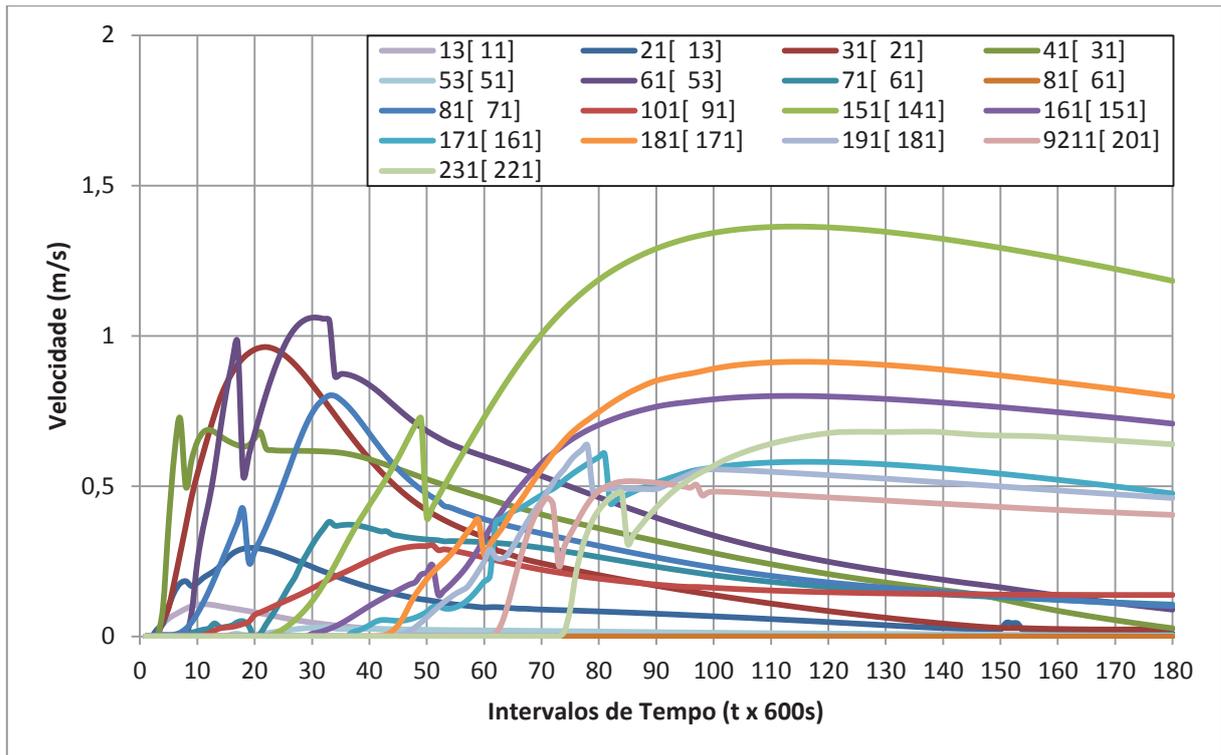


Figura 5.24 – Velocidades entre as células das planícies ao longo da margem esquerda

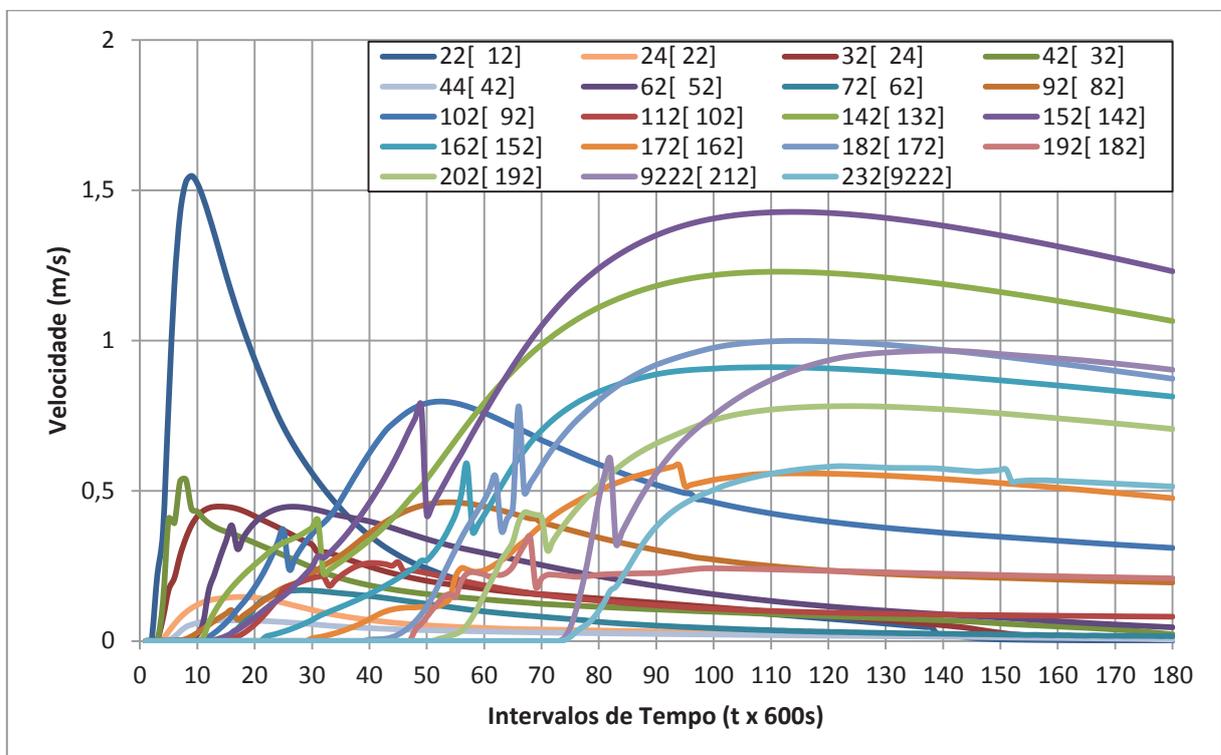


Figura 5.25 – Velocidades entre as células das planícies ao longo da margem direita

Sendo assim, o modelo assume que uma pequena variação do intervalo de tempo corresponda a uma pequena variação da cota do nível de água na célula, o que permite supor que a área superficial referente a esta cota não varia significativamente, conforme pode ser visto na Figura 5.26. Isso equivale a uma aproximação de primeira ordem, que matematicamente pode ser expressa por: $\Delta A_{si}/A_{si} \ll 1$, onde A_{si} é a área superficial referente à cota do nível de água da célula i .

Desta aproximação, pode-se determinar o volume armazenado durante a variação do intervalo de tempo como sendo: $V_i = A_{si} * \Delta z_i$, sendo Δz_i a variação da cota ocorrida durante a variação do intervalo de tempo.

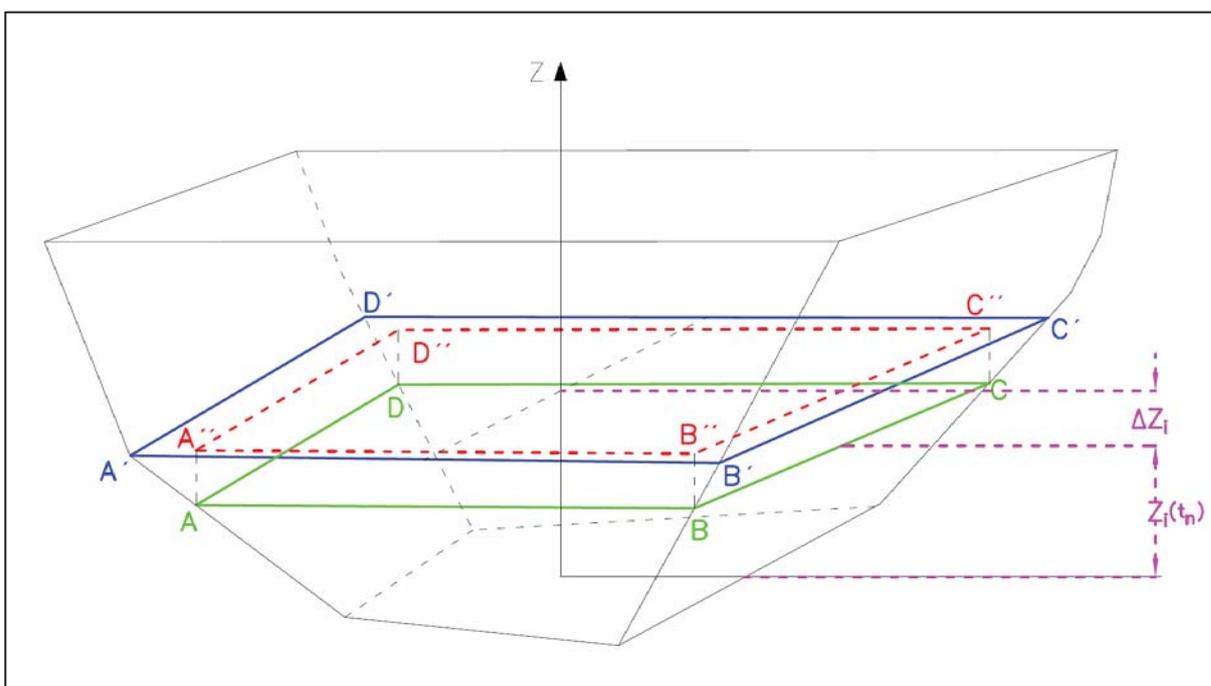


Figura 5.26 – Esquema da aproximação de primeira ordem, adaptado de Cunge (1975)

Além disso, no processo de modelagem utilizado no presente trabalho, as células de planície foram simuladas considerando que seu fundo é inclinado, ou seja, a cota de fundo da célula representa a cota na ligação entre essa célula de planície e a margem do rio; e a partir daí a superfície do fundo aumenta de cota até encontrar a célula de encosta adjacente, conforme pode ser visto na Figura 5.27.

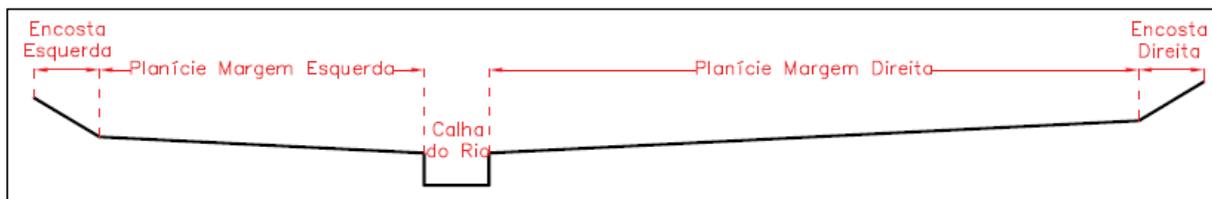


Figura 5.27 – Corte transversal representando o fundo das células modeladas

Portanto, devido à magnitude do evento de ruptura, à hipótese de pequenas variações na área superficial das células, e ao fato das mesmas possuírem fundos inclinados, grandes variações na cota de nível de água são verificadas de um intervalo de tempo para o outro. Com isso, as variações abruptas nas velocidades, observadas nos gráficos anteriores, são decorrentes das grandes variações na área da superfície de água das células, pois a aproximação de primeira ordem não se verifica nesse caso.

5.3.3 Profundidades

Como já mencionado anteriormente, as células do reservatório da barragem apresentam comportamentos diferentes, tendo em vista que as áreas superficiais das mesmas têm ordens de grandezas diferentes. Além disso, as células mais próximas da seção da barragem têm profundidades maiores e, conseqüentemente, maiores variações dessa grandeza do que as células mais afastadas. Isso pode ser constatado pela análise do gráfico da Figura 5.28, visto que as células 3010, 3011, 3012, 3020 e 3030 apresentam grandes variações de profundidades, bem maiores do que as demais células do reservatório.

Para as células da calha do rio (ver Figura 5.29), tem-se um comportamento mais uma vez dentro do esperado, tendo em vista que as profundidades diminuem à medida que a onda se afasta da barragem. Porém, em locais onde a topografia reduz as planícies, fazendo com que o vale seja bem definido, as profundidades são elevadas, como é o caso, por exemplo, da célula 120, que apresenta profundidade maior do que a célula 110 anterior e a célula 130 posterior.

Quanto às células referentes às planícies, observa-se que a principal, e mais notável, variação ocorre nas margens da célula 10, ou seja, nas células 11 e 13 na margem esquerda e na célula 12 na margem direita. Como pode-se notar no gráfico da Figura 5.30, a célula 11 tem profundidade máxima de 13,9 metros e a célula 13 tem profundidade máxima de 12,8 metros; já para a célula 12 o gráfico da Figura 5.31 apresenta o valor máximo de 21,9 metros. Tal discrepância não é tão absurda quando são consideradas as suas áreas, de 2,5 km² e 5,7 km², para as células, respectivamente, 11 e 13, da margem esquerda, e de apenas 0,8 km² para a célula 12 da margem direita. Desta forma já era esperada uma variação grande quanto às profundidades para essas células, pois devido à localização das mesmas, um grande volume de água é escoado por elas, logo a variação das profundidades é correspondente à diferença das áreas dessas células.

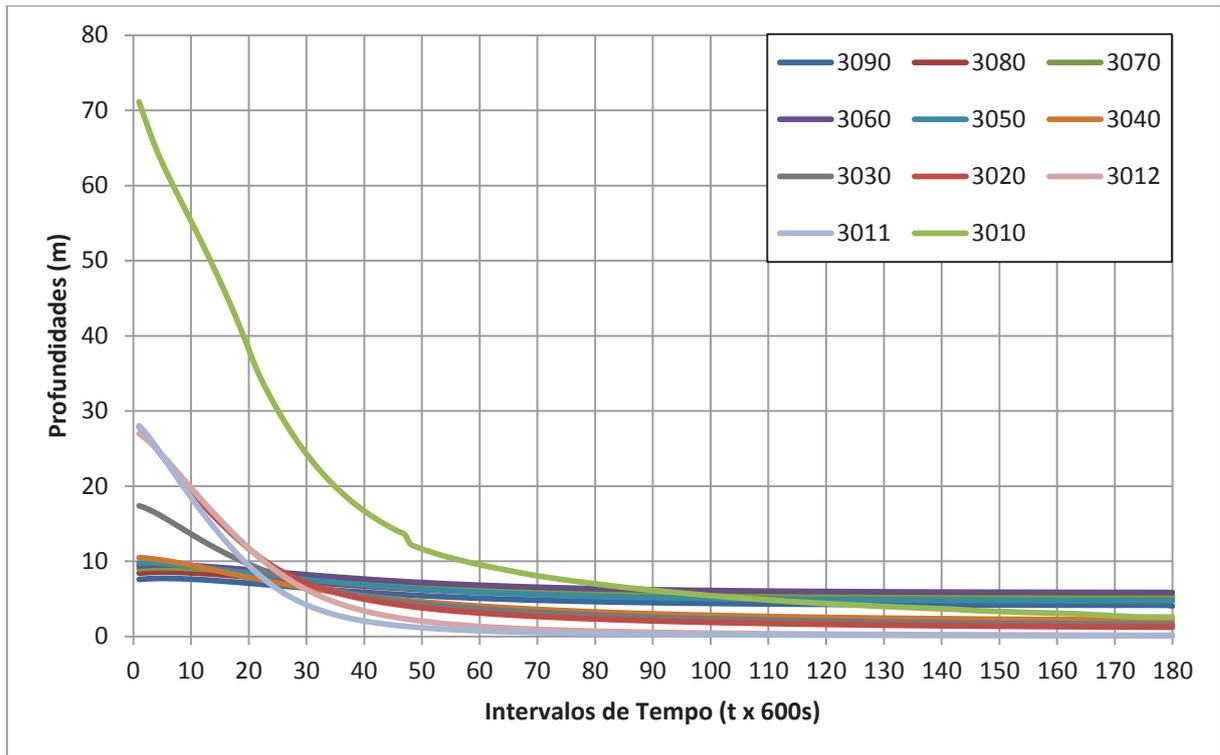


Figura 5.28 – Profundidades nas células do reservatório

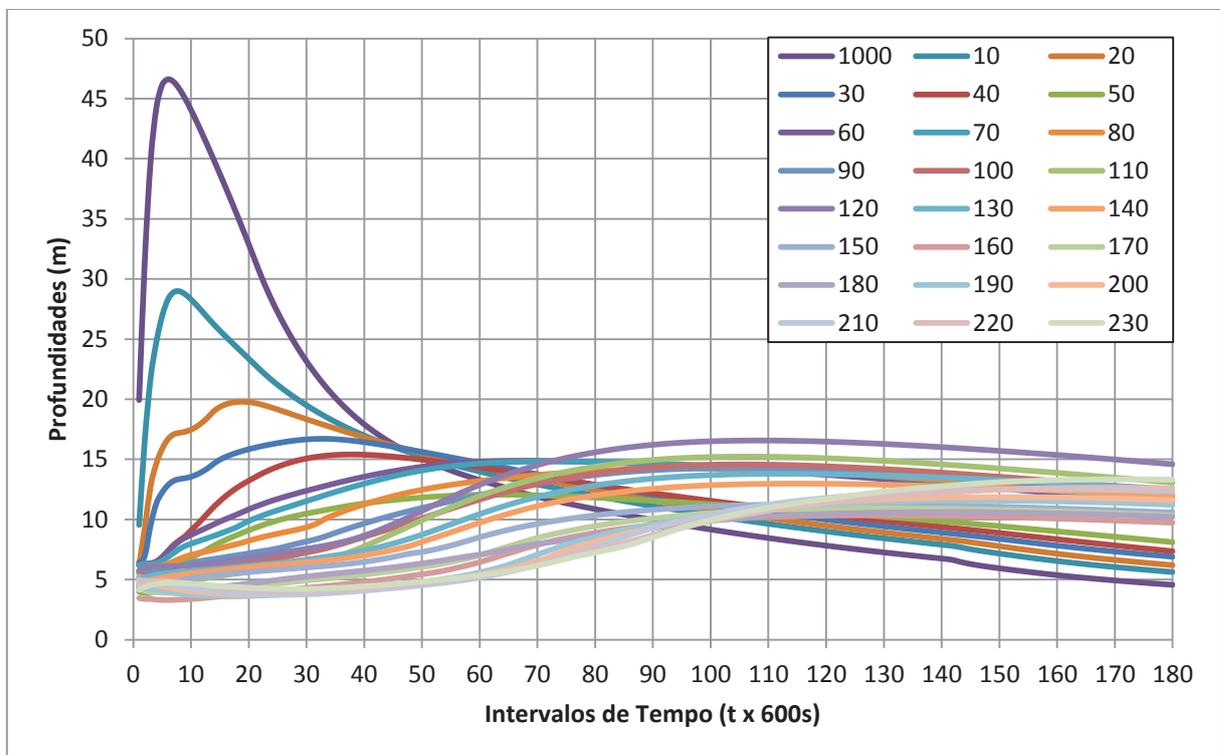


Figura 5.29 – Profundidades nas células ao longo do rio

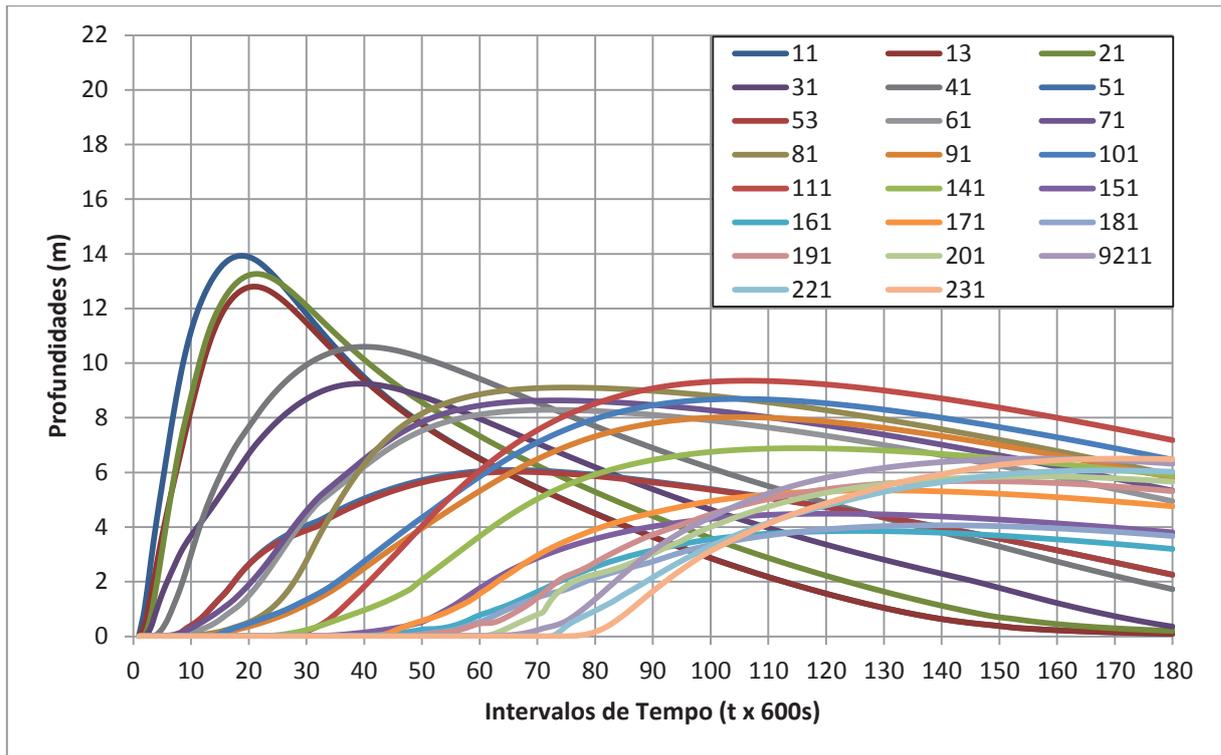


Figura 5.30 – Profundidades nas células das planícies ao longo da margem esquerda

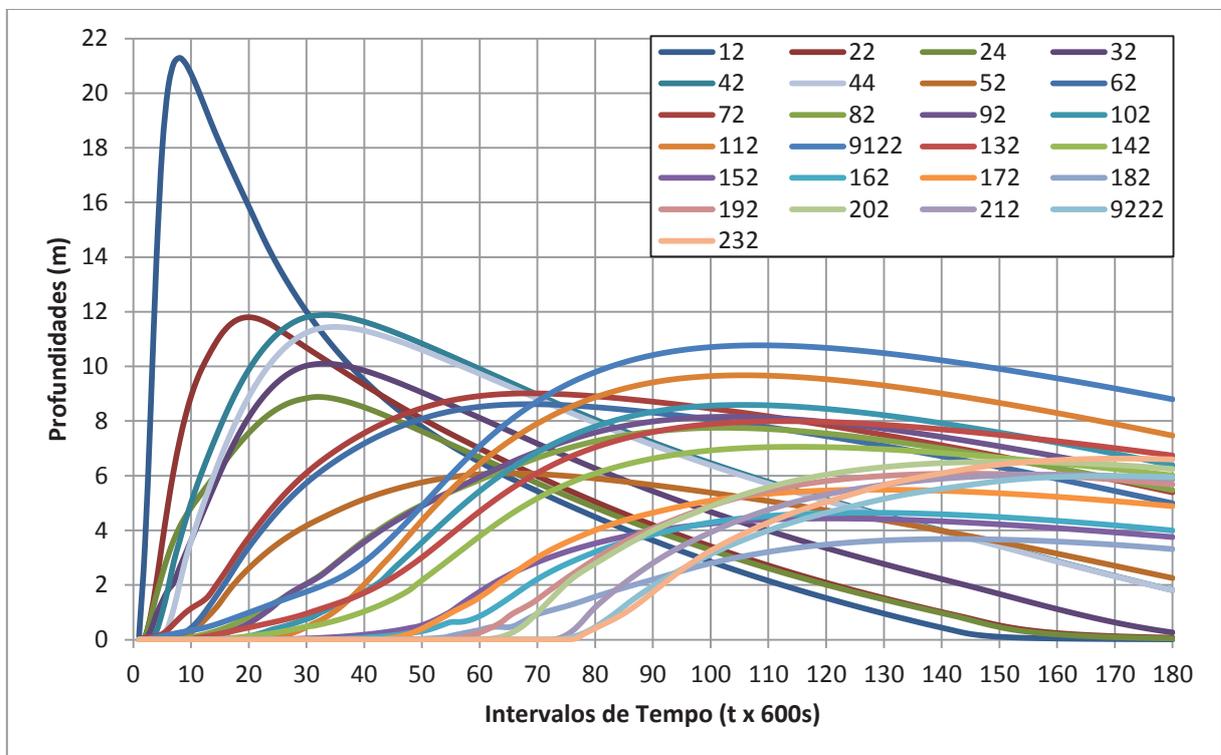


Figura 5.31 – Profundidades nas células das planícies ao longo da margem direita

As constatações apresentadas acima podem ser compreendidas melhor por meio da observação do detalhe das células representantes da cidade de Itatiaia (células 10, 11, 12 e 13), mostrado na Figura 5.32. Nela é possível notar que a topografia local conduz a uma representação das células das planícies marginais com áreas muito diferentes, ou seja, as duas células da margem esquerda (célula 11 e célula 13) têm áreas muito maiores do que a célula da margem direita (célula 12), observação essa já realizada anteriormente.

Assim, como essa região recebe uma grande quantidade de água, destaca-se que na célula 10, de calha e que está conectada a essas planícies, a profundidade máxima é de 29 metros. Desta forma a célula 12, com pequena capacidade de amortecimento, acompanha a célula da calha, ou seja, apresenta uma profundidade da mesma ordem de grandeza, enquanto as células 11 e 13 permitem um rebaixamento da onda, que se espalha radialmente a partir da calha.

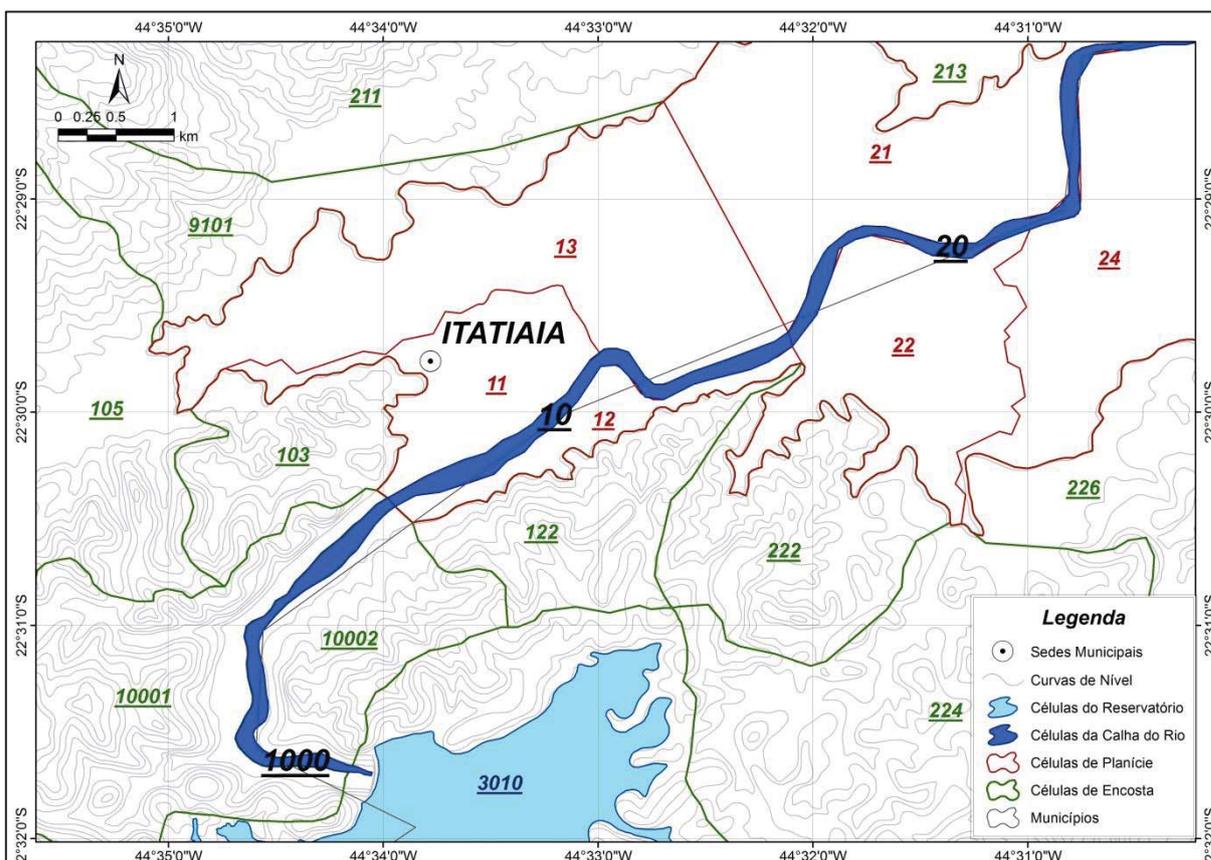


Figura 5.32 – Detalhe das células referentes ao município de Itatiaia

A Figura 5.33 apresenta os valores máximos das profundidades em cada uma das células da calha do rio e das planícies nas margens esquerda e direita. Percebe-se que o comportamento, nos três casos, é muito semelhante; porém, em alguns locais, as planícies da margem esquerda apresentam uma profundidade maior do que as planícies das margens da direita (o inverso também acontece em outros locais); isso deve-se ao fato das áreas referentes a essas planícies serem muito diferentes.

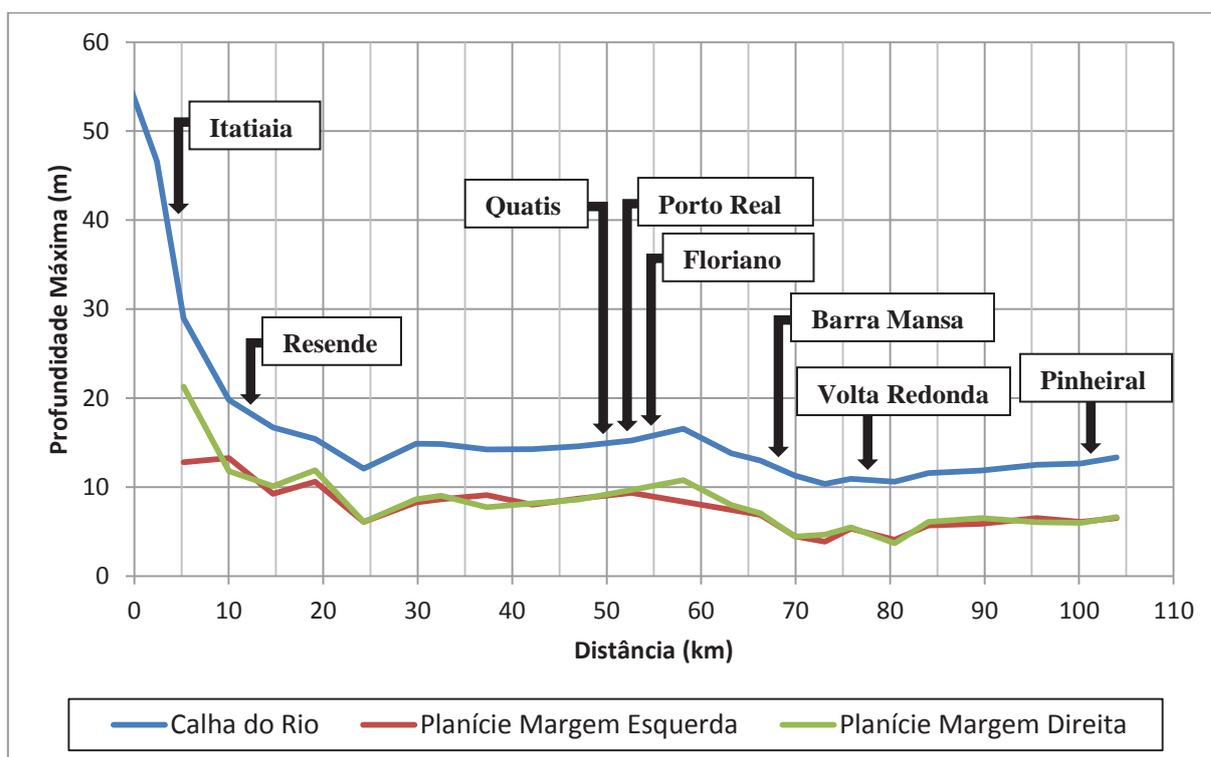


Figura 5.33 – Profundidades máximas ao longo da distância da barragem

As demais variações nos comportamentos dos gráficos apresentados podem ser atribuídas às mesmas causas acima discutidas.

5.4 Comparação entre os Modelos

5.4.1 Vazões Máximas

As vazões máximas apresentadas na Figura 5.34 representam as vazões totais, o que corresponde à soma da vazão escoada pela calha principal do rio e das vazões que escoam pelas margens. Logo, é nítida a diferença que a representação das planícies no processo da ruptura causa nas vazões.

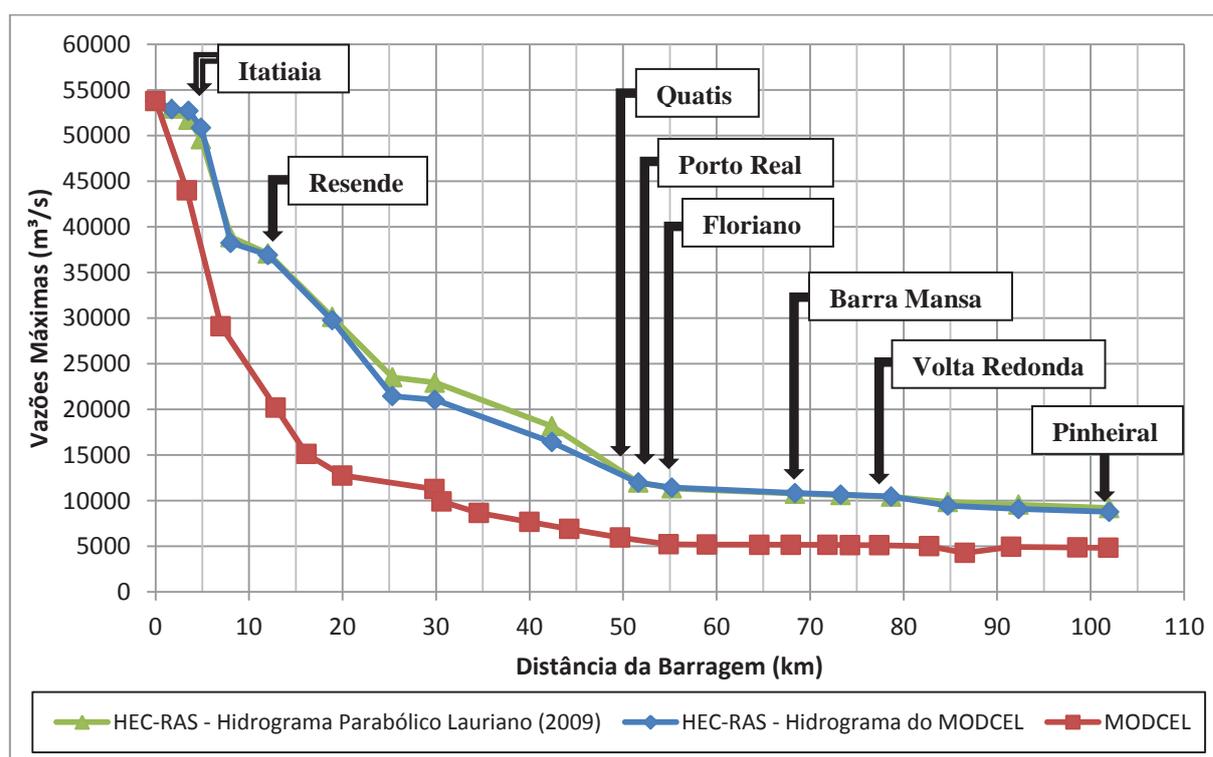


Figura 5.34 – Vazões máximas atingidas pelos modelos ao longo do rio

Apesar das diferenças, bastante significativas, mostradas na Figura 5.34, vê-se que os comportamentos dos dois modelos são semelhantes quanto à forma. Porém, é possível notar que a atenuação das vazões é muito maior para o modelo MODCEL e esse amortecimento ocorre em uma região menor (até os 30 km), que a região observada pelos resultados do modelo HEC-RAS (até os 50 km).

Quanto aos resultados calculados pelo modelo HEC-RAS para os dois tipos de hidrogramas de ruptura simulados, constata-se que as vazões máximas não apresentam grandes modificações, com exceção dos valores entre 20 e 50 quilômetros, porém essas diferenças são remanescentes do ajuste realizado.

5.4.2 Velocidades Máximas

Analisando-se os resultados apresentados na Figura 5.35 para o comparativo das velocidades calculadas pelos dois modelos, é possível perceber que mais uma vez os valores calculados pelo modelo MODCEL são sempre menores que os calculados pelo modelo HEC-RAS, o que confirma as observações anteriormente discutidas, tendo em vista que o transbordamento para as planícies das margens faz com que os escoamentos sobre essa região sofram uma resistência maior, o que gera uma diminuição das vazões nas células da calha do rio e consequentemente reduz as velocidades resultantes.

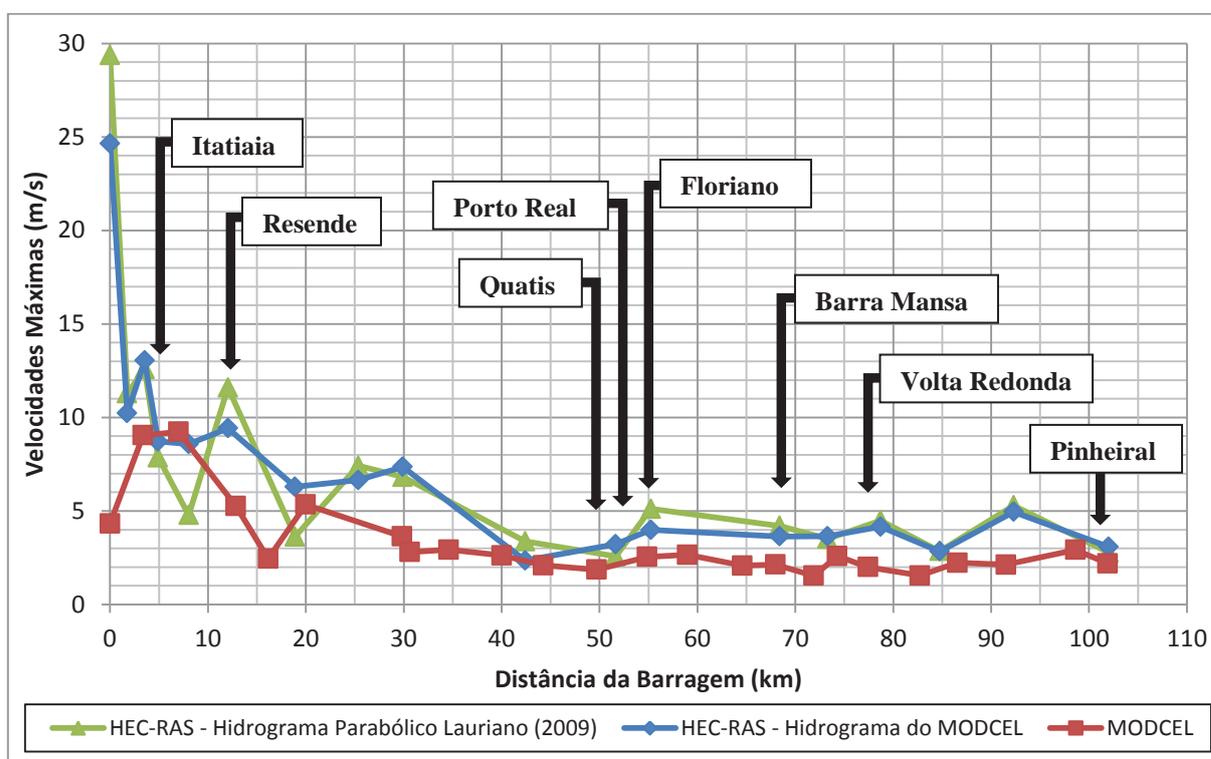


Figura 5.35 – Velocidades máximas atingidas pelos modelos ao longo do rio

Observando novamente os resultados calculados pelo modelo HEC-RAS, para os dois tipos de hidrogramas de ruptura simulados, percebe-se que as velocidades máximas apresentam diferenças muito mais significativas do que as correspondentes vazões e cotas. Porém, mais uma vez, essas variações podem ser atribuídas ao ajuste, tendo em vista que as velocidades apresentaram um maior erro médio no ajuste que as demais grandezas analisadas.

5.4.3 Cotas Máximas

No tocante às cotas máximas atingidas ao longo da calha do rio Paraíba do Sul, verifica-se que os valores calculados pelo modelo MODCEL são sempre menores do que os valores calculados pelo modelo HEC-RAS, com exceção do primeiro valor, que corresponde à cota na primeira célula imediatamente a jusante da barragem, a qual representa uma região com um vale bastante encaixado, sem planícies marginais, onde não há espaço para um amortecimento mais efetivo.

Tendo em vista a possibilidade de representação das planícies pelo modelo MODCEL, boa parte da água proveniente do processo da ruptura se encontra nessas planícies; desta forma, as cotas máximas nas células da calha do rio, apresentadas na Figura 5.36, estão coerentes com os resultados esperados, ou seja, as cotas calculadas pelo modelo MODCEL são menores que as cotas calculadas pelo modelo HEC-RAS nas regiões que apresentam amplas margens planas, como se pode observar a partir da cidade de Itatiaia, onde começam essas regiões de vastas planícies.

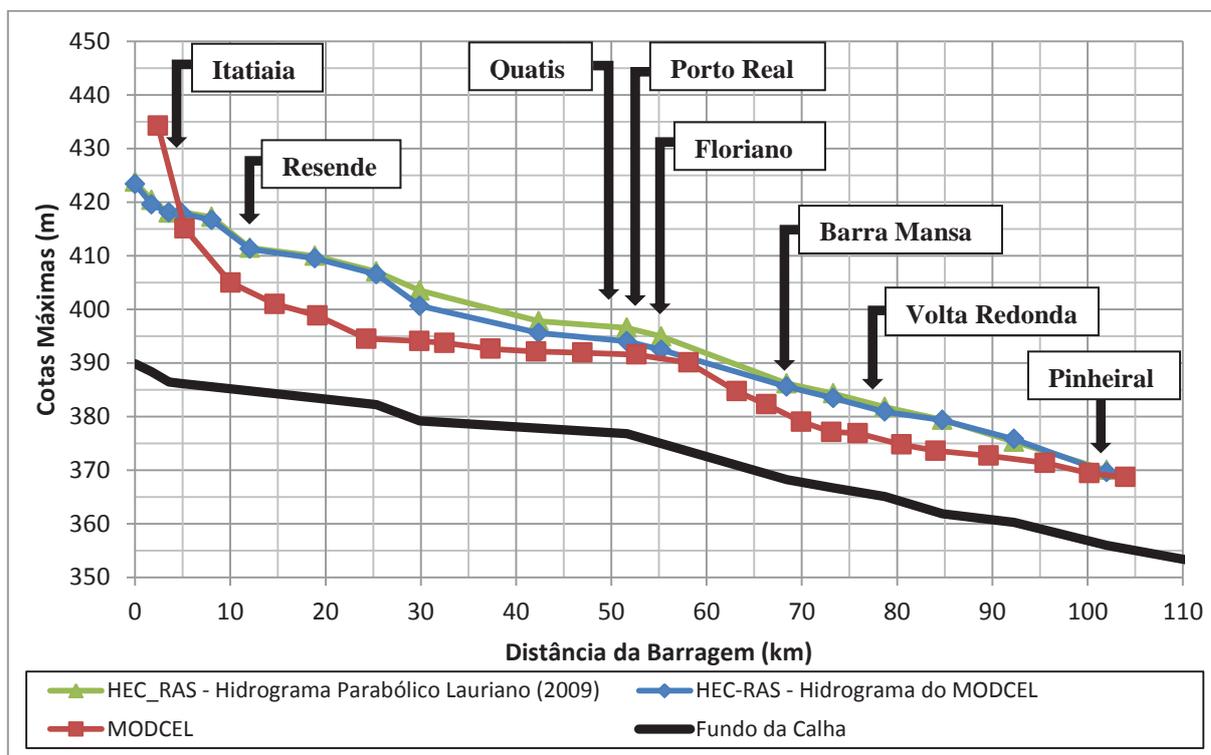


Figura 5.36 – Cotas máximas atingidas pelos modelos ao longo do rio

Já para os resultados calculados pelo modelo HEC-RAS, com os dois tipos de hidrogramas de ruptura simulados, percebe-se que os resultados quanto às cotas máximas não apresentam grandes modificações.

5.4.4 Tempo de Chegada dos Valores Máximos

Na Tabela 5.1 são apresentados os valores referentes aos tempos de pico para a vazão e a cota do nível de água, utilizados no comparativo, em cada uma das cidades presentes ao longo do trecho do estudo de ruptura aqui realizado.

De um modo geral, analisando-se o panorama apresentado na Tabela 5.1, constata-se que os tempos correspondentes aos valores máximos calculados pelo modelo MODCEL são, de certa forma, quase sempre maiores que os calculados pelo modelo HEC-RAS, para o hidrograma gerado pelo modelo MODCEL. Isso é coerente com a maior capacidade de amortecimento representada no modelo MODCEL.

Logo, esse fato tende a confirmar tudo que foi anteriormente exposto, pois o amortecimento causado pelas planícies geram vazões, velocidades e cotas menores, o que conseqüentemente leva a um aumento nos tempos referentes ao pico dessas grandezas.

Tabela 5.1 – Tempos de chegada dos valores máximos

Cidade	Distância da Barragem (km)	MODCEL - Tempo (h)		HEC-RAS - Tempo (h)	
		Q Máx.	Z Máx.	Q Máx.	Z Máx.
Itatiaia	4,9	1,2	1,1	0,8	1,8
Resende	12,4	3,3	4,2	1,8	2,0
Quatis	50,3	11,5	17,5	6,4	8,0
Porto Real	52,5	15,8	17,7	7,4	8,8
Floriano	55,5	16,9	18,0	8,4	9,4
Barra Mansa	69,2	19,0	20,2	10,8	11,8
Volta Redonda	77,9	20,2	22,0	12,9	14,8
Pinheiral	101,5	25,2	28,0	16,2	19,2

Com as informações presentes na tabela apresentada acima, construiu-se o gráfico mostrado na Figura 5.37, no qual são representadas as diferenças absolutas entre os tempos calculados pelos modelos MODCEL e o HEC-RAS.

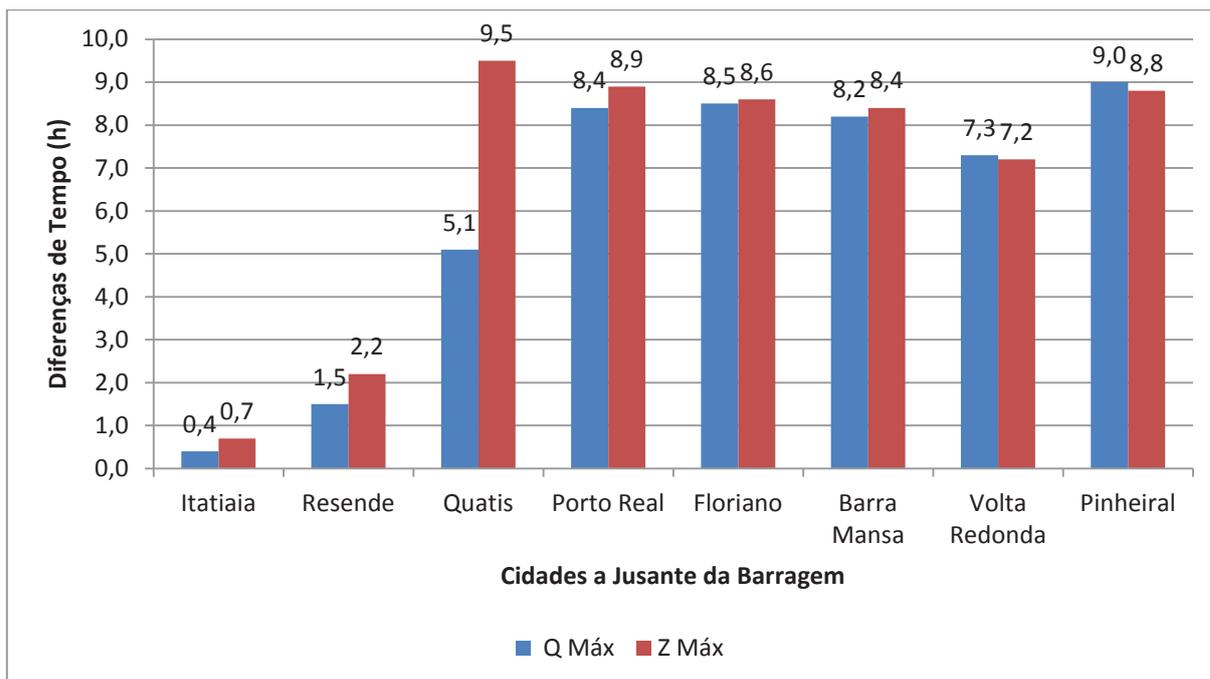


Figura 5.37 – Diferenças entre os tempos calculados pelos modelos MODCEL e HEC-RAS

Da análise da Figura 5.37, percebe-se que entre as cidades de Itatiaia e Porto Real, as diferenças entre os tempos dos modelos MODCEL e HEC-RAS só aumentam, pois, como já mencionado, esse trecho apresenta extensas planícies. Desta forma, como o modelo MODCEL permite a representação dessas áreas de maneira mais próxima da realidade física, as atenuações provocadas retardam os picos, o que justifica as grandes diferenças inicialmente desenvolvidas durante a passagem da onda nesse trecho do vale.

Observa-se que entre as cidades de Floriano e Barra Mansa as variações nas diferenças de tempo são muito pequenas se comparadas com as apresentadas no trecho anterior. Esse fato mostra que para locais onde o vale é bastante encaixado e íngreme (como é o caso desse trecho), os picos não são retardados de maneira significativa pelo modelo MODCEL, o que permite concluir que o comportamento do MODCEL se assemelha ao do HEC-RAS, para vales bem definidos.

Constata-se, também, que de Barra Mansa até Volta Redonda, as planícies existentes voltam a influenciar na simulação do modelo MODCEL, porém dessa vez as diferenças são reduzidas, ou seja, as diferenças entre os tempos de pico diminuem. Nesse trecho, o modelo MODCEL permite que a onda movimente-se mais rapidamente que o modelo HEC-RAS, pois as velocidades ainda estão influenciadas pelo vale bem encaixado do trecho anterior.

5.5 Resultados Adicionais do Modelo MODCEL

5.5.1 Fator de Velocidade

A Figura 5.38 mostra o cômputo dos fatores de velocidade para as células representantes da planície ao longo da margem esquerda, onde é possível observar que, com exceção da célula 141, todas as outras células da planície esquerda apresentam valores abaixo de $7 \text{ m}^2/\text{s}$ (vide Tabela 4.2). Da mesma forma, na Figura 5.40, onde são apresentados os fatores de velocidades para as células da planície ao longo da margem direita, pode-se notar que as células 132 e 142 também apresentam valores acima de $7 \text{ m}^2/\text{s}$.

É importante destacar que, conforme indicado na Tabela 4.2, esse limite de $7 \text{ m}^2/\text{s}$ representa um grande dano potencial a uma cidade, tendo em vista que uma onda dessas pode arrastar até casas, com possibilidade de perda de vidas.

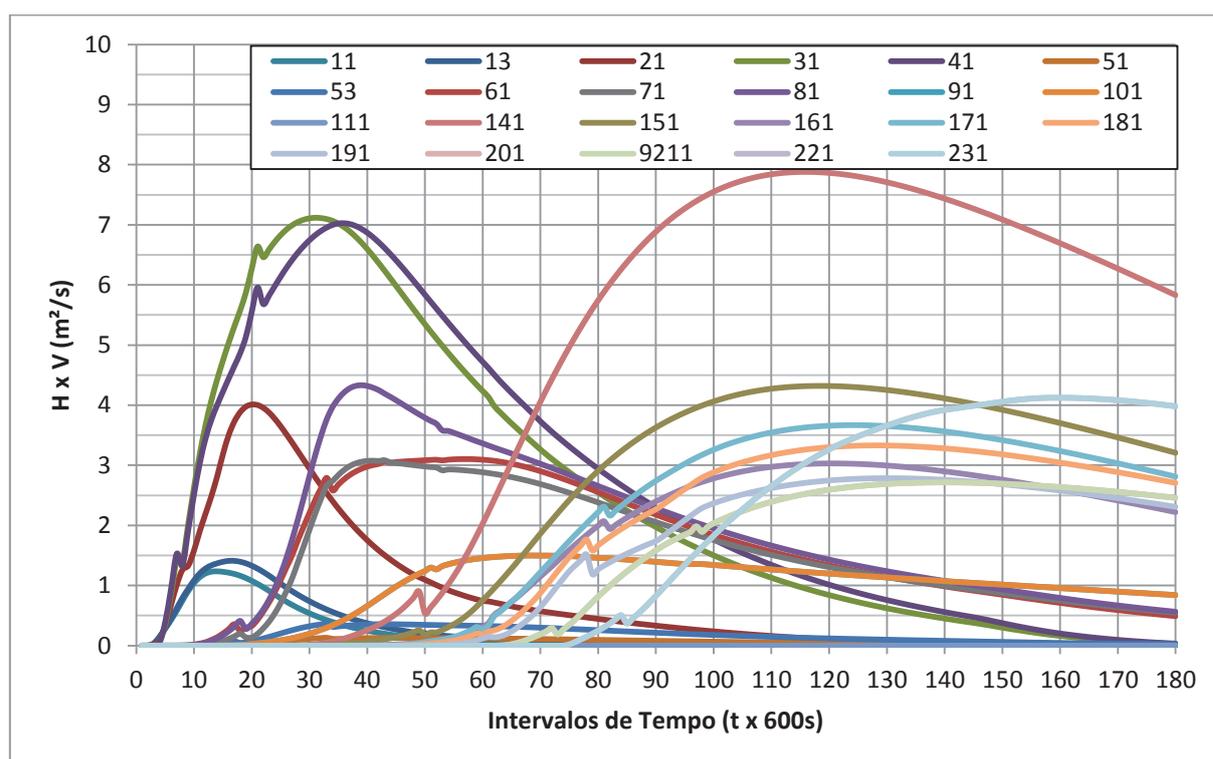


Figura 5.38 – Fator de velocidade nas células das planícies ao longo da margem esquerda

É preciso destacar também que o valor máximo do fator de velocidade para as células 31 e 41, mostrado na Figura 5.38, é maior que $7 \text{ m}^2/\text{s}$, devido a interface entre essas células ser pequena – assim como a interface entre as células 21 e 31 – e por não haver ligação entre as células 41 e 51, conforme observado na Figura 5.39. Logo, as velocidades nesse trecho da planície

esquerda são maiores do que as velocidades correspondentes da planície direita para o mesmo trecho, o que justifica o fato dos picos dos fatores de velocidades serem mais altos nas células da planície da margem esquerda do que nas células correspondentes da margem direita, conforme pode-se notar na Figura 5.40.

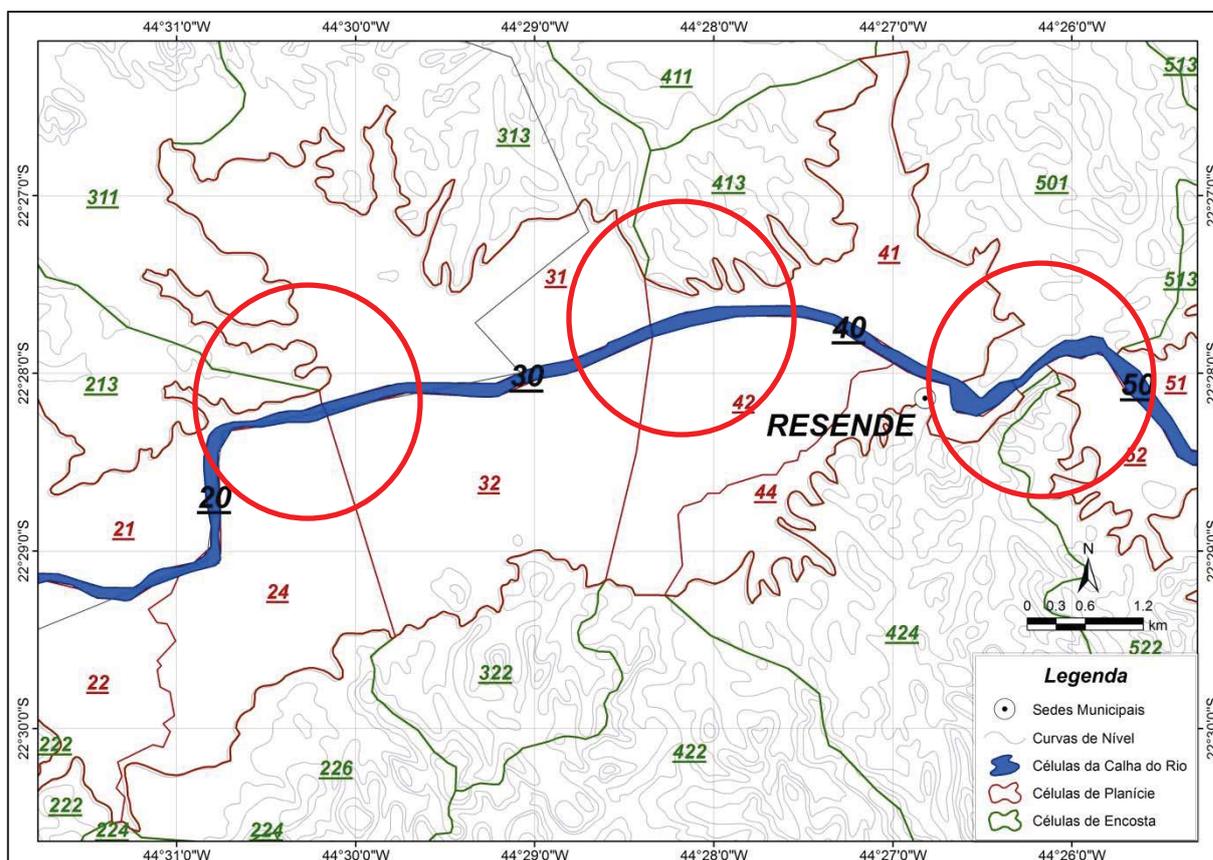


Figura 5.39 – Detalhes do estreitamento da ligação entre as células 21, 31 e 41 e da não comunicação entre as células 41 e 51

É possível notar na Figura 5.41 que a célula 12 apresenta valores muito elevados, resultado que corresponde à primeira célula da planície direita imediatamente a jusante da barragem. Tal célula possui uma área muito pequena (ver Figura 5.32); logo é de se esperar que seus valores do fator de velocidade sejam muito altos, em virtude também dessa região ser muito afetada pela onda de choque, caracterizada por grandes variações das principais grandezas do escoamento, dentre elas a profundidade e a velocidade.

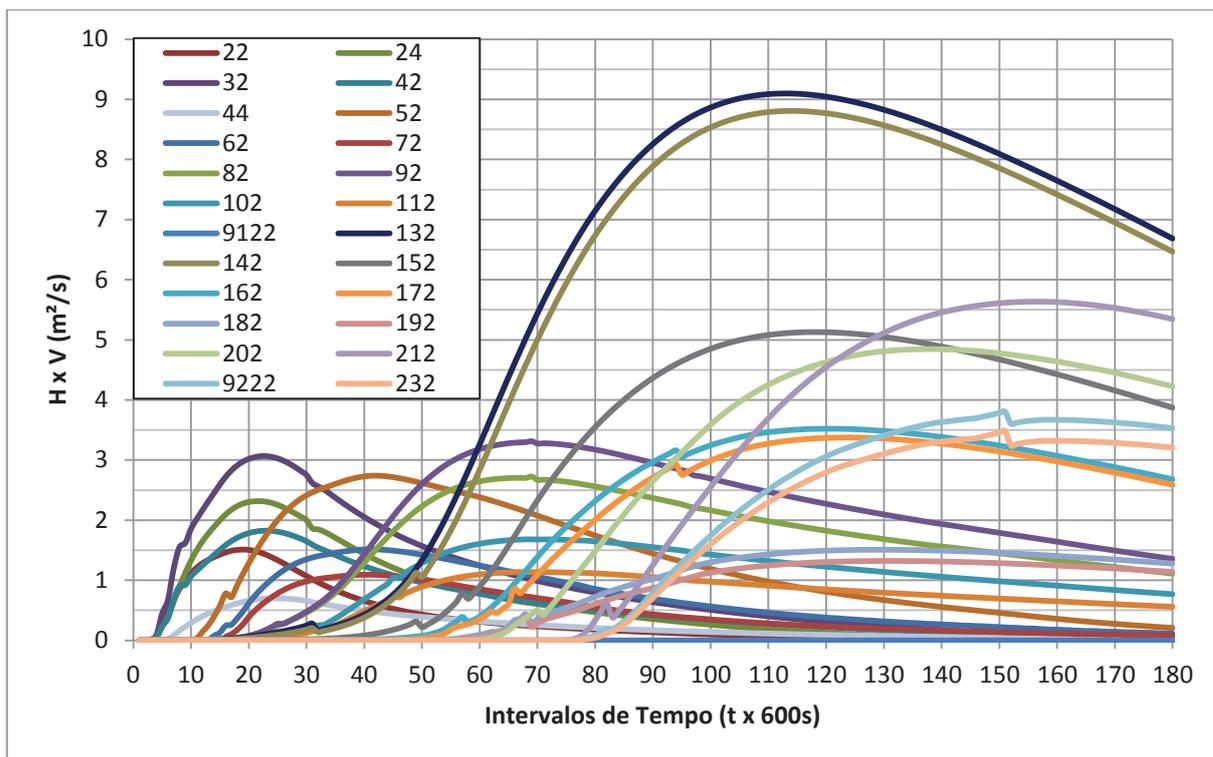


Figura 5.40 – Fator de velocidade nas células das planícies ao longo da margem direita

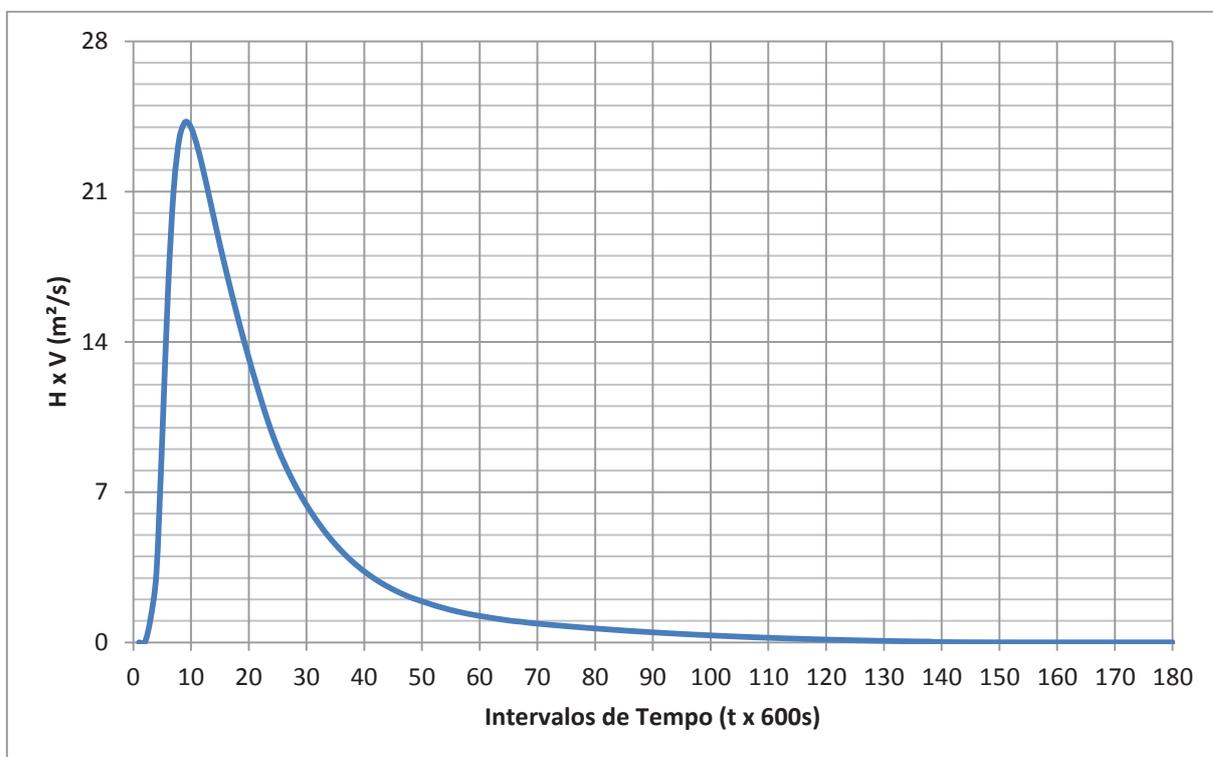


Figura 5.41 - Fator de velocidade na célula de planície 12

A observação do gráfico apresentado na Figura 5.42 mostra a situação em cada uma das cidades presentes no trecho deste estudo. Pode-se notar que, apesar de na maior parte delas o valor do fator de velocidade ser inferior a $7\text{m}^2/\text{s}$, isso não significa que os danos são reduzidos, tendo em vista que em cidades como Resende, Quatis, Porto Real, Volta Redonda e Pinheiral, o fator de velocidade supera o valor de $2,5\text{m}^2/\text{s}$, o que caracteriza um potencial ainda muito alto, pois pode arrastar construções leves, bem como automóveis e, claro, pessoas, de acordo com a Tabela 4.2.

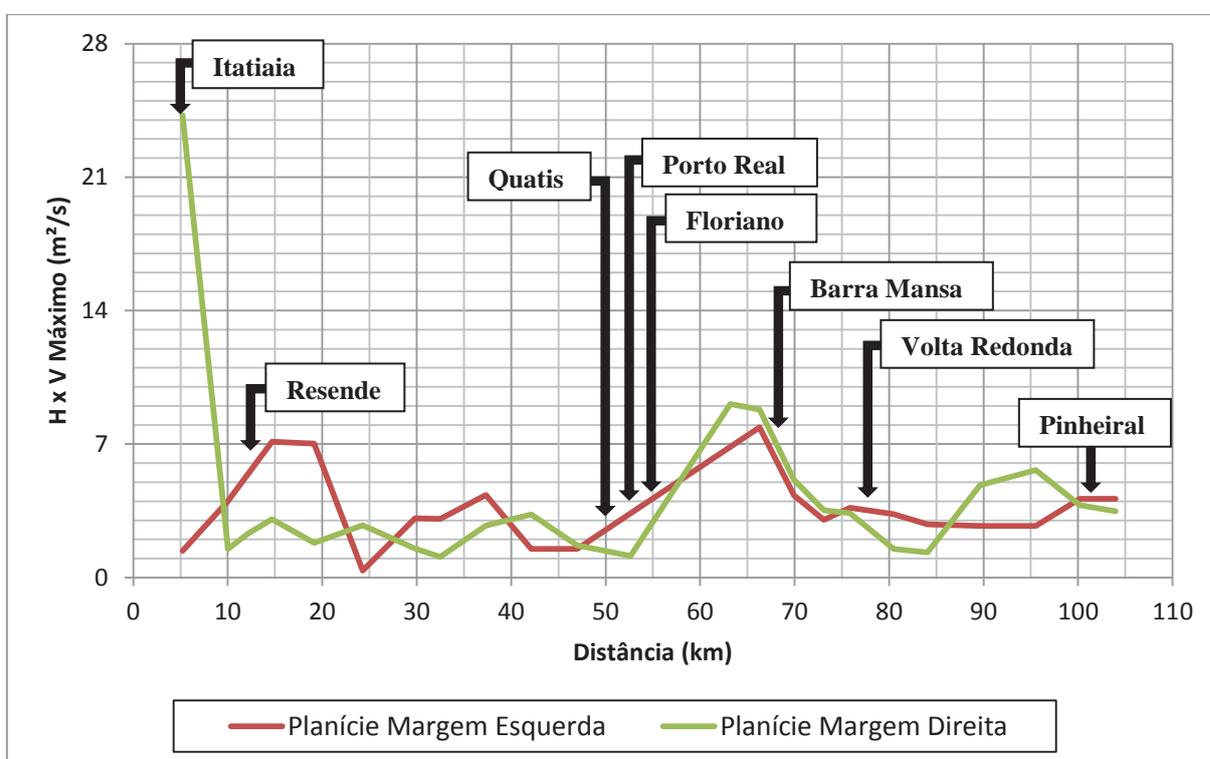


Figura 5.42 – Fatores de velocidades máximos ao longo da distância da barragem

Constata-se também, a partir da análise da Figura 5.42, que entre os municípios de Floriano e Barra Mansa (célula 141 na Figura 5.38, e células 132 e 142 na Figura 5.40) o fator de velocidade tem, como discutido anteriormente, valor acima de $7\text{m}^2/\text{s}$. Deve-se salientar que, como observado na Figura 5.43, o trecho entre Floriano e Barra Mansa é bastante encaixado, com pequenas áreas de planície, o que justifica os altos valores do fator de velocidade, pois nessas regiões as velocidades e as profundidades de água são elevadas, e consequentemente o fator de velocidade também será grande.

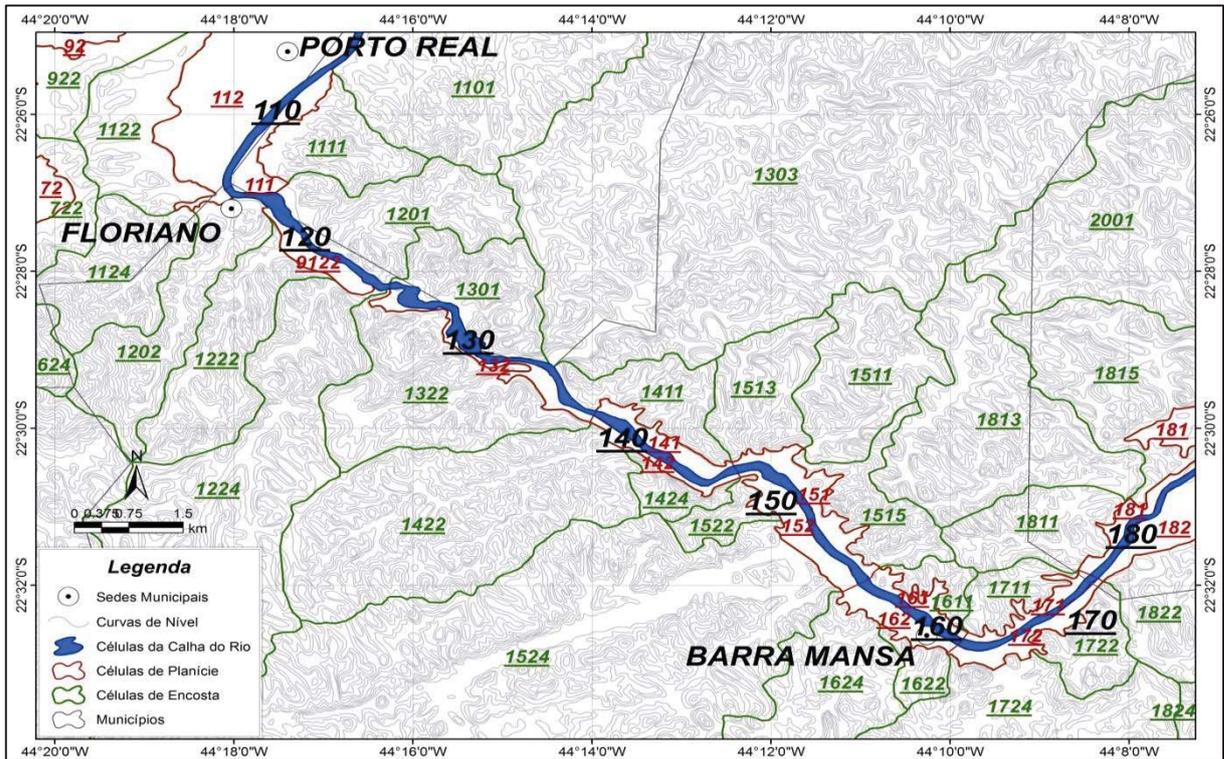


Figura 5.43 – Detalhe do trecho entre os municípios de Floriano e Barra Mansa

5.5.2 *Análise da Onda Negativa*

Na Figura 5.44, e em detalhe na Figura 5.45, são apresentadas as cotas dos níveis de água em relação à distância da barragem, para cada instante de cálculo de simulação. Nelas percebe-se que o processo de diminuição do nível de água nas células que representam o interior do reservatório pode ser separado em dois casos: no primeiro para as células mais a montante nota-se que as variações são graduais; já para o segundo caso, no trecho entre as células mais próximas da barragem, essa variação é elevada e ocorre em um tempo menor do que no trecho anterior.

Na Figura 5.46 e na Figura 5.47 são apresentadas as variações das cotas, em cada uma das células referentes ao reservatório, em função do tempo. Na primeira é possível ver que nas células mais afastadas da seção da barragem (3090 até 3050) as variações de cotas são inferiores a 5 metros, e ocorrem mais significativamente durante as 20 horas iniciais do processo de ruptura.

Já a célula 3040 é de transição, para a qual as variações são próximas a 10 metros e ocorrem também durante as 20 primeiras horas.

Quanto às células mais próximas da seção da barragem, apresentadas na Figura 5.47, constata-se que no caso da célula 3030 as cotas apresentam diferenças de 15 metros durante as 15 horas iniciais. Já para a célula 3020, as cotas apresentam variações ainda maiores, chegando a 26 metros em 10 horas.

Para as células 3012 e 3011, que são braços do reservatório, as variações são também altas (maiores que 26 metros) e ocorrem em 10 horas. Porém, como nessas células não há afluições, elas permanecem praticamente secas após esse período. A célula 3010 é a principal representante do reservatório, caracterizando uma grande diferença de cotas em apenas 10 horas, de aproximadamente 66 metros. Observa-se também que essas variações ocorrem de forma muito brusca durante as 5 primeiras horas.

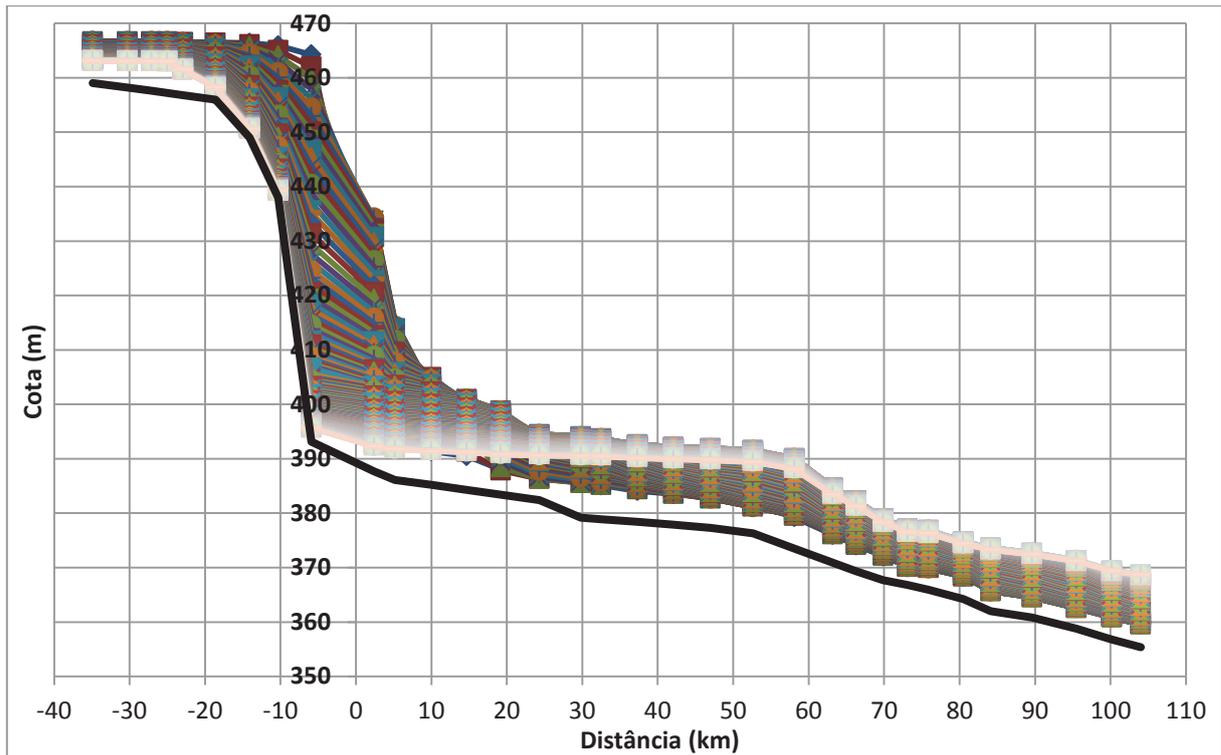


Figura 5.44 – Variação das cotas ao longo da distância

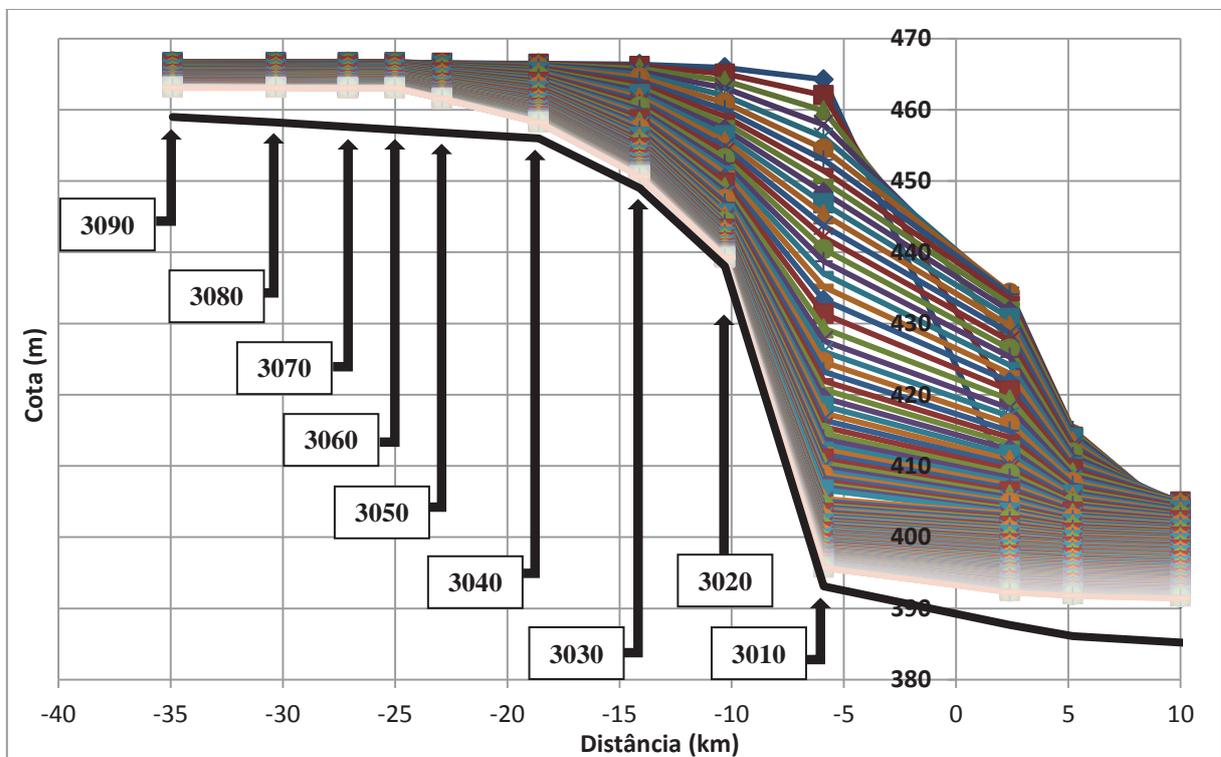


Figura 5.45 – Detalhe da variação das cotas para as células a montante do reservatório

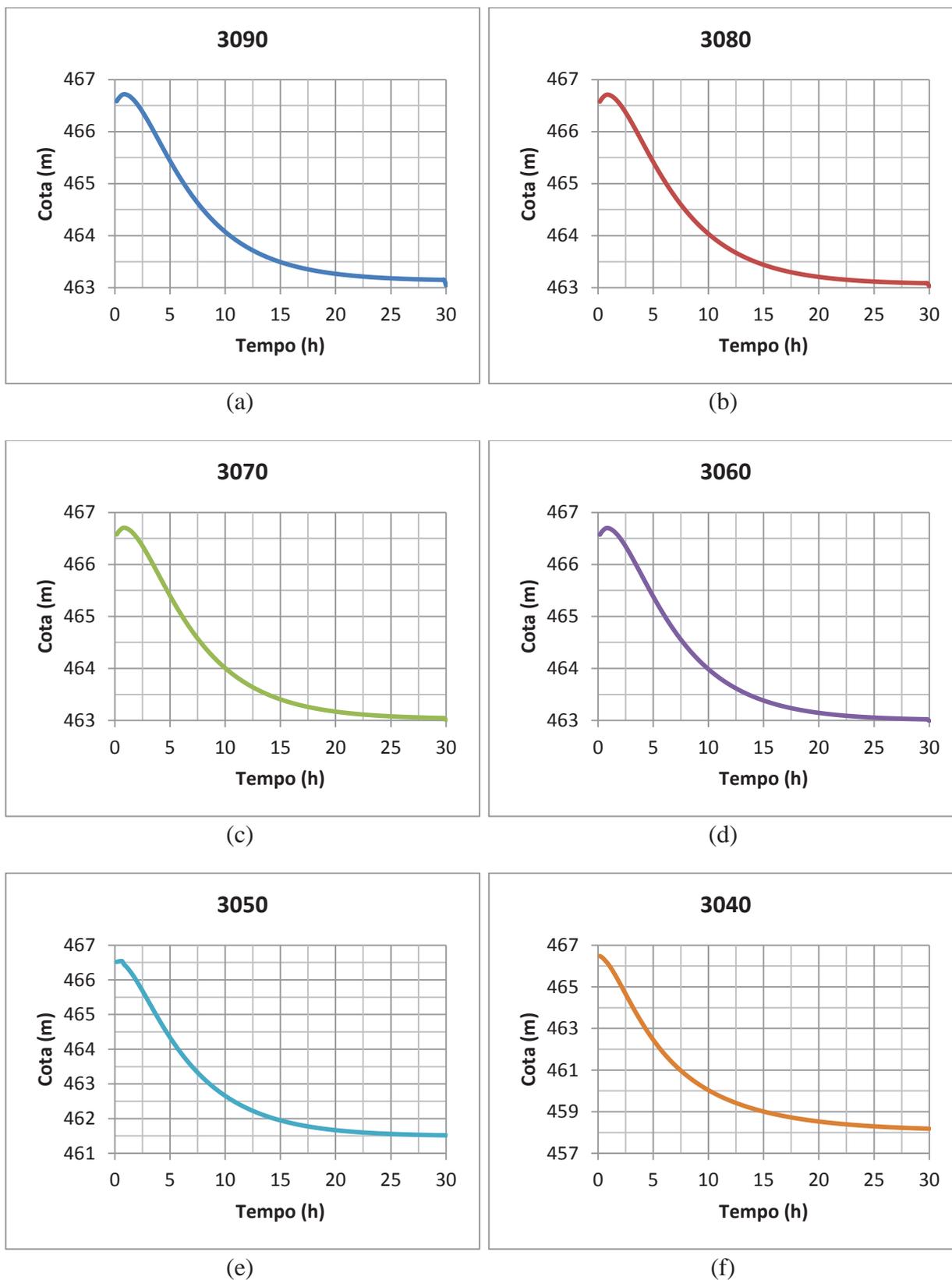


Figura 5.46 – Variação das Cotas com o Tempo para as células 3090 à 3040

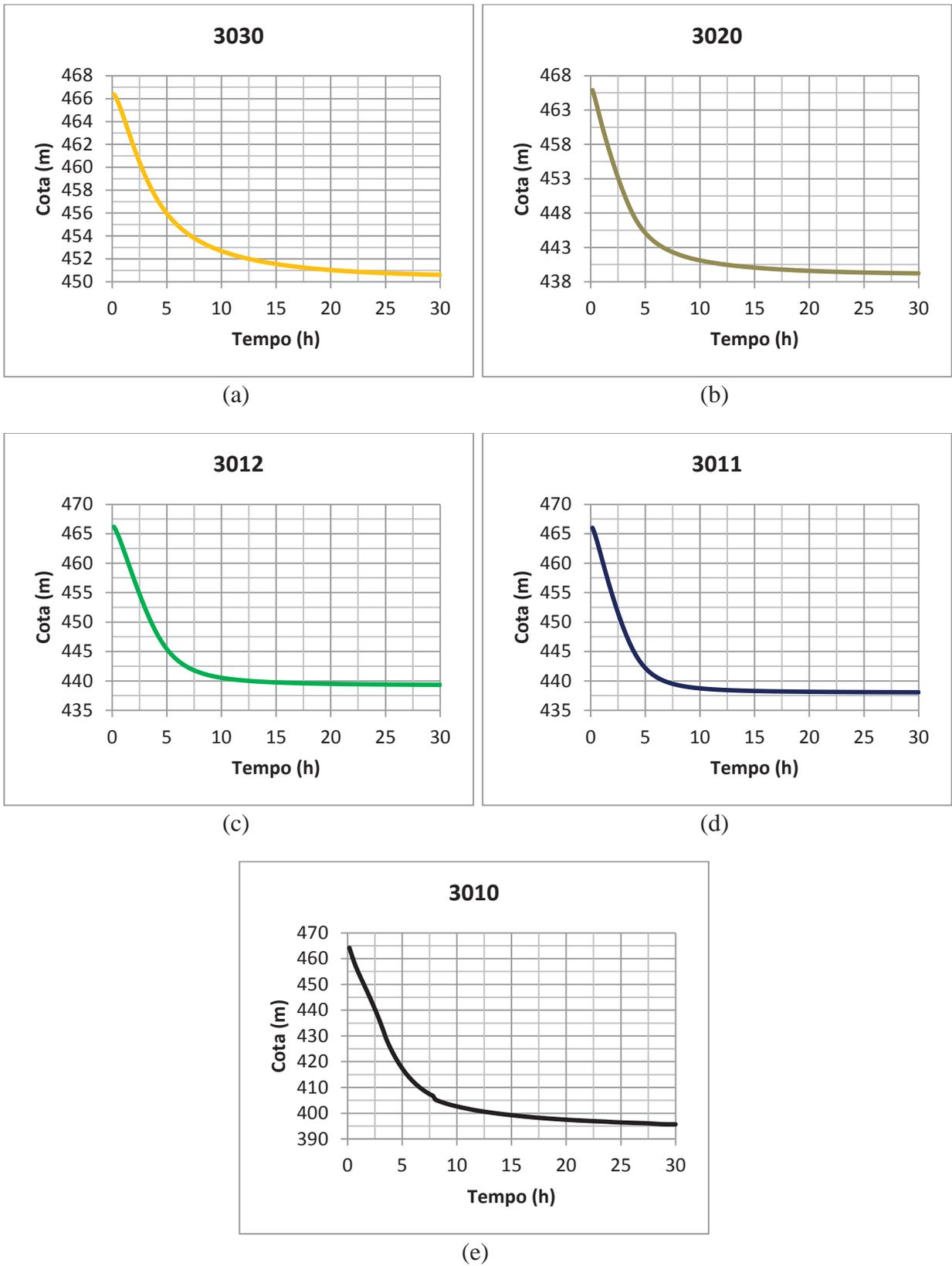


Figura 5.47 – Variação das Cotas com o Tempo para as células 3030 à 3010

5.6 Mapas de Inundação e do Fator de Velocidade

Os mapas de inundação e de fator de velocidade, apresentados no Anexo A e Anexo B, respectivamente, foram confeccionados com o auxílio do modelo de geoprocessamento ArcView, versão 10. Os resultados numéricos foram obtidos com base nos resultados da modelagem hidrodinâmica feita pelo modelo MODCEL e discutidos anteriormente.

Esses mapas apresentam os valores máximos das profundidades e do fator de velocidade para cada célula utilizada pelo modelo MODCEL para a modelagem hidrodinâmica.

As principais cidades foram destacadas nesses mapas. Para o mapa de inundação procurou-se, também, estabelecer a escala de profundidades para que fosse possível a melhor visualização dos resultados. Já para a escala do mapa de fator de velocidade foi utilizada a Tabela 4.2.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 Conclusões

Obras de grande porte estão sempre relacionadas a riscos, desde econômicos a perda de vidas, passando pelas questões ambientais, muito discutidas atualmente. A implantação de uma barragem, em todas as suas fases, também envolve todos esses riscos associados. Desta forma, estudos como o apresentado no presente trabalho são muito relevantes para a definição desses riscos, tendo em vista que a ruptura de uma barragem representa impactos inumeráveis no vale a jusante de uma barragem.

Esta dissertação teve como um dos objetivos a aplicação, a avaliação e a comparação entre dois modelos hidrodinâmicos no processo de ruptura de barragem, o HEC-RAS (unidimensional) e o MODCEL (pseudo-bidimensional), tomando como estudo de caso a UHE Funil, localizada no município de Itatiaia, no estado do Rio de Janeiro. O procedimento de modelação utilizado para cada um desses modelos na representação da ruptura procurou utilizar as mesmas bases de informação topográfica e as mesmas condições de ruptura, mas assumiu as particularidades próprias e características de cada modelo, bem como as limitações dos mesmos.

Outro ponto, que se pode destacar, é quanto à difícil calibração dos modelos para a representação do evento de uma ruptura, pois é altamente arriscada uma medição para esse evento. Dessa forma foram desenvolvidas etapas diferentes para ajustar os modelos utilizados. Essas etapas foram adaptadas de acordo com a limitação e a capacidade de representação de cada um dos modelos utilizados.

Os ajustes do modelo HEC-RAS residiram na definição adequada dos dados das seções transversais, pois este modelo permite um bom detalhamento das seções do rio, e na determinação do melhor conjunto de coeficientes de Manning, correspondentes a cada seção transversal, sendo estes coeficientes informados para a calha e as margens direita e esquerda.

Já na aplicação do modelo MODCEL para a simulação da ruptura hipotética da barragem deste estudo, várias etapas de ajustes foram necessárias, começando com a área do reservatório e o seu volume armazenado, passando pelo hidrograma de ruptura e pela solução

apresentada por Ritter (1892), chegando até a calibração das regiões a jusante da barragem. Ou seja: (a) o volume do reservatório foi respeitado; (b) a vazão assumida como vazão de ruptura não foi diretamente informada ao modelo, mas definida a partir do ajuste da seção de ruptura e do trecho de choque, para que o modelo fosse capaz de representar o hidrograma de vazão definido como referência para a ruptura; (c) procurou-se observar no cotograma de ruptura a aproximação do pico calculado com o valor de $4/9$ do valor da lâmina d'água inicial no reservatório, assim como encontrado na experiência de Ritter. Além disso, também se considera a calibração do escoamento de cheia normal, com valores medidos. Portanto, as dúvidas maiores ficam com a representação do escoamento no próprio vale, mas o ajuste para esses locais passa a ter referências na calibração realizada para a região próxima da barragem e para a própria calha. Esse procedimento de “calibração” permite inferir que o modelo MODCEL apresenta melhor capacidade de representação das características da região estudada, o que dá uma maior confiabilidade nos resultados por ele obtidos. A própria construção pseudo-bidimensional do MODCEL já introduz um elemento de partida mais vantajoso, pelo reconhecimento das interações no espaço e a representação hidrodinâmica independente das planícies alagáveis, conforme já havia sido destacado por Vérol (2010).

As análises dos resultados obtidos com a aplicação do modelo MODCEL atentam para o amortecimento da onda causado pelas planícies encontradas ao longo do vale a jusante da barragem.

Da comparação realizada entre os modelos aplicados, tanto para as vazões máximas quanto para as velocidades máximas e cotas máximas, observa-se que existe uma razoável diferença entre os resultados dos modelos HEC-RAS e MODCEL, que se constrói no trecho de planícies do vale, coerente com a possibilidade de representação das planícies no modelo MODCEL, o que reduz as vazões de pico significativamente e, conseqüentemente, as velocidades e as cotas.

Com base nas comparações realizadas, observando-se os tempos de chegada dos valores máximos de vazões a cada local de referência, é possível verificar que, nos locais onde existem grandes planícies, os tempos calculados pelo modelo MODCEL são bem mais altos que os equivalentes do modelo HEC-RAS e crescem na medida em que a onda se desloca por essas planícies mais vastas; porém, quando o vale é bem definido e encaixado, as diferenças obtidas nos trechos anteriores praticamente se mantêm, o que permite concluir que, nestes

vales bem encaixados, os resultados dos modelos HEC-RAS e MODCEL se aproximam muito.

No que diz respeito aos valores dos fatores de velocidades, calculados com base nos resultados do modelo MODCEL, nota-se que em todo o trecho de jusante da barragem o limite de $0,7 \text{ m}^2/\text{s}$, que representa a possibilidade de arraste de adultos, é superado. Da mesma forma, em todas as cidades da região o limite de $2,5 \text{ m}^2/\text{s}$ é superado, o que determina um grande potencial destrutivo para construções leves. Já na cidade de Itatiaia e no trecho entre os municípios de Floriano e Barra Mansa o fator de velocidade supera $7 \text{ m}^2/\text{s}$, o que significa que nesses locais o desastre pode ser ainda maior, com possibilidade de destruição maciça de casas. Diante de tudo isso, pode-se afirmar que a ruptura da barragem da UHE Funil representaria um processo muito destrutivo em todas as localidades presentes no vale a jusante, com altas possibilidades de perdas de vidas e inúmeras perdas materiais.

Após todas as observações dos resultados obtidos por cada modelo, foi realizada uma análise da onda negativa, a qual, dentre os modelos utilizados, só é possível de ser representada pelo modelo MODCEL. Desta avaliação, pode-se concluir que as principais variações das cotas no reservatório ocorrem, de forma geral, durante as 10 primeiras horas do processo de ruptura, porém essas variações são mais relevantes para os locais mais próximas da seção da barragem. Nesses locais, uma vertente de cerca de $73,4 \text{ m}$ perde sustentação, se encontrando encharcada e sem nenhuma oposição do peso da água do reservatório que se esvazia rapidamente. Esse fato pode ser decisivo na avaliação da possibilidade de deslizamento das vertentes do vale na área interna do reservatório, permitindo o desenvolvimento de análises geotécnicas para a determinação desses riscos. Essa informação pode ser importante em caso de ocupação das cotas mais altas em torno do reservatório, ou pode ser importante na avaliação de um segundo possível acidente sequencial, que poderia se dar pela interrupção da passagem da água no vale abaixo, por causa do deslizamento, o que provocaria uma obstrução temporária, sujeita a nova ruptura, pela acumulação de água a montante e posterior galgamento desse barramento temporário.

6.2 *Recomendações*

A elaboração do presente trabalho agrega importantes conhecimentos e compreensões do evento de ruptura da barragem de Funil, pois como as localidades presentes no vale a jusante são grandes polos industriais, e apresentarem um considerável número de habitantes, os impactos provenientes desse evento seriam desastrosos.

Porém, deve-se atentar que o presente trabalho, apesar de ter a intenção de unificar os estudos anteriormente elaborados para a região, não pode ser considerado como ponto final para os estudos realizados nesta barragem; muito pelo contrário, ainda podem ser delimitados vários desdobramentos de estudos para a região, conforme exemplos descritos a seguir:

- Elaboração de uma modelagem hidrodinâmica em duas dimensões para a região deste estudo: como foi possível notar por meio dos resultados apresentados, as planícies presentes nessa região são determinantes no processo hidrodinâmico do escoamento da onda. Desta forma além de melhor caracterização e definição dos danos e das áreas afetadas, a modelagem bidimensional formal servirá também para nova comparação e avaliação do modelo MODCEL como ferramenta capaz de simular a ruptura de uma barragem. Espera-se, pela própria construção, partindo de uma análise conceitual, que os resultados de um modelo 2D sejam mais próximos dos resultados reais do que os obtidos na modelação pseudo-2D do modelo MODCEL, assim como este mostrou um aprimoramento em relação aos resultados de uma modelação unidimensional, como a realizada com o modelo HEC-RAS, no presente trabalho. Essa investigação proposta, porém, permitirá avaliar o quanto esses resultados podem ainda ser refinados de forma significativa ou se o modelo MODCEL já proveria aproximação suficiente, mesmo em comparação com a modelagem 2D;
- Recomenda-se também um estudo econômico mais aprofundado dos danos que podem ser causados pela ruptura da barragem de Funil, tomando como parâmetro de comparação o fator de velocidade;
- Acredita-se, também, que um estudo de estabilidade para os taludes das paredes do reservatório é fundamental para determinação da possibilidade ou não desses deslizarem, abrindo espaço para uma abordagem também integrada com a área de Geotecnia;

- Seria interessante, também, desenvolver a parte operacional de um PAE, naquilo que diz respeito à interpretação das informações técnicas e interação com usos do solo e redes de infraestrutura existente na região.

Por fim, sendo esta apenas a segunda aplicação do modelo MODCEL à representação da ruptura de uma barragem, recomenda-se a aplicação desse modelo em estudos de ruptura para outras barragens, pois o uso em diferentes condições será importante para o aprimoramento dessa ferramenta técnica.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA – ANEEL. *Capacidade de geração em 2012 chega a 121,1 mil Megawatts*. Disponível em: <http://www.aneel.gov.br/aplicacoes/noticias/Output_Noticias.cfm?Identidade=6494&i_d_area=90>. Acesso em 20 de fevereiro de 2013.
- ALMEIDA, A. B., FRANCO, A. B., 1994. *Modeling of dam-break flow*. In: CHAUDRY, M.H., MAYS, L.W. *Computer Modeling of Free-Surface and Pressurized Flows*. Dordrecht: Kluwer. P.343-373.
- BALBI, D. A. F. *Metodologias para a Elaboração de Planos de Ações Emergenciais para Inundações Induzidas por Barragens. Estudo de Caso: Barragem de Peti – MG*. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2008, 337 p.
- BARFIELD, B. J., WARNER, R.C. e HAAN, C.T., 1981. *Applied hydrology and sedimentology for disturbed areas*. Oklahoma Technical Press. 104-108p.
- BLACK, R. D., *Flood Proofing Rural Residences: A Project*, In: Agnes Report, Pennsylvania. New York State Coll of Agriculture and Life Sciences, Ithaca. Prepared for Economic Development Administration, Washington, DC Office of Technical Assistance. 1975.
- BRASIL, L. S. S. *Utilização de Modelagens Uni e Bidimensional para a Propagação de Onda de Cheia Proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem. Estudo de Caso: Barragem Rio de Pedras – MG*. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2005, 203 p.
- CARVALHO, E. *Segurança de barragens: aspectos hidrológicos e hidráulicos*. 2007.
- CHAUHAN, S. S., BOWLES, D. S., ANDERSON, L. R. *Do Current Breach Parameter Estimation Techniques Provide Reasonable Estimates for Use in Breach Modeling*. In:

PROCEEDINGS OF THE ANNUAL CONFERENCE OF THE ASSOCIATION OF STATE DAM SAFETY OFFICIALS. Phoenix, September 2004, 15 p.

CHOW, V. T. *Open-channel hydraulics*. New York: McGraw-Hill, 661pg, 1959.

COLLISCHONN, W., TUCCI, C. E. M., *Análise do rompimento hipotético da barragem de Ernestina-RS*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 1997, vol. 2, nº 2,191-206p.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS – CBDB. *Barragens no Brasil*. São Paulo: Ed. Técnica Novo Grupo, 1982, 279 p.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS – CBDB. *A história das barragens no Brasil, Séculos XIX, XX e XXI: cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens* [coordenador, supervisor, Flávio Miguez de Mello; editor, Corrado Piasentin]. - Rio de Janeiro: 2011, 524 p.: il.; 29 cm.

COMITÊ DE INTEGRAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO PARAÍBA DO SUL – CEIVAP. Disponível em: <http://ceivap.org.br/bacia_1_2.php>. Acesso em março de 2012.

COPPE/COPPETEC – UFRJ. *Projeto Gestão dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul. Plano de Recursos Hídricos para a Fase Inicial da Cobrança na Bacia do Rio Paraíba do Sul*. Agência Nacional de Águas - ANA, Rio de Janeiro, 2002.

CUNGE, J. A., 1975. “Two-Dimensional Modeling of Flood Plains”. In: Mahmood, K., Yevjevich, V. (eds.), *Unsteady Flow in Open Channels*, cap. 17. Colorado, Estados Unidos, Water Resources Publications.

CUNGE, J. A., HOLLY, F. M., VERWEY, A., 1980. *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Pitman Advanced Publishing Program, London, UK. 420p.

DEFRA/EA, *Flood Risks to People*, In: Flood and Coastal Defence R&D Programme, Technical Report FD2317, Londres, Reino Unido, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS – DNOCS. *Barragens do DNOCS – açude de Orós*. Disponível em: <<http://www.dnocs.gov.br/~dnocs/doc/canais/barragens/Barragem%20do%20Ceara/oros.htm>>. Acesso em março de 2012.

- DRESSLER, R. F., 1952. *Hydraulic Resistance Effect upon the Dam Break Functions*. Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 49, n.3, Research Paper 2356, pp. 217-225.
- DUARTE, R. X. M., 2007. *Conséquences de la rupture de barrages ensablés. Étude théorique, expérimentale et numérique et conseils sur les directives de sécurité*. (Consequências da ruptura de barragens assoreadas. Estudo teórico, experimental e numérico e recomendações sobre questões de segurança) Thèse de Master of Advanced Studies. Lausanne, Suíça. (em francês).
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY – FEMA. *Federal guidelines for dam safety: selecting and accommodating inflow design floods for dams*. Interagency Committee on Dam Safety, U. S. Department of Homeland Security, October 1998. Reprinted April 2004. 58 p.
- FLICKR, 2012a. *Barragem de Funil – RJ*. Disponível em: <<http://www.flickr.com/photos/50141562@N02/4862704223>>. Acesso em março de 2012.
- FLICKR, 2012b. *Barragem de Funil – RJ - Vertedouros*. Disponível em: <<http://www.flickr.com/photos/eletrobrasfurnas/4860677398/in/photostream/>>. Acesso em março de 2012.
- FUNDAÇÃO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE – FEAM. *Gestão de barragens de rejeitos e resíduos em Minas Gerais: histórico, requisitos legais e resultados*. Belo Horizonte: 2008. 92 p.
- HANGEN, V. K. *Re-evaluation of Design Floods and Dam Safety*. In: ANAIS DO XIV CONGRESSO DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1982, pp. 475-491.
- INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD, 1995. *Dam failures. Statistical analysis*. Bulletin 99. Paris: International Commission on Large Dams, 63p.
- KELMAN, I., *Physical Flood Vulnerability of Residential Properties in Coastal, Eastern England*. Ph.D., University of Cambridge, Reino Unido, 2002.

- LAURIANO, A. W., MONTE-MOR, R. C. A., BRASIL, L. S. S., PALMIER, L. R., NASCIMENTO, N. O., SOUZA, N., CANELLAS, A. V. B., 2008a. *Propagação da onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem e mapeamento de áreas inundáveis – estudo de caso: Usina Hidrelétrica de Funil – RJ*. I Simpósio de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Paraíba do Sul, Resende, Rio de Janeiro.
- LAURIANO, A. W., PALMIER, L. R., MONTE-MOR, R. C. A., BRASIL, L. S. S., NASCIMENTO, N. O., SOUZA, N., CANELLAS, A. V. B., 2008b. *Mapeamento de áreas potencialmente inundáveis face à ruptura hipotética de barragens – estudo de caso: Barragem de Funil e Barragem de Manso*. XXIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica, Cartagena de Indias, Colombia.
- LAURIANO, A. W. *Estudo de Ruptura da Barragem de Funil: Comparação entre os Modelos FLDWAV e HEC-RAS*. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, para obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Belo Horizonte, 2009.
- LOU, W. C. *Mathematical Modeling of Earth Dam Breaches*. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade do Estado do Colorado. Colorado, Estados Unidos, 1981.
- LOU, R. F. *Modelagem Hidrológica Chuva-vazão e Hidrodinâmica Aplicada na Bacia Experimental do Rio Piabanha/RJ*. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2010.
- MARTINS, M. R., 2008. *MP exige reparo de danos ambientais em Vilhena*. Revista Informativa – MP/RO. Ano 04, nº 17, p.34-35, jan/fev. 2008. Disponível em: <http://www.mp.ro.gov.br/c/document_library/get_file?uuid=a6825b48-03ea-4199-b354-241defb9a9ce&groupId=10102>. Acesso em 10 de setembro. 2012.
- MARY, M. *Barrages-voûtes. Historique accidents et incidents*. DUNOD Collection. Paris, 1968, 159 p.
- MASCARENHAS, F. C. B., 1990. *Modelação Matemática de Ondas Provocadas por ruptura de Barragens*. Tese de Doutorado apresentada à COPPE/UFRJ para obtenção do título de Doutor em Ciências em Engenharia Civil. Rio de Janeiro, RJ.

- MASCARENHAS, F. C. B.; AMORIM, J. C. C.; PRATES, M. C., 2001. *Um esquema numérico, utilizando pseudo-viscosidade, para modelagem da propagação de onda de ruptura de barragem*. In: XXIV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Fortaleza, CE, Brasil.
- MASCARENHAS, F. C. B.; MIGUEZ, M. G., 2002. *Urban Flood Control Through a Mathematical Cell Model*. Water International, Estados Unidos, v. 27, n. 2, p. 208-218.
- MASCARENHAS, F. C. B.; CIRILO, J.A.; COELHO, M.M.L.P.; BAPTISTA, M.B. (Org.), 2003. Estruturas Hidráulicas. In: *Hidráulica Aplicada*. 2.ed. Porto Alegre: ABRH..
- MIGUEZ, M. G., 2001. *Modelo Matemático de Células de Escoamento para Bacias Urbanas*. Tese de Doutorado apresentada à COPPE/UFRJ para obtenção do título de Doutor em Ciências em Engenharia Civil. Rio de Janeiro, RJ.
- MIGUEZ, M. G., 2003. *Modelagem matemática de cheias urbanas, através de células de escoamento, como ferramenta na concepção de projetos integrados de combates às enchentes*. Relatório II – Apresentação da modelação topográfica e da topologia associada. PEC 4221 – Projeto CT-Hidro/GBH no 520093/2003-8.
- MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL – MIN, SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA HÍDRICA, 2002. *Manual de Segurança e Inspeção de Barragens*. Brasília, DF.
- O GLOBO, *Rompimento da Barragem de Algodões*. Disponível em: <<http://oglobo.globo.com/pais/barragem-de-algodoes-se-rompe-agua-atinge-20-metros-de-altura-em-cidade-do-piaui-3123058>>. Acesso em 10 de setembro de 2012.
- OLIVEIRA, R. A. F. *Propagação de Ondas de Despacho e Controle de Inundações na Bacia do Rio Paraíba do Sul*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Ambiental. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2005.
- OLIVEIRA, R. C. N. *Caracterização das Áreas de Domínio da União e da Faixa Marginal de Proteção em Rios Federais Apoiado por Modelação Matemática Estudo de Caso: Médio Rio Paraíba do Sul*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Ambiental. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2011.

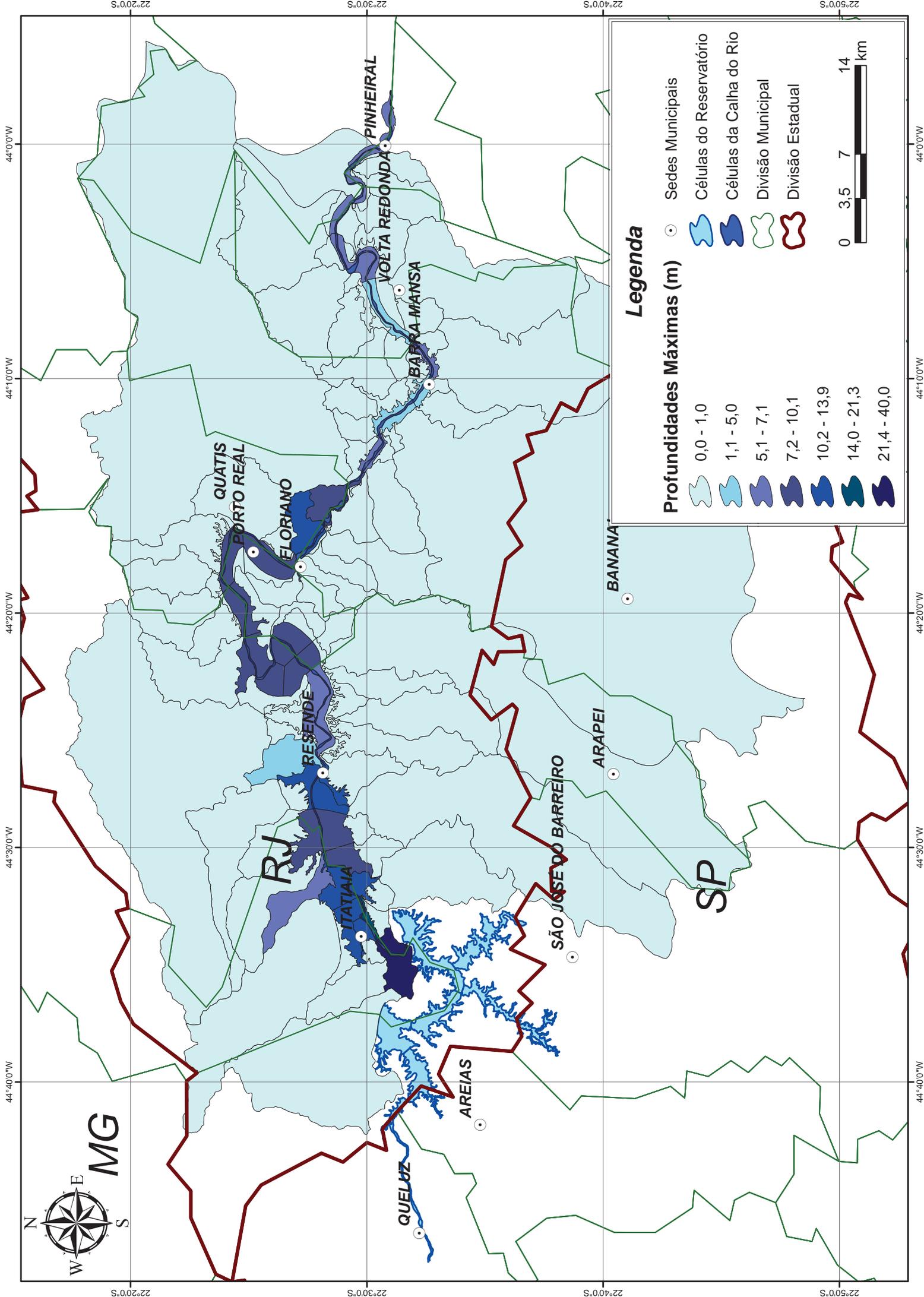
- PALMIER, L. R., BRASIL, L. S. S., MONTE-MOR, R. C., NASCIMENTO, N., ROCHA, E. G., SILVA, N. S., CANELLAS, A. V. B., 2007. *Modelagem simplificada de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem – estudo de caso: Barragem do Aproveitamento Múltiplo do Rio Manso, Mato Grosso, Brasil*. I Simpósio de Recursos Hídricos do Norte e Centro-oeste, Cuiabá, Mato Grosso.
- PORTO, R. M. *Hidráulica Básica*. 4ª. Ed. EESC-USP, São Carlos, 2006, p. 520.
- PRATES, M. C. *Modelagem da Propagação de Onda de Ruptura de Barragem*. Dissertação de Mestrado em Ciências em Engenharia Mecânica, IME – Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 1999, 87 p.
- RAMOS, C. M., VISEU, T. *Zoneamento territorial: critérios para aplicação dos modelos hidrodinâmicos*. SEPREM, Madri, 1999.
- REDE ATIVIDADE. *Rompimento de Barragem da Mineradora Rio Pomba Cataguases*. Disponível em: <<http://www.redeatividade.com/tv/noticias/noticia.php?id=4336>>. Acesso em 10 de janeiro de 2013.
- REITER, P., *International methods of Risk Analysis, Damage Evaluation and Social Impact Studies concerning Dam-Break Accidents*, Helsinki: PR Water Consulting. 2000.
- RESCDAM, *The use of physical models in dam-break flood analysis*. In: Final Report, Helsinki University of Technology, Helsinki, Finlândia, 2003.
- RITTER, A., 1892. *The propagation of water wave*, Ver. Deutsch Ingenieure Zeitschr., vol. 36, part 2, n. 33, Berlin.
- ROSMAN, P. C. C. *Um Sistema Computacional de Hidrodinâmica Ambiental*. In: SILVA, R. C. V. (Comp.). *Métodos Numéricos em Recursos Hídricos 5*. Rio de Janeiro: ABRH, 2001. Cap. 1, p. 1-161.
- SCHOKLITSCH, A. *Ueber Dambruchwellen (Dam Break Waves)*. Session Reports of the Imperial Academy of Sciences, vol. 126. Vienna, 1917, pp. 1489-1514.
- SILVA, R. C. V., MASCARENHAS, F. C. B., MIGUEZ, M. G. *Hidráulica Fluvial*, volume 1. 1. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2003.

- SINGH, V. P. *Dam Breach Modeling Technology*. Kluwer Academic Publishers. Louisiana, 1996, 242 p.
- SOUSA, M. M. *Comparação de Ferramentas de Modelagem Unidimensional e Quase-bidimensional, Permanente e Não-permanente, em Planejamento e Projetos de Engenharia Hidráulica*. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2010.
- STOKER, J. J., 1957. *Water Waves. The mathematical theory with applications*. Interscience Publishers. Pure and Applied Mathematics Series; New York: John Wiley & Sons.
- U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS – USACE. *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic, Reference Manual*. Hydrologic Engineering Center (HEC), Version 4.1, 2010, 417 p.
- USBR – UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. *United States Department of the Interior: Guidelines for Defining Inundated Areas Downstream from Bureau of Reclamation Dams*. Denver, Colorado, Estados Unidos, 1982.
- VERÓL, A. P. *Simulação da Propagação de Onda decorrente de Ruptura de Barragem, Considerando a Planície de Inundação associada a partir da utilização de um Modelo Pseudo-Bidimensional*. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, 2010.
- VIDAL, D. H. F. *Modelagem Hidrodinâmica como Suporte a Avaliação e Proposição de Alternativas Compensatórias para Mitigação dos Problemas de Cheias Urbanas na Bacia do riacho Reginaldo em Maceió/AL*. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, 2012.
- WETMORE, J. N., FREAD, D. L., 1981. *The NWS Simplified Dam-break flood forecasting model*. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland.

- WHITHAM, G. B., 1955. *The Effects of Hydraulic Resistance in the Dam-Break Problem*
Proc. Roy. Soc. of London, Ser. A, Vol. 227, pp. 399-407.
- WORLD COMISSION ON DAMS – WCD. *Dams and development: A new framework for
decision-making*. London: EarthScan Publications Ltd., 2000. 403 p.
- WIKIPEDIA, 2012a. *Barrage de Malpasset*. Disponível em:
<http://fr.wikipedia.org/wiki/Barrage_de_Malpasset>. Acesso em 10 de setembro de
2012.
- WIKIPEDIA, 2012b. *Vajont Dam*. Disponível em:
<http://en.wikipedia.org/wiki/Vajont_Dam>. Acesso em 10 de setembro de 2012.
- WIKIPEDIA, 2012c. *Dam Failure*. Disponível em:
<http://en.wikipedia.org/wiki/Dam_failure>. Acesso em 10 de setembro de 2012.
- ZONENSEIN, J. *Índice de Risco de Cheia como Ferramenta de Gestão de Enchentes*.
Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia
Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, para obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2007.

ANEXOS

**ANEXO A – MAPA DE INUNDAÇÃO ELABORADO COM OS
RESULTADOS DO MODELO MODCEL**



Legenda

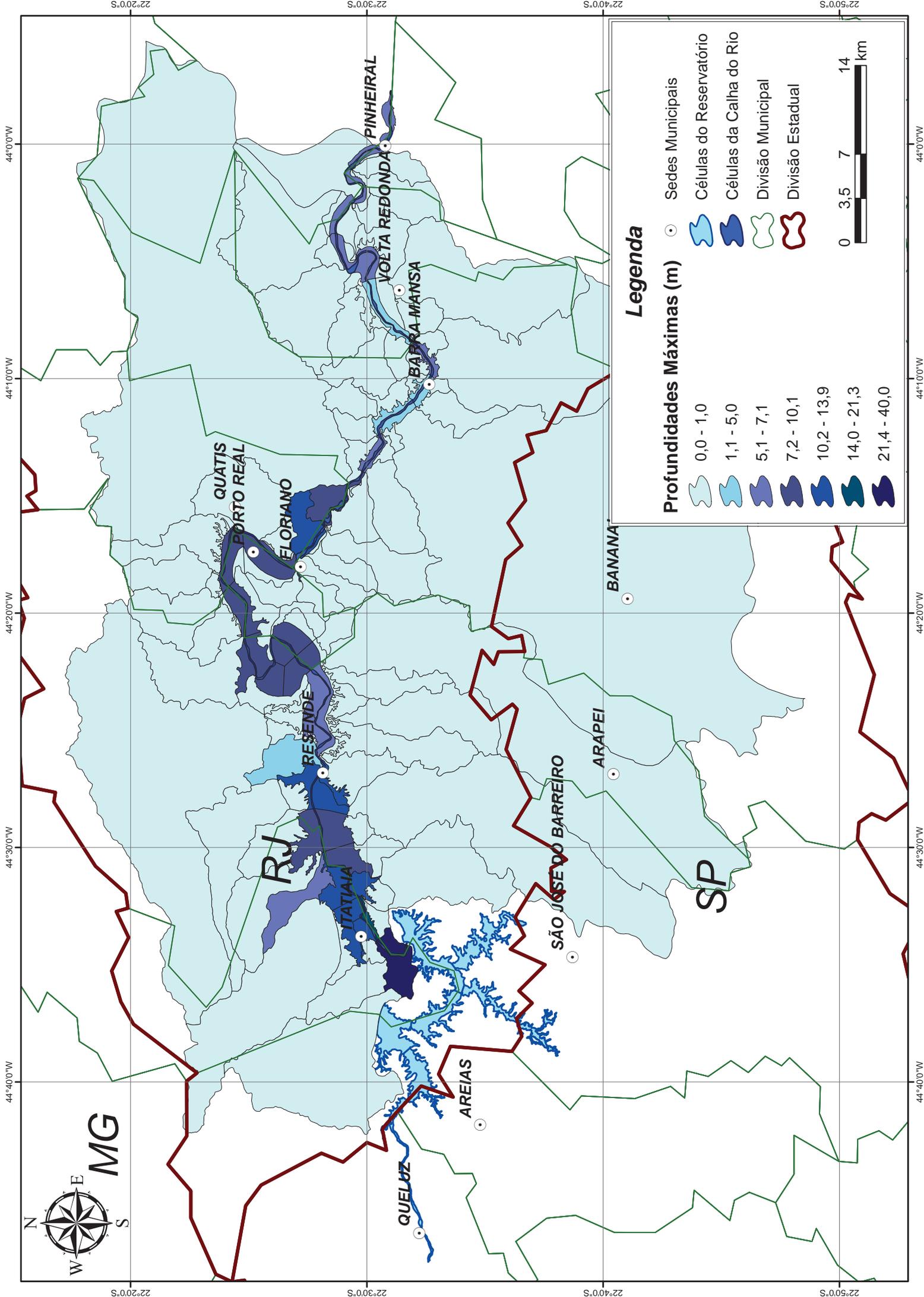
Profundidades Máximas (m)

- 0,0 - 1,0
- 1,1 - 5,0
- 5,1 - 7,1
- 7,2 - 10,1
- 10,2 - 13,9
- 14,0 - 21,3
- 21,4 - 40,0

Sedes Municipais



- Células do Reservatório
- Células da Calha do Rio
- Divisão Municipal
- Divisão Estadual



**ANEXO B – MAPA DO FATOR DE VELOCIDADE ELABORADO COM
OS RESULTADOS DO MODELO MODCEL**

