



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

BRUNO PECINI

**APLICAÇÃO DO MODELO RIVER 2D EM ESTUDOS
DE DESVIOS DE RIOS**

CAMPINAS

2016

BRUNO PECINI

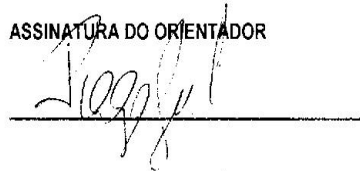
**APLICAÇÃO DO MODELO RIVER 2D EM ESTUDOS
DE DESVIOS DE RIOS**

Dissertação Mestrado apresentada a
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura
e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil, na
área de Recursos Hídricos Energéticos e
Ambientais.

Orientador: Prof. Dr. Tiago Zenker Gireli

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO BRUNO PECINI E
ORIENTADO PELO PROF. DR. TIAGO ZENKER GIRELI.

ASSINATURA DO ORIENTADOR

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Tiago', is written over a horizontal line.

CAMPINAS

2016

Agência(s) de fomento e nº(s) de processo(s): Não se aplica.

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Luciana Pietrosanto Milla - CRB 8/8129

P331a Pecini, Bruno, 1986-
Aplicação do modelo river 2D em estudos de desvios de rios / Bruno
Pecini. – Campinas, SP : [s.n.], 2016.

Orientador: Tiago Zenker Gireli.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade
de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Rios. 2. Modelagem física. I. Gireli, Tiago Zenker, 1980-. II. Universidade
Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Application of river 2D model in river diversions studies

Palavras-chave em inglês:

Rivers

Physical modeling

Área de concentração: Recursos Hídricos, Energéticos e Ambientais

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Tiago Zenker Gireli

José Gilberto Dalfré Filho

Podalyro Amaral de Souza

Data de defesa: 19-04-2016

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO

APLICAÇÃO DO MODELO RIVER 2D EM ESTUDOS DE
DESVIOS DE RIOS

BRUNO PECINI

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Tiago Zenker Gireli

Presidente e Orientador/ FEC UNICAMP

Prof. Dr. José Gilberto Dalfré Filho

FEC/ UNICAMP

Prof. Dr. Podalyro Amaral de Souza

Poli – USP

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se
no processo de vida acadêmica do aluno.

Campinas, 19 de Abril de 2016

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por ter me dado saúde para conseguir vencer mais esta etapa.

Agradeço a meus pais João Emilio Pecini e Isabel Cristina Villela Pecini por sempre me incentivarem em todas as fases de minha vida.

Agradeço a minha esposa Gisele de Assis Coelho Pecini por me apoiar mesmo nos momentos mais difíceis.

Ao meu orientador Tiago Zenker Gireli pela dedicação e paciência diante das dificuldades encontradas.

Aos futuros engenheiros Gilvan Pessoa Franco e Marcus Vinicius Tenório pelo grande apoio e árduo trabalho tanto na etapa de tratamento dos dados para modelação computacional quanto na operação do modelo físico.

Aos Técnicos Ozeas de Oliveira França e Arnaldo Pereira da Silva e a toda equipe da área da modelação hidráulica da FCTH pelo apoio na operação do modelo físico e ao engenheiro Vitor Hugo Pereira de Moraes pelas longas discussões sobre o tema.

Ao engenheiro José Carlos de Melo Bernardino coordenador da área de modelação hidráulica, por permitir que eu faça este trabalho.

Por fim, a todos que de alguma forma ajudaram a vencer esta etapa.

RESUMO

A necessidade de soluções rápidas envolvendo problemas da hidráulica fluvial, fez com que se buscasse outros meios para o entendimento da movimentação dos fluidos e com a evolução da capacidade de processamento dos computadores pessoais, cada vez mais softwares passaram a ser utilizados para a solução de problemas da engenharia hidráulica. Este trabalho apresenta a aplicação do modelo computacional River 2D desenvolvido pela Universidade de Alberta, na simulação de escoamento fluvial e aplicação em um estudo de caso do desvio de um rio. Este estudo foi desenvolvido em paralelo com um modelo físico reduzido na escala 1:80 realizando comparações dos resultados obtidos em ambos os modelos.

A modelação computacional 2DH apresentou resultados bastante satisfatórios nas simulações, considerando o trecho natural do rio em questão, e também se mostrou uma poderosa ferramenta para subsidiar a elaboração de projetos de desvio de rios para a construção de aproveitamentos hidrelétricos.

Palavras Chave: Desvio de Rio, Modelagem Física, Modelagem Computacional.

ABSTRACT

The need for quick solutions involving river hydraulics problems, made them seek other means for understanding the movement of fluids and the evolution of the processing power of personal computers, more and more software are now used for troubleshooting of hydraulic engineering. This paper presents the application of computational model 2D River, developed by the University of Alberta, in the simulation of river flow and application in a case study of the diversion of a river. This study was developed in parallel with a reduced physical model in 1:80 scale performing comparisons of the results obtained in both models.

The computer modeling 2DH presented satisfactory results in the simulations considering the natural stretch of the river in question and also proved a powerful tool to support the development of diversion projects of rivers to build hydroelectric plants.

Keywords: Diversion River, Physical Modeling, Computational Modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 4.1. Formato dos dados de entrada para geração da topografia no River 2D.....	34
Figura 4.2. Topografia inserida no R2D_Bed detalhe da região da enseadeira de primeira fase.	34
Figura 4.3. Topografia carregada no editor de malha.....	35
Figura 4.4. Definição do espaçamento e do ângulo de geração da malha.	36
Figura 4.5. Malha triangular.	36
Figura 4.6. Condições de contorno.	37
Figura 4.7. Início da simulação em regime permanente.....	38
Figura 4.8. Imagem de saída do River 2D após conclusão da simulação.	39
Figura 4.9. Coluna imaginaria para definição da conservação de massa. Fonte: <i>Steffler.P and J. Blackburn</i>	40
Figura 4.10. Localização das Réguas	46
Figura 4.11. Região de medição dos níveis da água na esecadeira de 1ª fase Estacas 1 a 41 (indicadas canto superiro direito)	46
Figura 4.12. Região interpolada destacada em verde.....	47
Figura 4.13. Localização das seções de medição.	48
Figura 4.14. Avanço 1 das ensecaderias e pontos de medição.	49
Figura 4.15. Avanço 2 das ensecaderias e pontos de medição.....	49
Figura 4.16. Esquema da simulação do fechamento do rio.	50
Figura 4.17. Fluxograma para simulação do desvio de 2ª fase.	51
Figura 5.1. Gráfico comparativo para as três resoluções de malha computacional – $Q= 1723 \text{ m}^3/\text{s}$...	58
Figura 5.2. Gráfico comparativo para as três resoluções de malha computacional – $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$. .	58
Figura 5.3. Gráfico comparativo para as três números de Manning diferentes – $Q= 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	60
Figura 5.4. Gráfico comparativo para as três números de Manning diferentes – $Q= 3618 \text{ m}^3/\text{s}$	60
Figura 5.5. Gráfico comparativo para valores de ϵ_1 ϵ_2 e ϵ_3 – $Q= 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	61
Figura 5.6. Gráfico comparativo para valores de ϵ_1 ϵ_2 e ϵ_3 – $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$	62
Figura 5.7. Comparação entre os níveis da água na região da enseadeira de 1ª fase.	63
Figura 5.8. Comparação entre os níveis da água nas seções S1 a S11 – $Q = 1.723 \text{ m}^3/\text{s}$	68

Figura 5.9. Comparação entre os níveis da água médios nas seções S1 a S11.	69
Figura 5.10. Velocidades médias nas seções – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	71
Figura 5.11. Condições do escoamento na seção S6 modelo físico a esquerda e River 2D a direita. ..	72
Figura 5.12. Comparação entre os níveis da água nas seções S1 a S11 – $Q = 3.618 \text{ m}^3/\text{s}$	76
Figura 5.13. Comparação entre os níveis da água médios nas seções S1 a S11 – $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$	77
Figura 5.14. Velocidades médias nas seções – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	78
Figura 5.15. Condições do escoamento na região da seção S6.	79
Figura 5.16. Níveis da água nos pontos de medição Avanço 1 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$	81
Figura 5.17. Velocidades nos pontos de medição Avanço 1 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$	82
Figura 5.18. Níveis da água River 2D Avanço 1 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$	83
Figura 5.19. Distribuição das velocidades na região da enseadeiras Avanço 1 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$	84
Figura 5.20. Níveis da água nos pontos de medição Avanço 2 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$	85
Figura 5.21. Velocidades nos pontos de medição Avanço 2 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$	86
Figura 5.22. Níveis da água River 2D Avanço 2 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$	87
Figura 5.23. Distribuição das velocidades na região da enseadeiras Avanço 2 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$	88
Figura 5.24. Níveis da água para a simulação com a brecha sem operação do vertedouro.....	89
Figura 5.25. Velocidades para a simulação com a brecha sem operação do vertedouro.	89
Figura 5.26. Níveis da água para a simulação com a brecha e operação do vertedouro.	90
Figura 5.27. Velocidades para a simulação com a brecha e operação do vertedouro.	91
Figura 5.28. Detalhe da distribuição das velocidades na região da brecha, aproximação e restituição do vertedouro.	91
Figura 5.29. Detalhe das condições de aproximação ao vertedouro e descolamento no muro esquerdo de aproximação.....	92
Figura 8.1. Velocidades nos pontos das seções – $Q = 1.723 \text{ m}^3/\text{s}$	101
Figura 8.2. Velocidades nos pontos das seções – $Q = 3.618 \text{ m}^3/\text{s}$	105

LISTA FOTOGRAFIAS

Foto 4.1. Traçado das coordenadas no modelo físico.	52
Foto 4.2. Representação da topobatimetria.	53
Foto 4.3. Modelação do piso com argamassa.	53
Foto 4.4. Vertedouro triangular, canal de alimentação e parede tranquilizadora.	54
Foto 4.5. Comporta de jusante.	54
Foto 4.6. Vertedouro triangular	55
Foto 4.7. Ponta limnimétrica.	55
Foto 4.8. Micromolinete preso ao tripé (esquerda) e detalhe da hélice (direita).	56
Foto 5.1. Condições gerais do escoamento no modelo físico.	71
Foto 5.2. Condições gerais do escoamento no modelo físico – $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$	79
Foto 5.3. Condição do escoamento na região da ensecadeira para o avanço 1 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$	83
Foto 5.4. Condição do escoamento na região da ensecadeira para o avanço 2 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1. Números de Mannig utilizados para calibração	44
Tabela 4.2. Resolução da malha computacional.....	45
Tabela 4.3. Coeficientes de turbulência avaliados na calibração.	45
Tabela 5.1. Avaliação da resolução malha computacional $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	57
Tabela 5.2. Avaliação da resolução malha computacional $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$	57
Tabela 5.3. Avaliação do número de Manning $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	59
Tabela 5.4. Avaliação do número de Manning $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$	59
Tabela 5.5. Análise de sensibilidade do coeficientes de turbulência – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	61
Tabela 5.6. Análise de sensibilidade do coeficientes de turbulência – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	61
Tabela 5.7. Comparação entre os níveis da água na região da enseadeira de 1ª fase.	63
Tabela 5.8. Níveis da água nas seções $Q = 1.723 \text{ m}^3/\text{s}$	64
Tabela 5.9. Níveis da água (m) médios nas seções - $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	69
Tabela 5.10. Velocidades médias nas seções – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	70
Tabela 5.11. Níveis da água nas seções $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$	72
Tabela 5.12 . Níveis da água (m) médios nas seções - $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	76
Tabela 5.13. Velocidades médias nas seções – $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$	77
Tabela 5.14. Níveis da água nas réguas – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$ – Avanço 1.....	80
Tabela 5.15. Níveis da água nos pontos indicados na Figura 4.14 - $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$ – Avanço 1.....	80
Tabela 5.16. Velocidades nos pontos indicados na Figura 4.14 - $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$ – Avanço 1.....	81
Tabela 5.17. Níveis da água nas réguas – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$ – Avanço 2.....	84
Tabela 5.18. Níveis da água nos pontos indicados na Figura 4.14 - $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$ – Avanço 2.....	85
Tabela 5.19. Velocidades nos pontos indicados na Figura 4.14 - $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$ – Avanço 2.....	86
Tabela 8.1. Velocidades nos pontos das seções – $Q = 1.723 \text{ m}^3/\text{s}$	98
Tabela 8.2. Velocidades nos pontos das seções – $Q = 3.618 \text{ m}^3/\text{s}$	102

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Estrutura do Trabalho	15
2	OBJETIVOS	16
3	REVISÃO DA LITERATURA.....	17
3.1	Obras Hidráulicas	17
3.1.1	Desvio do rio para construção de barragens	18
3.2	Modelagem Física.....	20
3.2.1	Histórico	20
3.2.2	Conceitos sobre modelação hidráulica	21
3.2.3	Teoria da Semelhança	22
3.3	Modelagem computacional	28
4	M ATERIAIS E MÉTODOS.....	32
4.1	Método Computacional (River 2D)	33
4.1.1	Topografia	33
4.1.2	Malha computacional.....	35
4.1.3	Condições Hidráulicas de Entrada.....	36
4.1.4	Coleta de Resultados.....	38
4.2	Equacionamento River 2D.....	39
4.2.1	Hipóteses Assumidas.....	41
4.2.2	Resistência De Fundo	41
4.2.3	MODELO DE FECHAMENTO DA TURBULÊNCIA	42
4.3	Etapa 1 – Calibração do modelo Computacional	44
4.4	Etapa 2 - Comparação com os resultados do modelo físico reduzido	46
4.4.1	Velocidades e Níveis da água nas Seções.....	47
4.4.2	Avanço das Ensecaderias	48

4.5	Metodologia para simulação do Desvio de 2ª Fase – Fechamento do Rio	49
4.6	Método Experimental (modelo físico)	52
4.6.1	Descrição do Modelo Físico	52
4.6.2	Instrumentação	54
5	Resultados	57
5.1	Calibração do modelo River 2D	57
5.2	Comparação com os resultados do modelo físico	64
5.2.1	Níveis da água e velocidades – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$	64
5.2.2	Níveis da água e velocidades – $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$	72
5.2.3	Avanço das ensecadeiras	80
5.3	Simulação do Desvio de 2ª Fase – Fechamento do Rio	88
6	Conclusões e recomendações	93
7	Referências Bibliográficas	96
8	Anexo I	98

1 INTRODUÇÃO

A água é um recurso essencial à vida no planeta e está diretamente ligada ao desenvolvimento social, econômico e ambiental. Com a expansão populacional e industrial a demanda por água tem crescido, assim aumentando a necessidade de armazenar grandes volumes de água, através da construção de barragens. As barragens são barreiras que cruzam córregos, rios ou canais a fim de armazenar água para ser utilizada na: distribuição, irrigação, controle de cheias, navegação, recreação, controle de sedimentos, geração de energia elétrica entre outros. (ICOLD- CIGB 2008).

Na construção de um barramento há o envolvimento de profissionais de diversas áreas, o que caracteriza em uma obra multidisciplinar e dividida em diversas etapas. Para as etapas que são realizadas no leito do rio ou em regiões com cotas onde o nível d' água possa alcançar se faz necessário efetuar um desvio provisório no rio na região onde se pretende trabalhar, esta etapa é denominada desvio do rio. (TAMADA, 1994)

O desvio consiste no manejo do rio no período de construção do barramento e se dá através de estruturas de controle que devem ensecar, proteger e garantir condições de trabalho na região ensecada, de maneira segura dentro dos riscos assumidos. (ROCHA, 2006)

A dimensão da obra de desvio depende das características hidrológicas do rio em questão, das características morfológicas da região e da dimensão do barramento. A obra de desvio se divide em fases, geralmente em duas fases, sendo nomeado desvio de primeira fase e desvio de segunda fase. (ROCHA, 2006)

Na etapa de desvio de primeira fase se constrói as ensecadeiras de montante e de jusante na região onde serão construídas as estruturas como: vertedouro, casa de força, adufas entre outras.

Na segunda etapa de desvio se constrói a ensecadeira que fechará completamente o leito do rio, onde será construída a barragem principal e a vazão passa a escoar pela estrutura de desvio.

Um dos grandes desafios destas etapas da obra é lidar com o exíguo cronograma pra execução e a dependência direta das condições hidrológicas do rio.

Diante desta problemática há uma demanda por soluções e respostas rápidas para a elaboração do projeto de desvio.

Uma das ferramentas consagradas e largamente utilizada para obtenção de resultados e elaboração do projeto são os ensaios em modelos reduzidos que seguem os padrões de simulação do escoamento com superfície livre, ou seja, igualdade dos números de Froude.

Porém muitas vezes não se tem disponível um modelo físico construído ou tem que se tomar decisões antes da construção, calibração e obtenção dos resultados. Diante desta problemática e com a evolução da capacidade de processamento e armazenamento dos computadores os modelos matemáticos estão sendo utilizados com frequência para a resolução destes tipos de problemas envolvendo trechos fluviais.

1.1 Estrutura do Trabalho

Para facilitar o entendimento deste trabalho o texto foi organizado em 8 capítulos, sendo o capítulo 1 e 2 onde são apresentadas as motivações para elaboração deste trabalho o capítulo 3 apresenta uma revisão da literatura sobre as obras hidráulicas, modelos físicos e computacionais o capítulo 4 apresenta a metodologia proposta bem como o equacionamento envolvido no modelo utilizado os resultados obtidos são apresentados e analisados no capítulo 5 e as principais conclusões e recomendações são expostas no capítulo 6 o capítulo 7 apresenta o Anexo I e por fim as referências bibliográficas utilizadas são apresentadas no capítulo 8.

2 OBJETIVOS

Esta dissertação tem como objetivo a avaliação da capacidade do software River 2D desenvolvido pela Universidade de Alberta, em reproduzir fenômenos hidráulicos presentes em escoamentos fluviais, especialmente nos estudos de desvio do rio para construção de usinas hidrelétricas.

Para realizar esta avaliação são comparados os resultados obtidos no modelo computacional River 2D com os obtidos em modelo físico, a partir de um estudo de caso de um desvio de rio para construção de um aproveitamento hidroelétrico.

Em outra etapa, o objetivo é avaliar a capacidade do modelo computacional River 2D em simular o lançamento das ensecadeiras para fechamento do rio.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Obras Hidráulicas

Obras hidráulicas podem ser denominadas como o conjunto de estruturas construídas com o objetivo de manejar a água, qualquer que seja a sua origem, visando o aproveitamento ou proteção.

Estas obras podem ter diversas finalidades, como por exemplo: abastecimento d' água, irrigação, geração de energia, navegação, recreação e usos múltiplos. Dentre as obras hidráulicas, as mais importantes são as barragens, que na maioria das vezes são construídas com o objetivo de usos múltiplos.

As barragens podem ser definidas como barreiras ou estruturas que cruzam córregos, rios ou canais com o objetivo de confinar e assim possibilitar o controle do fluxo d' água. As barragens variam em tamanho desde pequenos maciços de terra a enormes estruturas de concreto. (ICOLD- CIGB 2008).

Ao longo da história da evolução humana as barragens e reservatórios foram construídos com sucesso para coletar e armazenar água, também possibilitando a regularização de vazões, amortecimento de cheias. Por mais de 4 mil anos a civilização tem usado barragens para armazenar e fornecer água em diversas partes do mundo.

Descobertas arqueológicas indicam que barragens simples de terra e redes de canais foram construídas já em 2.000 a.C. (ICOLD- CIGB 2008).

A barragem de Marib no Lêmen começou a ser construída em 750 a.C e levou aproximadamente 100 anos para ser concluída, uma das barragens mais antigas ainda em operação foi construída aproximadamente 1.300 a.C na área hoje correspondente a Síria. (ICOLD- CIGB 2008).

Os romanos construíram um elaborado sistema de barragens destinadas ao abastecimento d' água, a mais famosa delas era a barragem de terra de Cornalbo situada no sul da Espanha com altura de aproximadamente 24 m.

No Brasil uma das mais antigas barragens que se tem registro foi construída onde hoje é a região urbana do Recife conhecida como açude dos Apipucos possivelmente construída no final do século XVI.

O início do planejamento e projeto de grandes barragens no Brasil foi marcado pela grande seca na região nordeste assim sendo necessária a construção de barragens para abastecimento. A primeira dessas barragens foi construída em 1906 e se chamava Cedros.

Os anos 50 e 60 marcaram como anos de grandes construções de barragens contra a seca na região nordeste e no final do século XX conclui-se a construção da barragem de Castanhão cuja principal finalidade foi o fornecimento de água para a cidade de Fortaleza.

Na região sul e sudeste o principal finalidade da implantação das barragens foi para geração de energia elétrica. No final do século XIX foram implantadas pequenas usinas para suprimento de cargas moderadas.

Pouco mais de um século depois, em 2008, se tem no Brasil 104.816 MW em 1768 usinas das quais 706 são hidrelétricas, 1042 termoeletricas e 2 nucleares. (ICOLD- CIGB 2008).

E atualmente estão em construção grandes empreendimentos como as hidrelétricas de Jirau e Santo Antonio no rio Madeira com previsão de aproximadamente 7000 MW instalados. Outro grande empreendimento é a hidrelétrica de Belo Monte que esta em construção no rio Xingu com capacidade instalada de 11.233 MW.

3.1.1 Desvio do rio para construção de barragens

Para a construção de obras no leito dos rios, e necessário fazer um desvio provisório do mesmo, no trecho onde se pretende trabalhar. Deste modo o desvio tem por finalidade realizar o manejo do rio, durante o período em que se executa as obras, através de estruturas de controle, que devem ensecar, proteger e garantir condições seguras de trabalho dentro dos riscos aceitáveis. (ROCHA, 2006)

O esquema de desvio a ser escolhido é muito importante para garantir a viabilidade econômica da obra como um todo. A complexidade e extensão das obras de desvio dependem fundamentalmente do potencial das cheias do rio. Se houver grandes cheias estas obras ganham grande importância e complexidade. (TAMADA, 1994)

O projeto do desvio deve ser contemplado como parte integrante do arranjo geral da obra, influenciando e sendo influenciado pelas demais estruturas componentes da usina influenciando no *lay-out*, custo, sequência construtiva e cronograma da obra.

Para que seja possível executar a obra da barragem por completo é necessário que se divida o desvio do rio em fases. Em cada fase podem ser utilizadas diferentes estruturas em diferentes localidades. Estas estruturas podem ser utilizadas exclusivamente para as fases de desvio ou podem ser aproveitadas como estruturas permanentes, sendo incorporadas às demais estruturas da obra.

As estruturas de desvio mais utilizadas são:

Ensecadeiras;

Túneis;

Canais;

Galerias;

Vertedouros com soleira rebaixada

Circuito hidráulico de geração.

As estruturas mais utilizadas para a construção da barragem são as ensecadeiras, elas possibilitam a criação de uma área seca para a realização dos trabalhos no leito do rio. As ensecadeiras são barragens provisórias com finalidade de fechar uma região do curso da água, de forma a deixar seca a área onde serão executadas as obras.

3.1.1.1 Fases típicas do desvio de rios

Existem muitas alternativas para realizar o desvio de um rio durante a construção de uma barragem. A seguir serão apresentados os esquemas mais comuns.

As soluções podem ter uma única fase ou fases múltiplas, sendo mais comum os desvios de uma ou duas fases. As características mais comuns destas fases de desvio são apresentadas a seguir:

Única Fase: As ensecadeiras de montante e jusante fecham o rio por completo e a vazão é desviada por túneis, galerias ou canais laterais.

Duas Fases: Neste caso a primeira fase de desvio é caracterizada pela redução da seção de escoamento com a finalidade de proteger a área na qual serão executadas as obras do sistema extravasor, casa de máquinas e etc. É sem dúvida a fase mais longa, pois geralmente a maior parte das obras de concreto serão executadas nesta fase. Entretanto, como o rio fica confinado ainda no leito parcial, permite comportar vazões relativamente altas, com certa facilidade. A segunda etapa de desvio é caracterizada pelo lançamento das ensecadeiras no leito do rio, quando ocorre o fechamento e toda a vazão passa a escoar pela estrutura de desvio, seja vertedouro rebaixado, adufas, túneis ou o circuito hidráulico de geração. Nesta etapa a ensecadeira de primeira fase é removida parcial ou totalmente para possibilitar a passagem do escoamento para estrutura de desvio.

3.2 Modelagem Física

3.2.1 Histórico

A utilização de modelos hidráulicos em escala reduzida é fundamental na determinação das características do projeto de uma obra hidráulica. Desde que Leonardo da Vinci (1452 -1519) obteve sucesso com sua experiência para descrever o fluxo da água, o método experimental em mecânica dos fluidos, vem se desenvolvendo muito. (Kobus, 1978).

O primeiro laboratório de hidráulica fluvial foi fundado em 1898 por Hubert Engels (1854 - 1950) em Dresden e no mesmo período Theodor Rehbock (1864 - 1950) construiu outro laboratório de hidráulica fluvial na cidade de Karlsruhe ambos na Alemanha. (Kobus, 1978).

Influenciados por Engels e Rehbock a utilização de modelos hidráulicos foi ganhando grande prestígio na Alemanha. Em 1903 foi construído o terceiro laboratório em Berlin. (Kobus, 1978).

Paralelamente a esse grande desenvolvimento da engenharia hidráulica outras áreas da mecânica dos fluidos experimental, como a aerodinâmica e hidromecânica estavam ganhando força. Ludwig Prandtl (1875 – 1953) em 1904 fundou um instituto para estudos de escoamento fluido e rapidamente obteve um reconhecimento mundial.

Laboratórios de estudos de máquinas de fluxo foram fundados na Alemanha por: Herman Föttinger (1877- 1945) em Berlin, Dietrich Thoma (1881 – 1943) em Munich e Victor Kaplan (1876 – 1934) em Brunn.

Seguindo o grande sucesso da Alemanha com laboratórios de hidráulica fluvial, grandes laboratórios foram construídos pelo mundo, como por exemplo, fundando em 1907 em Leningrad (V.E. Timonoff), 1908 em Toulouse (C. Camichel), 1910 em Padua (E. Scimèni), 1912 em Vienna (F. Schaffernak), 1917 em Stockholm (W. Fellenius), 1927 em Delft (J. Th. Thijssse) e em 1928 em Zurich (E.Meyer – Peter).

Nos Estados Unidos foi fundando um grande número de laboratórios de hidráulica, as pesquisas desenvolvidas por John R. Freeman contribuíram muito com a evolução da hidráulica experimental. (Kobus, 1978).

A modelação hidráulica evoluiu rapidamente e logo se transformou em uma ferramenta de engenharia, reconhecida, consagrada e largamente utilizada na solução de problemas hidráulicos tornando-se procedimento padrão aceito em muitas áreas não somente em problemas clássicos da hidráulica.

3.2.2 Conceitos sobre modelação hidráulica

Todo projeto de engenharia comporta a previsão do comportamento de um sistema, a ser construído pelo homem, ou de um sistema natural que sofrerá interferência. Por tanto, devem ser verificados meios disponíveis para prever o comportamento dos sistemas físicos. (Mota, 1972).

Um método muito utilizado em obras hidráulicas é recorrer a observações efetuadas em outro sistema que se comporte de forma semelhante ao sistema cujo comportamento se quer prever, mas apresente dimensões menores, seja fácil introduzir modificações e variar as grandezas sobre controle. O sistema que se quer prever chama-se protótipo e o sistema a partir do qual se efetuam as previsões válidas para fins de engenharia e comporta-se de modo semelhante, chama-se modelo. (Mota, 1972).

O sistema comportar-se de modo semelhante significa que:

O mesmo fenômeno e as mesmas grandezas regidas pela lei física se passam nos dois sistemas;

Para cada grandeza a ser mensurada existem relações constantes, conhecidas e independentes dos valores absolutos entre os valores do modelo e protótipo;

Um modelo, no seu sentido mais amplo, é a representação simplificada da realidade ou interpretação de um fragmento de um sistema segundo uma estrutura de conceitos. Servindo como parâmetro de previsão do comportamento de estruturas, máquinas, sistemas naturais em diversas áreas da engenharia. (Mota, 1972).

Os modelos utilizados para verificação do projeto hidráulico podem ser tanto bidimensionais como tridimensionais. Os modelos bidimensionais são utilizados para o estudo de estruturas específicas como: vertedouros, turbinas, pilares de pontes e etc. Já os modelos tridimensionais são importantes para avaliar o arranjo geral como um todo, verificando o funcionamento de praticamente todas as estruturas que compõem a obra.

3.2.3 Teoria da Semelhança

A mecânica dos fluidos, em particular a hidráulica é uma ciência teórica e também experimental. Os problemas de escoamento dos fluídos ficam fisicamente determinados pelo conhecimento das condições de contorno e pelo conhecimento das pressões que reinam no escoamento a superfície livre. As equações de Navier-Stokes, juntamente com as equações da continuidade deveriam permitir a solução teórica completa dos problemas. Porém a realidade dos problemas práticos é complexa para serem resolvidos através de cálculos. Sendo assim recorre-se a solução experimental destes problemas.

A teoria da semelhança é conjunto de princípios a serem seguidos a fim de projetar, construir, operar e interpretar os sistemas (modelos) a partir dos quais se deseja prever o comportamento de outros sistemas (protótipos). Esta teoria estabelece dois principais objetivos:

Estabelecer as relações de transferência dos valores entre modelo e protótipo;

Estabelecer o tipo de relação entre as grandezas intervenientes em qualquer fenômeno físico, a fim de possibilitar pesquisar sistematicamente os dados mais significativos.

Além disso, a teoria da semelhança baseia-se na análise dimensional, pois leva em conta a natureza das grandezas físicas e a dependência entre elas. Sendo assim quando pretende se construir um modelo físico a partir de um protótipo, devem-se formular condições para que o seu funcionamento seja semelhante, sob o ponto de vista das relações entre três grandezas fundamentais: comprimento, massa e tempo. (Froelich, 2004).

Dois escoamentos são mecanicamente semelhantes se, em pontos homólogos, apresentarem semelhança geométrica e a razão dos valores das grandezas dinâmicas forem iguais à escala geométrica.

A semelhança geométrica é obtida através da razão entre os comprimentos dos dois sistemas, modelo e protótipo.

Para o modelo ser similar ao protótipo no sentido completo do termo, não basta simplesmente se ter a semelhança geométrica do contorno sólido. É necessário também que as linhas de corrente sejam semelhantes em instantes de tempo homólogos, isto ocorre quando há semelhança cinemática. Nessas condições as velocidades e as acelerações possuem uma relação constante entre modelo e protótipo. Para que a semelhança cinemática exista deve se ter a semelhança dinâmica, ou seja, as forças atuantes em cada partícula de fluido deve manter a mesma relação modelo protótipo, da mesma forma que as velocidades e as acelerações.

As forças atuantes sobre uma partícula de fluido podem ser devidas as forças de massa, como o peso submetido a um campo gravitacional, forças de superfície resultante da tensão superficial, gradientes de pressão, temperatura ou densidade. A força resultante, ou de inércia deve manter a mesma relação entre modelo e protótipo. Na realidade é praticamente impossível obter a semelhança dinâmica completa, sendo assim, se deve priorizar a força mais significativa para que se mantenha a semelhança entre modelo e protótipo. (Froelich, 2004).

No caso de escoamento a superfície livre, os grupos adimensionais que regem o fenômeno são o número de Reynolds, o número de Froude, o número de Mach e o número de Weber.

Esses grupos adimensionais são:

$$R = \frac{V.D}{\nu} = \text{número de Reynolds}; \quad (1)$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}} = \text{número de Froude}; \quad (2)$$

$$M = \frac{V}{c} = \text{número de Mach}; \quad (3)$$

$$We = \frac{\rho V^2 D}{\sigma} = \text{número de Weber} \quad (4)$$

Sendo:

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

D = dimensão característica que intervém no fenômeno a ser representado (m);

ρ = massa específica do fluido (kg/m³);

σ = coeficiente de tensão superficial do fluido (N/m);

ν = viscosidade cinemática do fluido (m²/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²);

y = profundidade média do escoamento a superfície livre;

c = velocidade de propagação de som no meio fluido.

O número de Reynolds correlaciona às forças de inércia, representadas pela velocidade (V) e as forças viscosas, representadas pelo coeficiente de viscosidade cinemática do fluido ($R = \frac{V.D}{\nu}$) (eq. 1).

O número de Froude é a relação entre as forças inerciais representadas pela velocidade (V) e a força gravitacional (g) (eq. 2).

O número de Mach relaciona a velocidade do escoamento (V) com a velocidade de propagação do som no meio fluido (c) e o número de Weber relaciona as forças de inércia ($\rho V^2 D$) com as forças de tensão superficial (σ).

Analisando-se as expressões acima, é fácil verificar que a igualdade de todos os grupos adimensionais entre dois escoamentos geometricamente semelhantes só é possível para a escala geométrica unitária, pois essa igualdade implica que todas as outras grandezas devem ser proporcionais à escala geométrica. Por exemplo, as viscosidades em dois escoamentos semelhantes deverão ser também proporcionais à escala geométrica, assim como tempo, velocidade e coeficiente de tensão superficial entre outras. Tal condição é, de modo geral, impossível de ser atendida numa outra escala diferente da unitária, por limitações físicas.

Entretanto, a experiência tem mostrado que, na representação de determinados fenômenos, alguns adimensionais são mais importantes que outros e, dentro de alguns critérios, a sua representação pode ser feita através da igualdade de somente um desses grupos adimensionais, sem prejuízo da modelação.

No escoamento em superfície livre, o adimensional mais importante é o número de Froude, pois as forças que governam o escoamento são as gravitacionais e as de inércia.

Adotando-se o número de Froude como sendo o adimensional que rege o fenômeno, tem-se a semelhança de Froude.

A igualdade dos números de Froude entre dois escoamentos com escalas geométricas diferentes da unidade gera a desigualdade de outros grupos adimensionais, ocorrendo os chamados "efeitos de escala". Esses efeitos podem ser desprezados adotando-se uma escala geométrica mínima.

Em alguns casos, mesmo com a adoção de escalas mínimas, a modelação torna-se inexequível, seja por razões econômicas, seja pela indisponibilidade de equipamentos ou espaço. Pode-se contornar essa situação representando o fenômeno parcialmente (modelos parciais ou bidimensionais), verificando-se, entretanto a ocorrência dos "efeitos de laboratório" introduzidos por este tipo de representação.

Os escoamentos são governados pelas equações de conservação de massa e da quantidade de movimento, para que as equações apresentem a mesma solução entre o protótipo e o modelo é necessário adimensionaliza-las para que tenham os mesmos coeficientes de Froude e Reynolds.

A equação 5 apresenta a conservação de massa.

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (5)$$

A equação 6 apresenta a conservação da quantidade de movimento (Navier-Stokes)

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_i \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} - g \frac{\partial h}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} \quad (6)$$

Tomando como características conhecidas do escoamento:

Velocidade: U

Dimensão: L

Tempo: $\frac{L}{U}$

E variáveis adimensionais:

$$X_i^* = \frac{x_i}{L}$$

$$p^* = \frac{p}{\rho U^2}$$

$$h^* = \frac{h}{L}$$

$$t^* = \frac{tU}{L}$$

$$u_i^* = \frac{x_i}{L}$$

Substituindo as variáveis adimensionais na equação 5 resultará na equação abaixo:

$$\frac{\partial^* x_i}{\partial^* u_i} = 0 \quad (7)$$

E substituindo os adimensionais na equação de quantidade de movimento (Navier-Stokes) obteremos:

$$\frac{\partial x_i^*}{\partial t_i^*} + u_i \frac{\partial u_i^*}{\partial x_j^*} = \frac{\partial p^*}{\partial x_i^*} - \frac{1}{\frac{U^2}{gL}} \frac{\partial h^*}{\partial x_i^*} + \frac{1}{\frac{UL}{\nu}} \frac{\partial^2 u_i^*}{\partial x_j^* \partial x_j^*} \quad (8)$$

Nota-se que no denominador aparecem os números de Froude e Reynolds, e para que a solução adimensionalizada produza a mesma solução no modelo e no protótipo é necessário que:

$$Fr_m = Fr_p \quad \text{e} \quad Re_m = Re_p$$

Sabe-se que não é possível garantir a igualdade dos dois adimensionais na modelação física de trechos fluviais, entretendo se estabelece a igualdade do numero de Froude e projeta-se o modelo para garantir que escoamento seja turbulento rugoso, de modo que a perda de carga não dependa no numero de Reynolds.

3.2.3.1 Critério de semelhança de Froude

Para a modelação de escoamentos a superfície livre, estabelece-se a igualdade entre os números de Froude do modelo e do protótipo. Esta condição, por si só, estabelece as relações de extrapolação para o protótipo, das diversas grandezas medidas no modelo.

Fazendo-se a igualdade entre os números de Froude do modelo e do protótipo:

$$\frac{V_m}{\sqrt{g \cdot y_m}} = \frac{V_p}{\sqrt{g \cdot y_p}} \quad (9)$$

Sendo λ a escala geométrica:

$$\lambda = \frac{L_m}{L_p} \quad (10)$$

Resultam as seguintes escalas:

- Escala de velocidades: $\frac{V_m}{V_p} = \lambda^{1/2}$
- Escala de pressões: $\frac{P_m}{P_p} = \lambda$
- Escala de tempos: $\frac{T_m}{T_p} = \lambda^{1/2}$
- Escala de vazões: $\frac{Q_m}{Q_p} = \lambda^{5/2}$

Os sub-índices "p" e "m" referem-se ao protótipo e ao modelo, respectivamente e "L" é uma dimensão linear característica.

3.3 Modelagem computacional

Com o grande avanço tecnológico levando em conta a capacidade de processamento dos computadores pessoais, que passaram a permitir que análises detalhadas de problemas no campo das engenharias fossem efetuados com alguma rotina. Na engenharia fluvial, a utilização de modelos bidimensionais como ferramenta de análise se tornou comum, estes modelos se mostraram úteis e eficazes em estudos que o interesse fosse conhecer as velocidades e profundidades do escoamento. (Fonseca, 2014).

Atualmente os modelos bidimensionais promediados na profundidade (2DH) que juntos com os modelos unidimensionais (1D) são largamente utilizados na prática da engenharia. Com o avanço da capacidade computacional e das técnicas numéricas a utilização de modelos bidimensionais permite a obtenção de

informações mais detalhadas, como a distribuição em planta das velocidades e profundidades.

Hoje se encontra disponível uma grande quantidade de modelos bidimensionais, tanto de domínio público quanto comercial, que se baseiam numa variedade de esquemas numéricos, e oferecem a capacidade de visualização gráfica durante e após o término do processamento.

Os fundamentos físicos destes programas são similares entre si. Praticamente todos os modelos bidimensionais resolvem a equação de conservação de massa e duas componentes da equação de *momentum*. Resultando na obtenção da velocidade e profundidade em cada ponto ou nó da malha gerada.

Exemplos típicos em que se utilizam modelos bidimensionais são: escoamento ao redor dos vãos de pontes, desvio de rios, transporte de sedimentos e avaliação de habitat de peixes.

Em 2004, Friedrich utilizou o modelo RMA2 para simulação de escoamento em um trecho do rio Jacuí, no estado do Rio Grande do Sul e confrontou seus resultados com um modelo físico de escala geométrica 1:100. O modelo físico foi calibrado com níveis d' água obtidos em protótipo e o modelo computacional RMA2 foi calibrado e validado com medições de velocidades e níveis d' água efetuados em modelo físico. Foi realizada uma análise de sensibilidade dos parâmetros da malha, coeficiente de turbulência e coeficiente de rugosidade. Friedrich concluiu que o modelo RMA2 se mostrou adequado para simulação de escoamentos fluviais.

Em 2009 Vasquez & Lima publicaram um trabalho no simpósio XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos referente à utilização de modelos hidrodinâmicos bidimensionais em hidráulica de pontes. Neste trabalho modelaram casos reais como pontes no Rio Paraguai e no Rio Frases no Canadá. Os resultados desse trabalho mostram que a modelagem bidimensional pode ser usada com grande eficiência para calcular valores realísticos de velocidades e níveis d' água nas proximidades dos pilares de pontes e outras estruturas que estão em contato com o escoamento fluvial, podendo ser usado como ferramenta para previsão e mitigação dos efeitos de situações hidrológicas e hidráulicas extremas. Assim diminuindo os custos do projeto e evitando prejuízos econômicos, sociais e

ambientais. Neste trabalho Vasquez & Lima utilizaram o modelo River 2D para determinar o campo de velocidades incidentes nos pilares e comportamento da linha d' água sobre a influência dos mesmos. Normalmente esses valores eram definidos utilizando modelos unidimensionais (1D) como HEC-RAS ou o MIKE11, no entanto esses modelos assumem a velocidade média na seção como sendo a velocidade de ataque nos pilares e essa hipótese somente é válida em rios com a seção retilínea com fluxo unidimensional. Os modelos 1D também assumem que o escoamento é perpendicular a seção transversal não possibilitando a determinação do ângulo de ataque do escoamento. Já os modelos tridimensionais podem calcular a maioria dos efeitos componentes dos escoamentos complexos, porém de acordo com Vazques & Lima (2009) o tempo necessário para o processamento inviabiliza a simulação do fluxo ao redor dos pilares de maneira individual.

Assim os modelos bidimensionais mostram grande vantagem na simulação de problemas envolvendo hidráulica de pontes, pois além de sua grande velocidade de processamento, possibilitam determinar a distribuição das velocidades de forma espacial na região de interesse.

Em 2009, Wendt realizou um estudo sobre as condições do escoamento a jusante de uma obra hidráulica, através do modelo computacional Delft 3D. Como estudo de caso foi simulado um trecho do rio Iguaçu imediatamente a jusante de um hipotético vertedouro de baixa queda e para simulação do escoamento proveniente do vertedouro foi utilizado escoamento equivalente, uma vez que o modelo Delft 3D não simula a estrutura hidráulica, Wendt utilizou um canal extenso com a mesma declividade da estrutura de modo que as velocidades e níveis da água a jusante da estrutura sejam semelhantes ao escoamento liberado por vertedouro de baixa queda. A metodologia proposta se mostrou bastante satisfatória para análise deste tipo de escoamento.

Em 2010 Andrzejewski utilizou o modelo River 2D para realização dos estudos referente ao desvio de primeira fase para construção da Usina Hidrelétrica de Jirau onde um dos desafios para a construção do empreendimento foi o exíguo cronograma e a dependência das condições hidrológicas do Rio Madeira, demandando soluções não convencionais e a necessidade de tomar decisões antes da disponibilidade dos resultados do modelo físico reduzido. Na etapa do desvio de primeira fase o modelo foi calibrado para reproduzir os níveis observados em campo

nas condições naturais do rio. O projeto do desvio de primeira fase foi baseado integralmente em estudos realizados com o modelo computacional River 2D, a maior diferença no nível d' água previsto no modelo computacional e os observados em campo foi de 0,80 m. Os diâmetros dos blocos utilizados para o fechamento das ensecadeiras de primeira fase foram baseados nas velocidades obtidas com o modelo computacional.

Outro aspecto estudado por Andrzejewski (2010) foi a condição da aproximação do escoamento ao emboque da tomada d' água das unidades geradoras da UHE Jirau, utilizando o modelo River 2D. Estes estudos foram comparados com os resultados obtidos em modelo físico e o principal ganho em realizar estes estudos foi conseguir antecipar as conclusões sob o ponto de vista da característica do escoamento na região do emboque das tomadas d' água. Neste estudo foram avaliados os parâmetros da viscosidade turbulenta (ϵ_1 , ϵ_2 , e ϵ_3) e esse parâmetro se apresentou insensível na faixa entre 0 e 0,5 apenas quando foi utilizado valores igual a 1 para os coeficientes ϵ_1 e ϵ_3 observou-se variações significativas no padrão do escoamento. O autor sugere utilizar valores de $\epsilon_1=0,10$, $\epsilon_2=0,50$ e $\epsilon_3=0,25$.

Um dos modelos mais utilizados para simulação de habitat para espécies piscícolas é o modelo River 2D devido a sua capacidade de representação das condições topográficas, este modelo cria uma malha de elementos finitos que representa com exatidão as características físicas do leito e com o objetivo de efetuar uma análise de sensibilidade do modelo River 2D Boavida & Pinheiro (2010) realizaram estudos de sensibilidade do modelo quanto à discretização da malha e à rugosidade. Neste estudo Boavida & Pinheiro simularam um trecho de 7 km do ribeirão Odelouca localizado em Portugal. Para reprodução da topografia no modelo River 2D foi realizado um levantamento de campo e os parâmetros hidráulicos foram medidos ao longo de 3 seções transversais.

Boavida & Pinheiro primeiramente fizeram uma análise de sensibilidade da malha. A primeira malha apresentou 2347 nós e 4576 elementos e a segunda malha apresentou 6689 nós e 13575 elementos. O tempo de simulação foi de 10 minutos para a primeira malha e 1h30 para a segunda malha. As diferenças em relação à profundidade foram da ordem de 2,5 % sendo valores menores de profundidade com a primeira malha. Com a malha mais densa observou-se um

deslocamento do pico de velocidade para o sentido da margem direita, pois com a malha mais densa se tem uma reprodução mais exata da topografia.

Com o aumento da rugosidade alteradas para o dobro Boavida & Pinheiro constataram um aumento em média de 8 %. As velocidades apresentaram uma diminuição de 0,1 m/s, mantendo-se o perfil geral de distribuição.

Em 2013 Trierweiler, realizou um estudo do desvio de segunda fase do rio madeira utilizando o modelo computacional River 2D. O modelo computacional foi utilizado para auxiliar na definição do local para o fechamento da brecha final, em uma etapa prévia aos estudos em modelo físico reduzido. Estes estudos foram confrontados com resultados de ensaios em modelo físico reduzido na escala 1:80. Neste trabalho Trierweiler (2013) concluiu que a utilização de modelagem computacional aliada à modelagem física se mostra um procedimento adequado para os casos em que o desvio do rio apresenta grande complexidade e a necessidade de respostas rápidas devido ao cronograma executivo da obra. A junção destas duas ferramentas permitiu otimizar e reduzir o prazo para execução do projeto.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Conforme destacado no item 2, esta pesquisa foi desenvolvida a partir de um estudo de caso de um desvio de rio para a construção de um aproveitamento hidrelétrico, que terá seu nome preservado por questões contatuais.

O desvio do rio deste empreendimento em questão foi dividido em duas etapas: desvio de primeira fase para a construção da casa de força e vertedouro e desvio de segunda fase para a construção da barragem. Como estrutura de desvio na segunda fase, já com o leito do rio fechado, foi utilizado o vertedouro com as ogivas rebaixadas. A vazão de 1874 m³/s simulada no modelo físico e no River 2D corresponde a média de longo termo e foi adotada como vazão de projeto para o avanço das ensecadeiras. Já a vazão simulada para a brecha final, ou seja, fechamento corresponde a 500 m³/s.

Neste trabalho foram confrontados os resultados obtidos em um modelo físico reduzido na escala 1:80 que reproduz a área do aproveitamento hidrelétrico em questão.

4.1 Método Computacional (River 2D)

Neste trabalho é utilizado o modelo River 2D que consiste em um programa de modelação bidimensional desenvolvido pela universidade de Alberta no Canadá.

O River 2D é um conjunto de programas, que compreende o R2D_Bed, R2D_Mesh, R2D_Ice e o River 2D, sendo os três primeiros editores de parâmetros de entrada e o último utilizado para efetuar as simulações e visualizar os resultados. O R2D_Bed é utilizado para editar a topografia, o R2D_Mesh é utilizado para criação da malha o R2D_Ice é utilizado para edição de zonas topográficas em gelo e não será utilizado no âmbito deste trabalho.

Este capítulo apresenta a metodologia utilizada para modelação de um trecho fluvial utilizando o modelo River 2D.

4.1.1 Topografia

A topobatimetria é gerada utilizando o editor R2D_Bed e desenvolve-se a partir dos dados coletados em campo. Neste presente trabalho o levantamento de campo foi realizado por uma empresa especializada em topografia e enviado em arquivo *dwg* para construção do modelo físico reduzido. Esses mesmos dados foram utilizados para criação da topobatimetria no modelo River 2D. Com base no arquivo em *dwg* com as curvas de nível da região, o primeiro passo é dividir as curvas de nível em pontos e todos os pontos devem conter as coordenadas x; y e z, após esta etapa os pontos são exportados para um arquivo do bloco de notas (*.txt*) este arquivo será o de entrada no editor de topografia R2D_Bed e deve seguir a disposição das colunas apresentadas na Figura 4.1. Nesta figura a primeira coluna apresenta a identificação do ponto, a segunda coluna apresenta a coordenada x, a coluna três e quatro apresentam respectivamente as coordenadas y e z. Já a quinta coluna apresenta a rugosidade absoluta que foi estimada a partir de um valor de Manning (n) típico para região e utilizando a formula proposta por Raju (KOBUS, 1981).

$$n = \frac{K^{1/6}}{25,6} \quad (11)$$

h	x	y	z	k
1	466974.64	94661.32	40.00	0,49
2	466973.78	94660.81	40.00	0,49
3	466972.92	94660.30	40.00	0,49
4	466972.06	94659.79	40.00	0,49
5	466971.20	94659.28	40.00	0,49
6	466970.34	94658.76	40.00	0,49
7	466969.48	94658.25	40.00	0,49
8	466968.62	94657.74	40.00	0,49
9	466967.76	94657.23	40.00	0,49
10	466966.90	94656.72	40.00	0,49
11	466966.04	94656.20	40.00	0,49
12	466965.18	94655.69	40.00	0,49
13	466964.32	94655.18	40.00	0,49
14	466963.46	94654.67	40.00	0,49
15	466962.61	94654.15	40.00	0,49
16	466961.75	94653.64	40.00	0,49
17	466960.89	94653.13	40.00	0,49
18	466960.03	94652.62	40.00	0,49
19	466959.17	94652.11	40.00	0,49
20	466958.31	94651.59	40.00	0,49
21	466957.45	94651.08	40.00	0,49
22	466956.59	94650.57	40.00	0,49
23	466955.73	94650.06	40.00	0,49
24	466954.87	94649.55	40.00	0,49
25	466954.01	94649.03	40.00	0,49

Figura 4.1. Formato dos dados de entrada para geração da topografia no River 2D.

A Figura 4.2 ilustra o editor topográfico já com os dados inseridos, e a partir deste ponto o leito deve ser editado seguindo os seguintes passos: definição dos limites exteriores (borda do modelo) e interiores se necessário, edição por região da rugosidade de fundo (se cabível).

Depois de concluído a edição da topográfica deve salvar o arquivo com a extensão *.bed*.

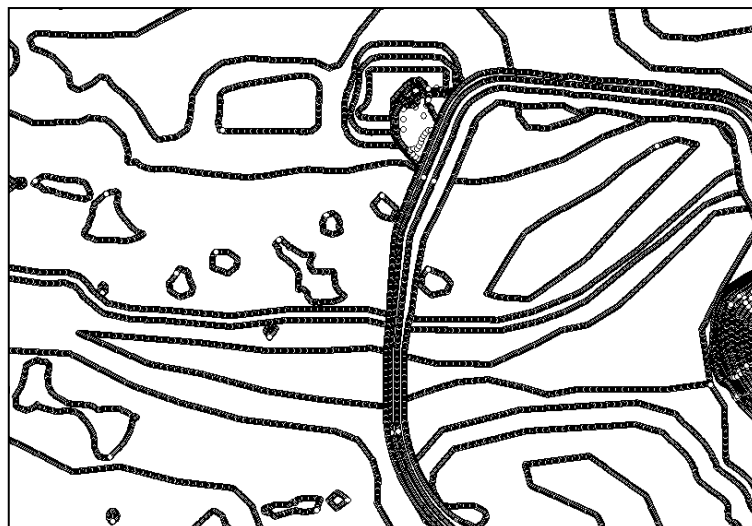


Figura 4.2. Topografia inserida no R2D_Bed detalhe da região da enseadeira de primeira fase.

4.1.2 Malha computacional

Após a definição da topobatimetria o próximo passo é gerar a malha computacional utilizando o editor R2D_Mesh, neste editor carrega-se o arquivo *.bed*. Primeiramente definem-se os nós do limite exterior já estabelecidos anteriormente e gera-se um preenchimento com espaçamento dos nós uniformes e estabelecidos nesse momento e definição do ângulo para geração da malha conforme Figura 4.3 e Figura 4.4. Na sequência executa-se a triangulação dos pontos definidos anteriormente a malha triangular pode ser vista na Figura 4.5.

A qualidade da malha deve ser verificada recorrendo ao comando “*Mesh Information*” que fornece informações relativas a número de nós, elementos e o índice de qualidade da malha (QI). Uma malha ideal, construída apenas com triângulos equiláteros, teria um índice igual a um, no entanto malhas reais o manual do software recomenda utilizar índice entre 0,15 a 0,5.

Por fim define-se a seção de entrada e saída do escoamento e salva um arquivo no formato *.cdg* que é o arquivo de entrada do River 2D onde se executa a simulação hidrodinâmica.

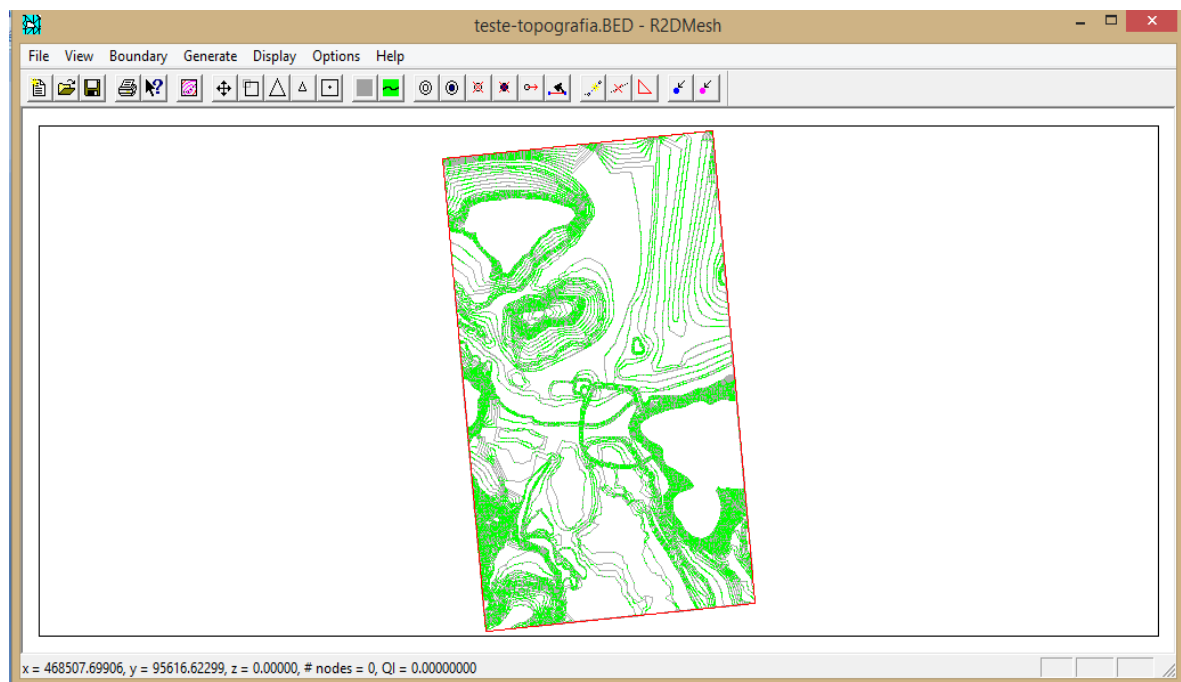


Figura 4.3. Topografia carregada no editor de malha.

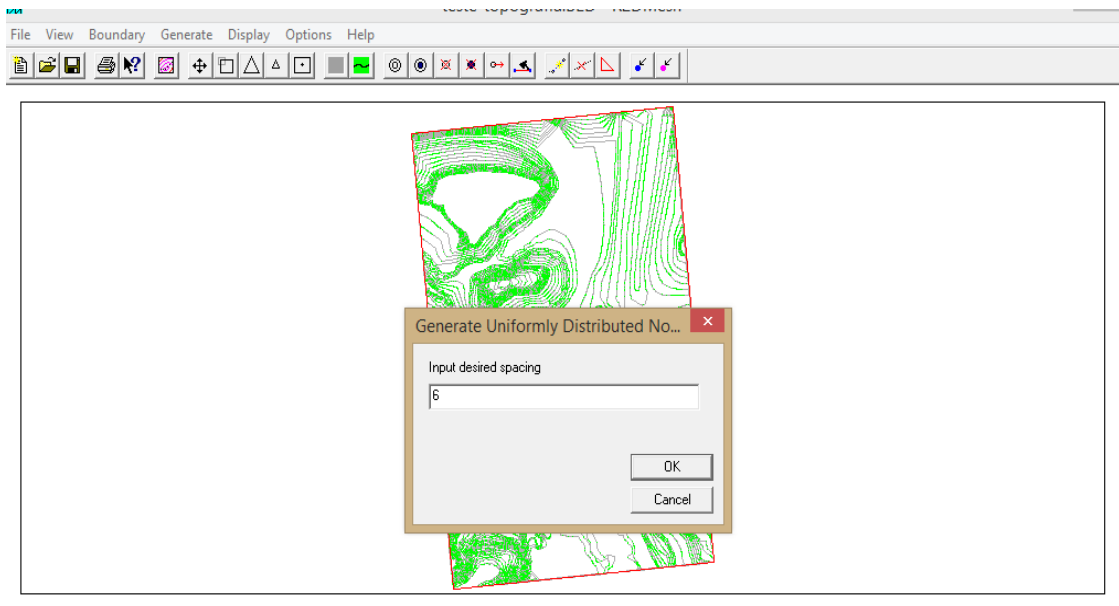


Figura 4.4. Definição do espaçamento e do ângulo de geração da malha.

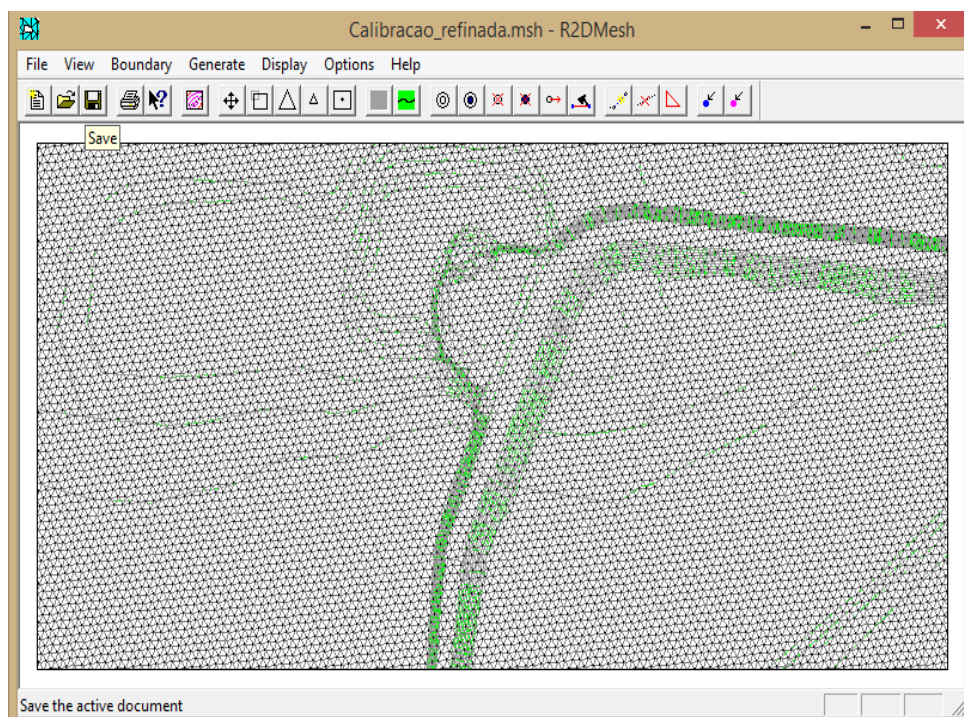


Figura 4.5. Malha triangular.

4.1.3 Condições Hidráulicas de Entrada

As condições hidráulicas podem ser criadas quando se gera a malha e define-se a seção de entrada e de saída do escoamento e também podem ser editadas quando se carrega o arquivo *.cdg* no River 2D. A Figura 4.6 ilustra as

seções de entrada e saída do escoamento. Na seção de entrada defini-se a vazão e na seção de saída o nível d' água de jusante.

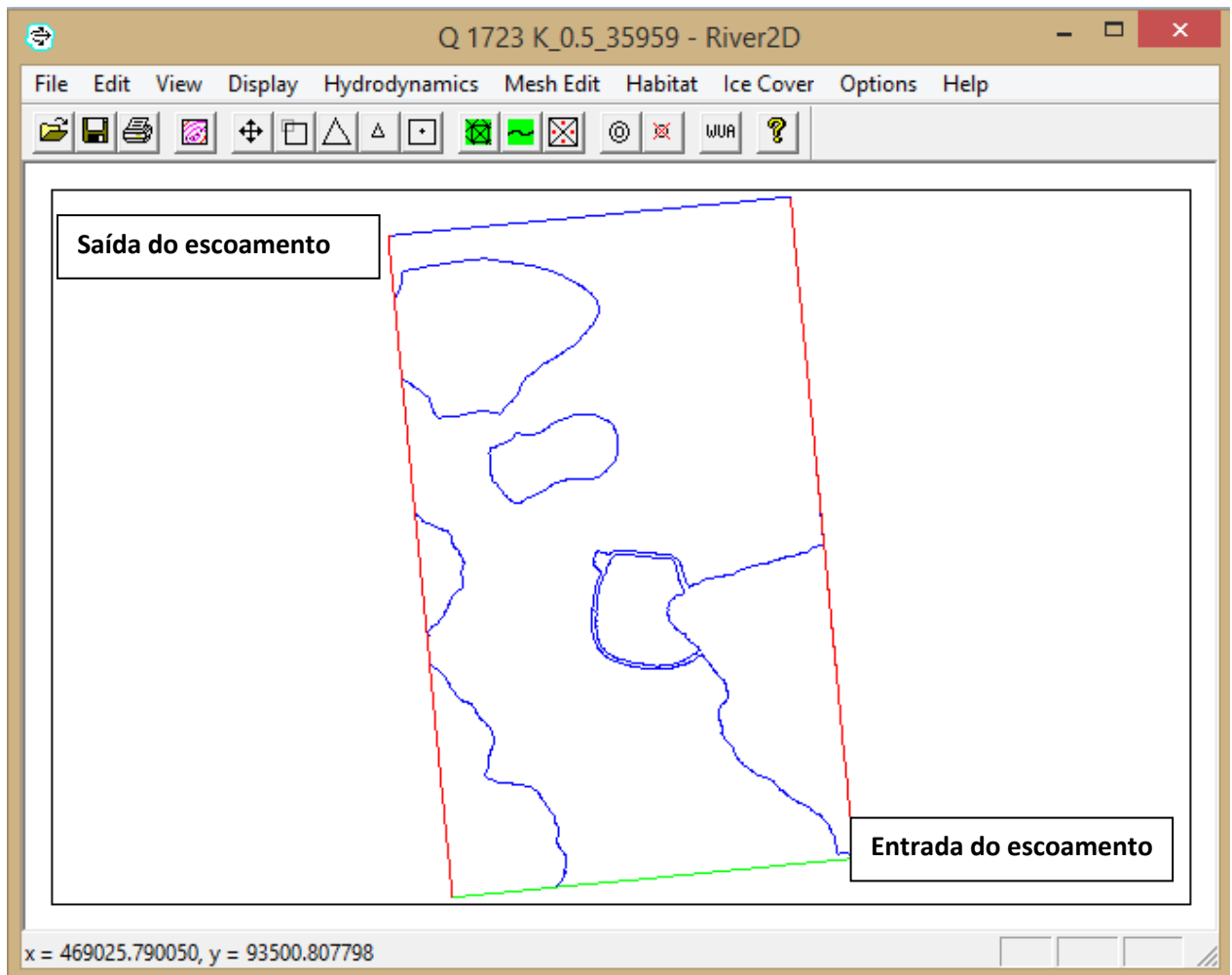


Figura 4.6. Condições de contorno.

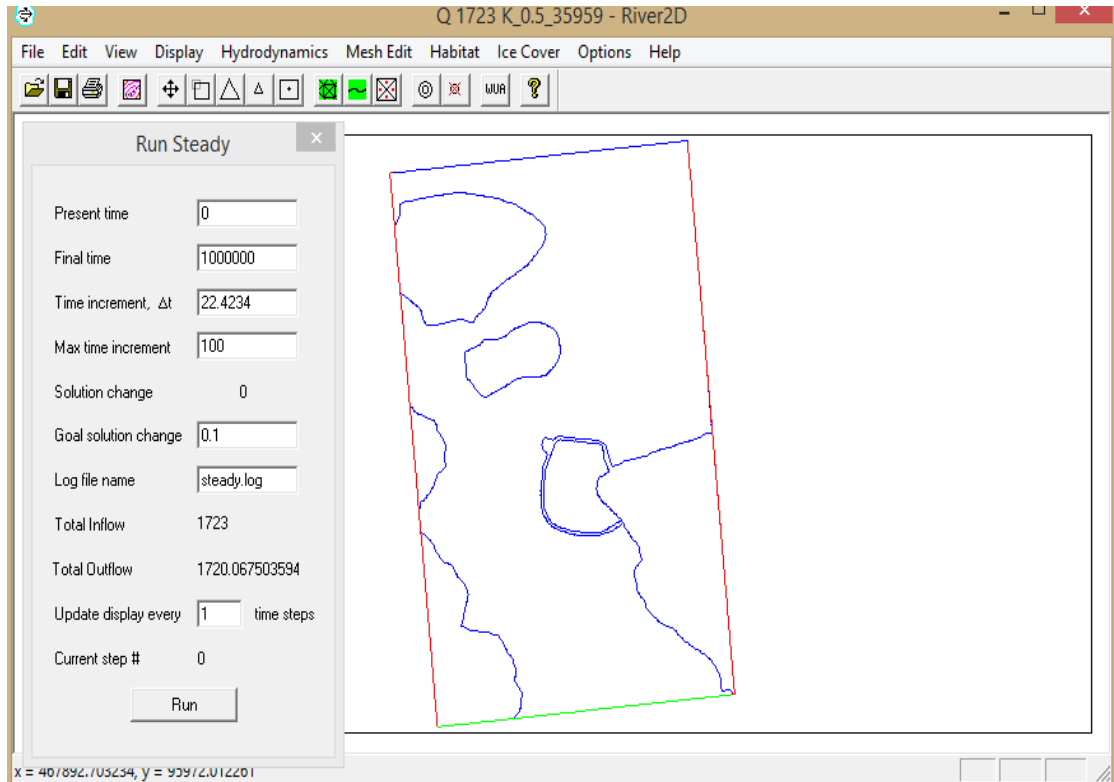


Figura 4.7. Início da simulação em regime permanente.

4.1.4 Coleta de Resultados

Uma vez concluídos os passos acima apresentados efetua-se a coleta dos resultados desejados. Para se considerar que a simulação chegou ao fim deve-se avaliar a diferença entre a vazão de entrada e a vazão de saída, esta diferença deve ser menor ou igual a 1%.

A Figura 4.8 ilustra uma imagem de saída do modelo River 2D com dados de velocidade média do escoamento após o término da simulação

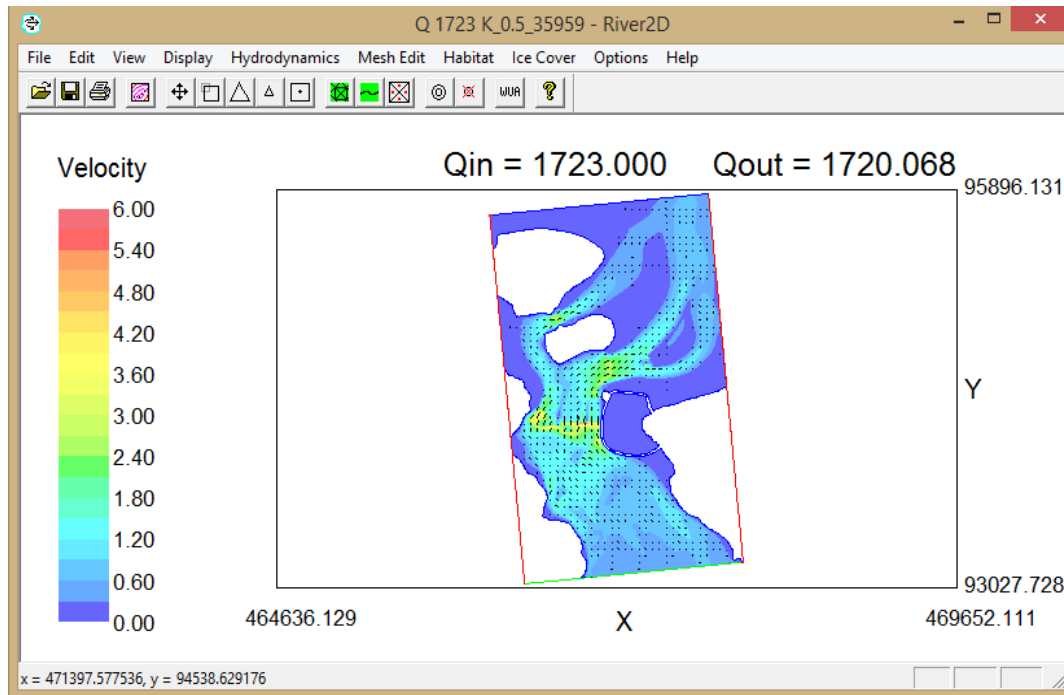


Figura 4.8. Imagem de saída do River 2D após conclusão da simulação.

Para obtenção dos resultados numéricos como velocidade, níveis d' água, profundidade do escoamento, número de froude, velocidade de cisalhamento entre outros, deve-se selecionar a grandeza de interesse no ícone *display* e na sequência *contour color* onde seleciona a grandeza de interesse; depois de feito isso seleciona o item *extract points to csv file* e carrega-se um arquivo *.csv* com as coordenadas dos pontos onde serão coletados as grandezas selecionadas.

4.2 Equacionamento River 2D

O River2D se baseia nas equações da continuidade e de Navier-Stokes nas dimensões horizontais x e y , promediadas na profundidade e expressas na forma conservativa. Elas representam os princípios da conservação do volume (Equação 12) e da quantidade de movimento (Equações [16] e [17]). As variáveis dependentes resolvidas são a profundidade H e as “vazões específicas” (velocidade x profundidade) q_x e q_y .

Para esta formulação considera-se uma coluna de água com escoamento e profundidade H com as dimensões indicadas na Figura 4.9.

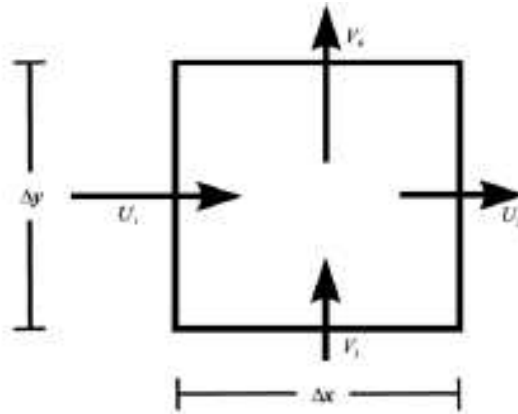


Figura 4.9. Coluna imaginária para definição da conservação de massa. Fonte: *Steffler.P and J. Blackburn.*

A variação do volume é dada pela equação 8:

$$\Delta V = \frac{\Delta H \times A}{\Delta y} \quad (12)$$

Em que a área é definida pela equação 10:

$$A = \Delta x \times \Delta y \quad (13)$$

A conservação de massa pode ser expressa quantitativamente pela equação 14:

$$\frac{\Delta x \Delta y \Delta H}{\Delta T} = H1V1\Delta y - H2V2\Delta y - H3V3\Delta x - H4V4\Delta x \quad (14)$$

O que através de simplificações matemáticas resulta na equação 15:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial qx}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial y} = 0 \quad (15)$$

Conservação da quantidade de movimento na direção x:

$$\frac{\partial qx}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (U qx) + \frac{\partial}{\partial y} (V qx) + \frac{g}{2} \frac{\partial H^2}{\partial x} = g H (S_{0x} - S_{fx}) + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial}{\partial x} (H \tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (H \tau_{xy}) \right) \quad [16]$$

Conservação da quantidade de movimento na direção y :

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (U q_y) + \frac{\partial}{\partial y} (V q_y) + \frac{g}{2} \frac{\partial H^2}{\partial y} = g H (S_{0y} - S_{fy}) + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial}{\partial x} (H \tau_{yz}) \right) + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial}{\partial y} (H \tau_{yy}) \right) \quad [17]$$

H é a profundidade do escoamento, U e V são as velocidades médias ao longo da profundidade nas direções x e y , q_x e q_y são as intensidades de vazão que se relacionam às velocidades através das relações:

$$Q_z = HU \quad \text{e} \quad Q_{zy} = HV \quad [18]$$

g é a aceleração da gravidade e ρ é a densidade da água. S_{0x} e S_{0y} são os gradientes batimétricos nas direções x e y , S_{fx} e S_{fy} são os gradientes de resistência de fundo correspondentes. τ_{xx} , τ_{xy} , τ_{yx} e τ_{yy} são as componentes do tensor de tensões turbulentas horizontais.

4.2.1 Hipóteses Assumidas

A distribuição de pressões ao longo da profundidade é assumida hidrostática e a distribuição de velocidades horizontais ao longo da profundidade é essencialmente uniforme. Pode-se assumir uma distribuição de velocidades (p. ex. logarítmica) na interpretação da velocidade média calculada, mas a distribuição é tratada como uniforme nos cálculos internos.

Os efeitos de correntes secundárias sobre o escoamento principal não são considerados bem como as forças de vento e de coriolis que são assumidas negligenciáveis.

4.2.2 Resistência De Fundo

Os gradientes de resistência de fundo dependem das tensões tangenciais no leito, que são funções da magnitude e da direção das velocidades médias U e V . Na direção x , por exemplo:

$$S_{fx} = \frac{\tau_{bx}}{\rho g H} = \frac{\sqrt{U^2 + V^2}}{g H C_S^2} U \quad [19]$$

onde τ_{bx} é a tensão tangencial no leito na direção x e C_s é o coeficiente adimensional de Chézy. Esse coeficiente está relacionado à altura de rugosidade efetiva, k_s , do leito, e à profundidade do escoamento através de:

$$C_z = 5,75 \log 12 \frac{H}{K_s} \quad [20]$$

Para uma dada profundidade H , o coeficiente de Manning n e a altura de rugosidade k_s estão relacionados através de:

$$k_s = \frac{12H}{e^m} \quad [21]$$

onde m é:

$$m = \frac{H^{1/6}}{2,5 n \sqrt{g}} \quad [22]$$

A altura de rugosidade efetiva k_s foi adotada no River2D como parâmetro de resistência de fundo porque ela tende a permanecer constante ao longo de uma faixa de profundidades mais extensa do que o coeficiente n de Manning.

A altura de rugosidade efetiva (em metros) é o parâmetro de resistência utilizado em cada nó da malha de elementos finitos.

4.2.3 MODELO DE FECHAMENTO DA TURBULÊNCIA

Na teoria clássica da mecânica dos fluidos, são considerados escoamentos turbulentos aqueles onde, em determinado ponto, existe uma flutuação de velocidade com frequência superior à taxa de variação da velocidade média nesse ponto (sendo discutível qual seria o intervalo de tempo associado ao cálculo dessa média).

Essa noção foi de certa forma, modificada com o advento da dinâmica dos fluidos computacional (DFC), quando a turbulência passou a ser vista como uma questão de escala do movimento. Na DFC, mais importante do que a diferença entre escoamento laminar e turbulento é a distinção entre escoamento resolvível e escoamento não resolvível.

Entende-se por resolvível (ou advectivo) o campo de escoamento (velocidades e pressões ou níveis d'água) capaz de ser calculado pela malha discreta e usada na simulação numérica. Por outro lado, o escoamento não resolvível (ou difusivo) seria todo o movimento que ocorre numa escala sub-malha, invisível a esta e, portanto caracterizável como “turbulência”.

Evidentemente, a linha de separação entre o escoamento resolvível e o não resolvível reside no grau de discretização espacial e temporal do modelo numérico (adaptado de Rosman, 2001).

Todavia, o escoamento não resolvível tem, normalmente, efeitos não negligenciáveis sobre o escoamento resolvível. Esses efeitos são transmitidos ao escoamento resolvível através do modelo de turbulência.

Boussinesq fez uma contribuição importante ao introduzir uma expressão empírica que relaciona a tensão de cisalhamento entre camadas do escoamento com o gradiente da velocidade média através de um coeficiente nomeado viscosidade turbulenta (em inglês *eddy viscosity*) (Daily e Harleman, 1966).

Atualmente diversos modelos de turbulência fazem uso da noção de viscosidade turbulenta. No River2D, as tensões tangenciais turbulentas são modeladas com uma formulação de viscosidade turbulenta de Boussinesq. A tensão τ_{xy} , por exemplo, é dada por:

$$\tau_{XY} = v_t \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) \quad [23]$$

onde v_t é o coeficiente de viscosidade turbulenta. O coeficiente de viscosidade é composto de três parcelas: uma constante, uma gerada pelo atrito de fundo e outra gerada pelo cisalhamento transversal de velocidades:

$$v_t = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \frac{H\sqrt{U^2+V^2}}{c_s} + \varepsilon_3^2 H^2 \sqrt{2 \frac{\partial U}{\partial x} + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right)^2 + 2 \frac{\partial V}{\partial y}} \quad [24]$$

A importância de cada uma das três parcelas é imposta ao modelo através do ajuste dos coeficientes ε_1 , ε_2 , e ε_3 .

O coeficiente ε_1 estabiliza a solução numérica em regiões onde os outros dois termos da Equação [20] tendem a zero devido a baixas velocidades ou profundidades. A documentação do River2D sugere um valor nulo para este parâmetro como tentativa inicial.

O coeficiente ε_2 regula a importância do termo de turbulência causada por tensão tangencial junto ao fundo, sendo usualmente o mais importante em escoamentos de rios. O valor inicial sugerido na documentação é 0,5. Por analogia com os coeficientes de dispersão transversal observados em rios, valores de 0,2 a 1,0 são razoáveis para ε_2 .

Em escoamentos profundos ou em locais onde ocorrem fortes gradientes transversais de velocidade, como em regiões de circulação, o terceiro termo, ajustado por ε_3 , torna-se importante. É essencialmente um modelo de comprimento de mistura 2D (horizontal). Assume-se um comprimento de mistura proporcional à profundidade do escoamento. O valor inicial do ε_3 sugerido na documentação é 0,1.

4.3 Etapa 1 – Calibração do modelo Computacional

A etapa que precede as avaliações comparativas entre os modelos utilizados é denominada calibração do modelo, e se faz necessária para ajustar os parâmetros utilizados nas simulações computacionais. Esta análise de sensibilidade foi realizada avaliando os parâmetros de rugosidade, resolução da malha computacional e coeficientes de viscosidade turbulenta.

Para a avaliação da sensibilidade com relação aos parâmetros acima citados foram realizadas simulações para três configurações que são apresentados na Tabela 4.1 a Tabela 4.3.

Tabela 4.1. Números de Mannig utilizados para calibração

Simulação	Número <i>Manning</i>
N1	0.025
N2	0.035
N3	0.045

Tabela 4.2. Resolução da malha computacional.

Simulação	Número de nós
M1	315.691
M2	51.476
M3	35.959

Tabela 4.3. Coeficientes de turbulência avaliados na calibração.

Configuração	$\varepsilon 1$	$\varepsilon 2$	$\varepsilon 3$
S1	0.10	0.50	0.25
S2	0.00	0.01	0.01
S3	0.00	1.00	1.00

Os parâmetros citados acima foram ajustados para as vazões de 1723 m³/s e 3612 m³/s, tomando como referência os níveis da água medidos em quatro réguas instaladas em campo a Figura 4.10 ilustra a localização das réguas.

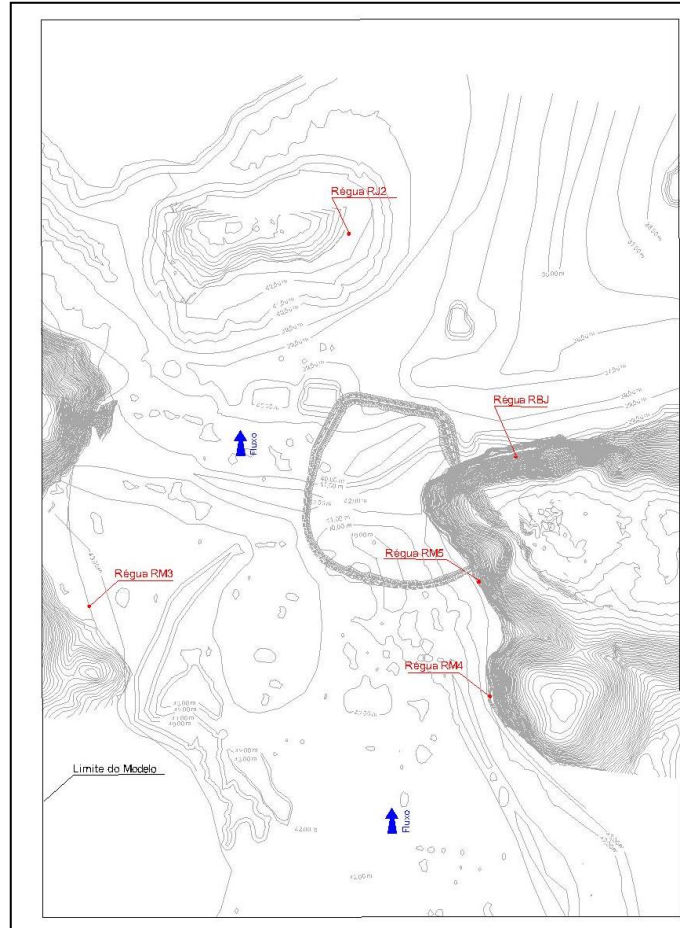


Figura 4.10. Localização das Réguas

Após a definição dos parâmetros envolvidos na simulação computacional e obtido uma boa aderência aos dados de níveis da água registrados em campo, foram comparados os níveis água medidos em campo nas proximidades da ensecadeira de primeira fase, nos pontos indicados na Figura 4.11, assim podendo confirmar a escolha dos parâmetros utilizados.

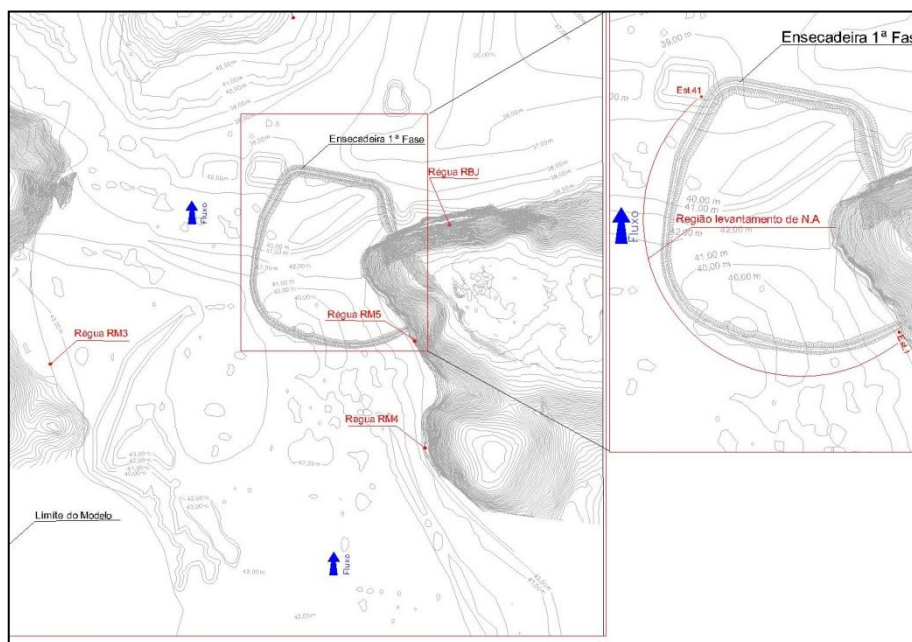


Figura 4.11. Região de medição dos níveis da água na esecadeira de 1ª fase Estacas 1 a 41 (indicadas canto superior direito)

4.4 Etapa 2 - Comparação com os resultados do modelo físico reduzido

Nesta etapa foi realizada a comparação direta dos resultados obtidos em modelo físico reduzido com os resultados do modelo computacional.

Devido ao modelo físico ter a topobatimetria modelada em argamassa, sujeita a pequenos desvios no seu nivelamento, ou seja, erros embutidos em equipamentos de nivelamento e processo de marcação e fixação das curvas de níveis. Com o objetivo de verificar a influência destas possíveis diferenças na topobatimetria, foram realizadas duas simulação no River 2D uma utilizando os dados topobatimétricos obtidos em campo e outra com levantamento da superfície do modelo físico.

Para a obtenção da topobatimetria implantada no modelo físico, foi realizado um levantamento das cotas dos pontos indicados em vermelho na Figura

4.12 e para modelação do terreno foi utilizado o software AutoCad Civil 3D no qual foram lançados cada ponto levantado e gerada uma superfície interpolada.

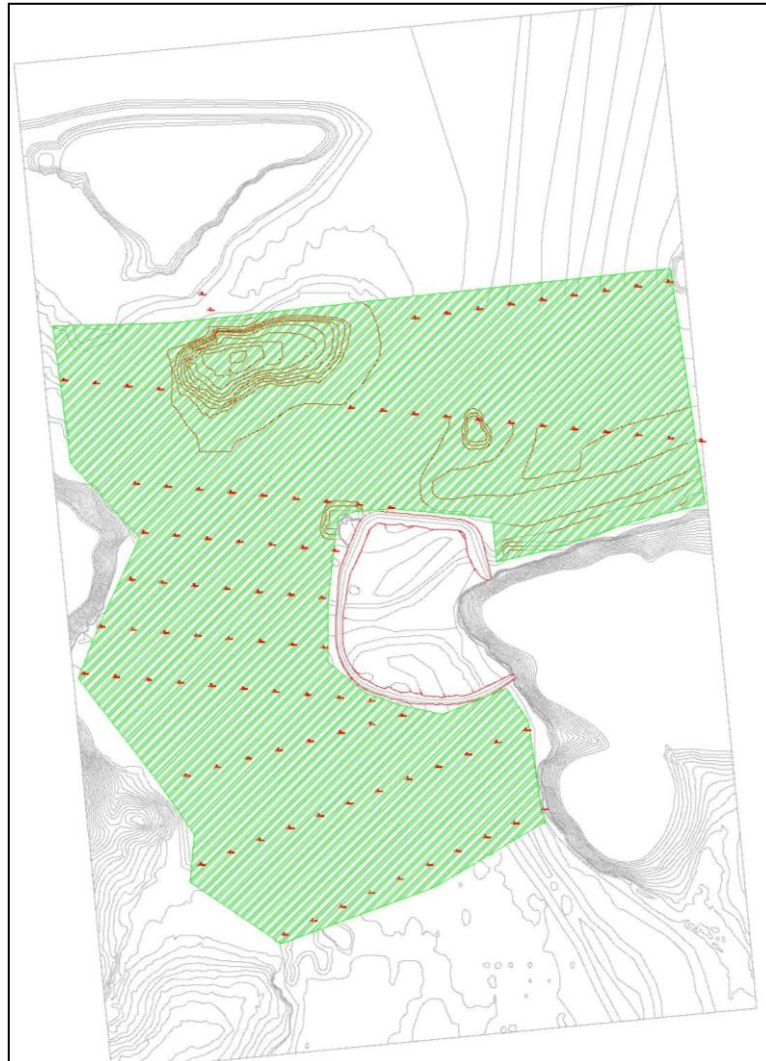


Figura 4.12. Região interpolada destacada em verde

4.4.1 Velocidades e Níveis da água nas Seções

Para a avaliação da capacidade de simulação do modelo computacional foram comparadas as velocidades e níveis da água nos pontos das 11 seções ilustradas na Figura 4.13 para as vazões de 1723 m³/s e 3618 m³/s. Essa comparação foi realizada confrontando os resultados oriundos do modelo computacional com os resultados obtidos no modelo físico e transpostos para o protótipo baseados no critério de semelhança de froude.

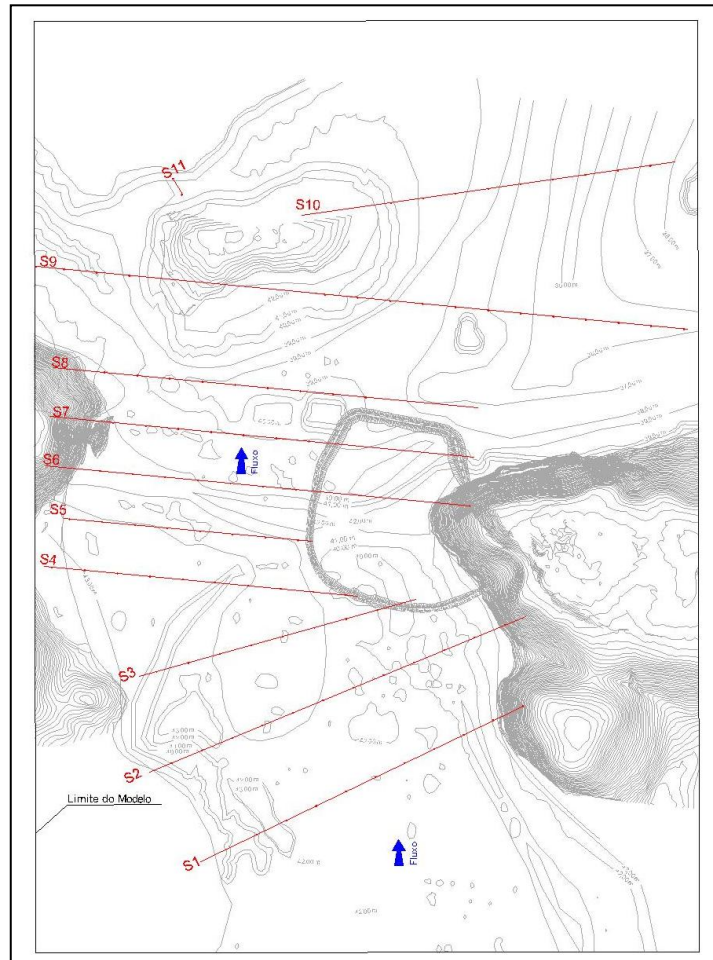


Figura 4.13. Localização das seções de medição.

4.4.2 Avanço das Ensecadeiras

Para a avaliação da capacidade do modelo computacional em simular o avanço das ensecadeiras durante a etapa de desvio do rio, foram simuladas dois avanços destas estruturas durante esta etapa da obra para a vazão de $1874 \text{ m}^3/\text{s}$. E foram confrontados os resultados obtidos no modelo computacional com os resultados das simulações realizadas no modelo físico. Para esta avaliação foram comparadas as velocidades e os níveis da água nos pontos indicados na Figura 4.14 e Figura 4.15 que ilustram respectivamente o primeiro e segundo avanço das ensecadeiras. Também foram comparados os níveis d' água nas régua (ver Figura 4.10).

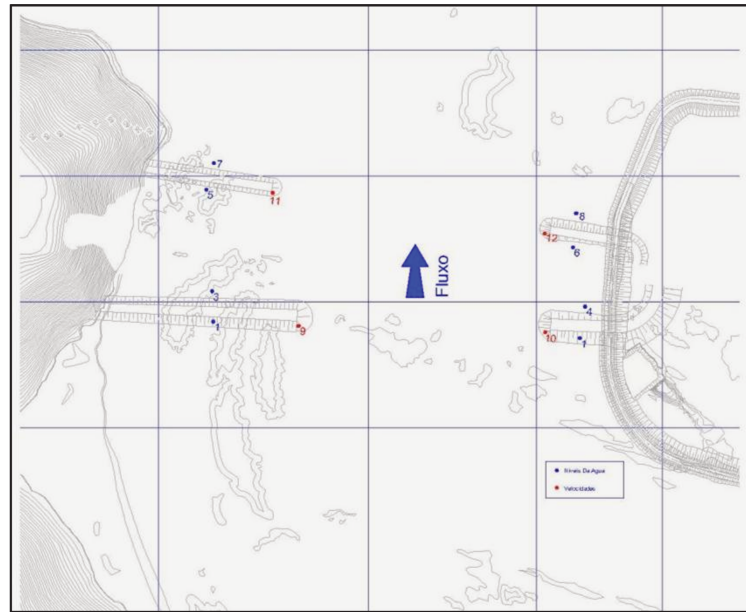


Figura 4.14. Avanço 1 das ensecadeiras e pontos de medição.

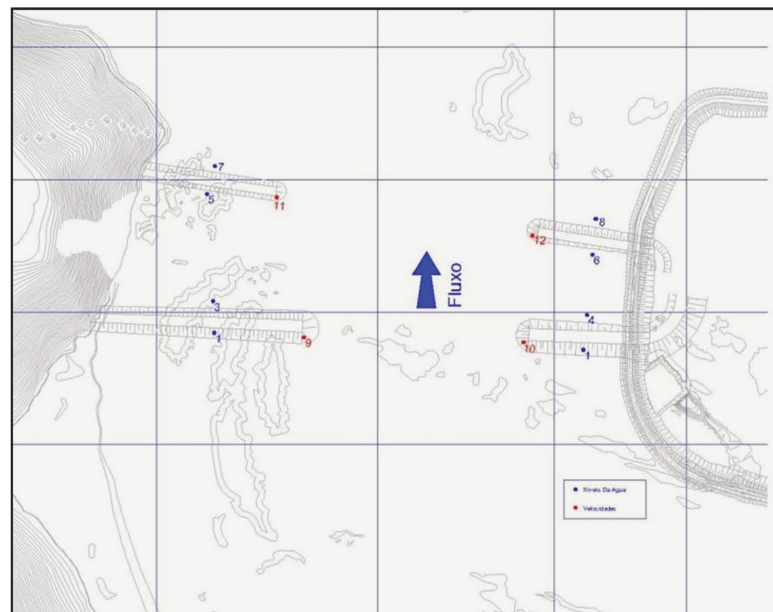


Figura 4.15. Avanço 2 das ensecadeiras e pontos de medição.

4.5 Metodologia para simulação do Desvio de 2ª Fase – Fechamento do Rio

Nesta etapa foi proposta uma metodologia para simulação do fechamento do rio durante o desvio de 2ª fase. Partindo do princípio que não se tenha um modelo físico reduzido, para tal simulação foi reproduzido no River 2D uma situação com uma brecha, ou seja, uma abertura de 100 m localizada na ensecadeira de 2ª

fase, sendo que a vazão afluyente sofrera uma partição, escoando parte pela brecha e o restante pelo vertedouro, que neste trabalho foi simulado como uma condição de contorno e em cada vão foi estabelecida a curva de descarga.

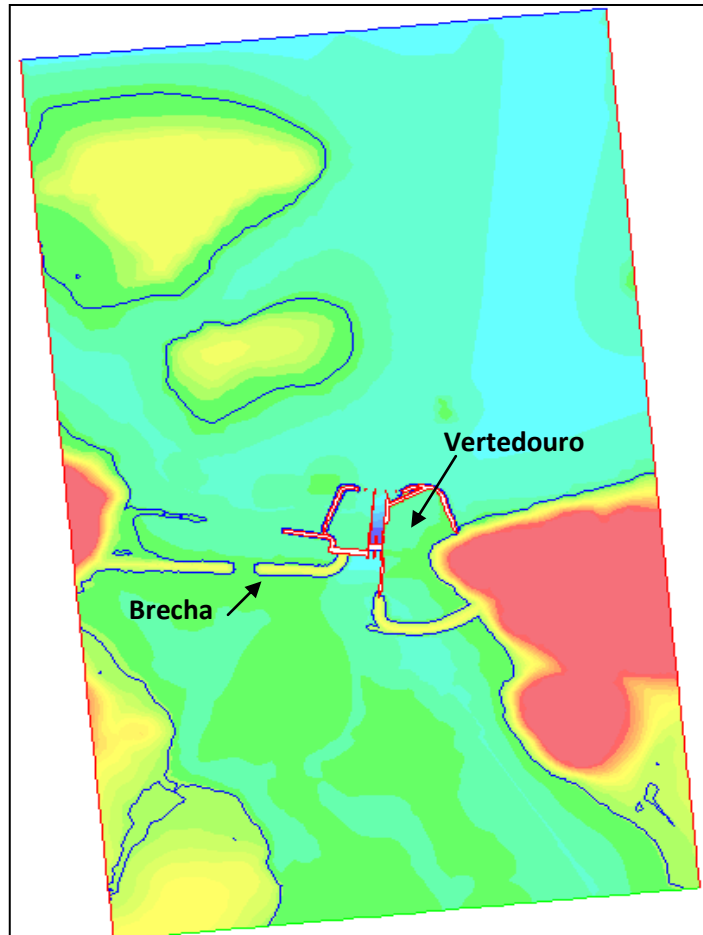
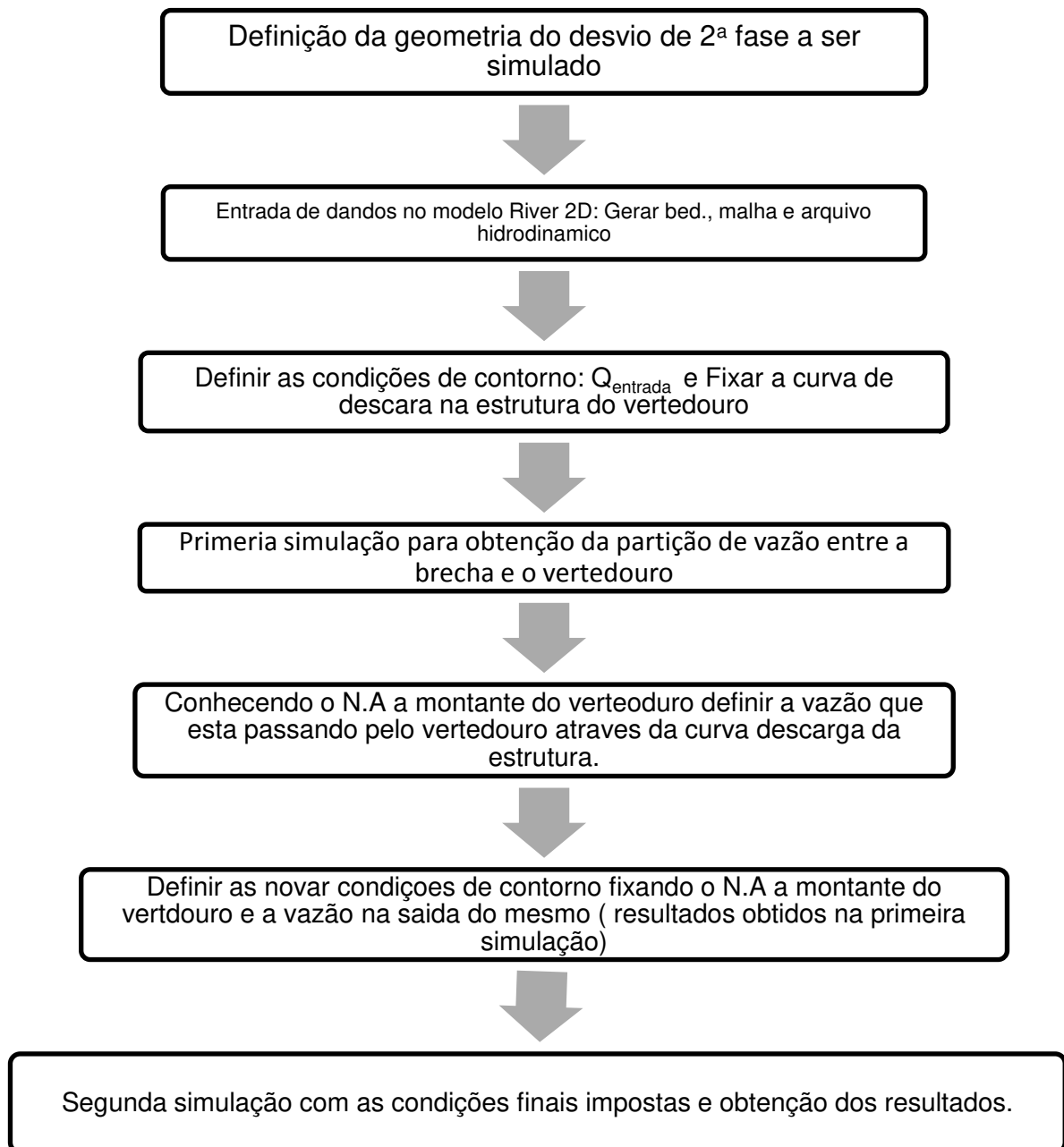


Figura 4.16. Esquema da simulação do fechamento do rio.

A Figura 4.17 ilustra o fluxograma proposto para simulação do desvio de 2ª fase utilizando o modelo computacional River 2D.

Figura 4.17. Fluxograma para simulação do desvio de 2ª fase.



Neste trabalho a curva de descarga utilizada como condição de contorno do vertedouro no modelo River 2D foi obtida nos ensaios em modelo físico, caso não se tenha um modelo físico disponível pode determinar esta curva de descarga de maneira teórica utilizando a bibliografias como o Hydraulic Design Criteria – HDC e Design of Small Dams ou utilizar modelos computacionais CFD como por exemplo: Flow 3D, Open Foam, CFX Ansys entre outros, que possuem capacidade de simular o escoamento em estruturas hidráulicas.

4.6 Método Experimental (modelo físico)

4.6.1 Descrição do Modelo Físico

O modelo reduzido ocupa uma área de 600 m² e altura de 1,20 m, representando toda a topobatimetria na região abrangida pelo modelo e um trecho de aproximadamente 2.260 m ao longo do rio em estudo.

O leito do rio foi reproduzido a partir de levantamentos topobatimétricos de campo, recebidos da empresa projetista desta usina. Sobre o piso da caixa do modelo, devidamente impermeabilizado foi marcado o sistema de coordenadas do levantamento topográfico. Em seguida foi utilizando um sistema de projeção e as curvas de nível foram desenhadas na laje, assim como a batimetria do rio.



Foto 4.1. Traçado das coordenadas no modelo físico.

Com o auxílio de fitas de aço, são modeladas as curvas de nível, que, apoiadas sobre os pilaretes de alvenaria, são niveladas com o auxílio de um nível óptico e chumbadas com argamassa de cimento e areia.



Foto 4.2. Representação da topobatimetria.

Modeladas as curvas de nível, procede-se ao enchimento do modelo com brita nº1 de construção e em seguida, reveste-se com argamassa de cimento e areia desempenada, tendo as fitas de aço e as seções como guia.



Foto 4.3. Modelação do piso com argamassa.

O modelo físico é alimentando pela extremidade de montante através de uma tubulação de ferro fundido de diâmetro igual a 450 mm proveniente de um reservatório de nível constante (RNC) que é alimentando por um conjunto de moto-bomba. O controle da vazão é feito através da manobra de um registro gaveta e medida através de um vertedouro triangular de parede delgada.



Foto 4.4. Vertedouro triangular, canal de alimentação e parede tranquilizadora.

Na extremidade da caixa de jusante foi instalada uma comporta basculante plana para controle do nível d' água. A Foto 4.5 ilustra tal comporta.



Foto 4.5. Comporta de jusante.

4.6.2 Instrumentação

4.6.2.1 Medição de vazão

Para medição de vazão será utilizado um vertedouro triangular de parede delgada, instalado na parte de montante do modelo físico, com capacidade de medir vazões até $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$. Através da altura da lâmina da água sobre o vértice do

vertedouro é possível mensurar a vazão. Essa lâmina d' água é determinada através de uma ponta limnimétrica conectada à caixa do vertedouro triangular e referenciada com o vértice do vertedouro.



Foto 4.6. Vertedouro triangular

4.6.2.2 Medição de níveis d' água médios

Para determinação do nível d' água médio no modelo foram utilizadas pontas limnimétricas (Foto 4.7) com precisão de 0,1 mm. Este equipamento também foi utilizado para medir o nível d' água sobre o vértice do vertedouro triangular.



Foto 4.7. Ponta limnimétrica.

E para medição de níveis d' água nas seções distribuídas ao longo do modelo, foi utilizado um nível óptico e uma régua (mira) com precisão de 0,5 mm presa a um tripé para facilitar a movimentação ao longo do modelo.

4.6.2.3 Velocidade

Para medição de velocidades foi utilizado um micromolinete confeccionado e calibrado pela FCTH (Foto 4.8). Este equipamento é acoplado a um sistema de aquisição que registra a sua rotação no tempo pré-determinado pelo operador. Este equipamento é fixado em um suporte móvel que possibilita o transporte ao longo do modelo.



Foto 4.8. Micromolinete preso ao tripé (esquerda) e detalhe da hélice (direita).

5 Resultados

5.1 Calibração do modelo River 2D

A seguir são apresentados os resultados da calibração do modelo computacional River 2D, onde foram realizadas análises de sensibilidade dos seguintes parâmetros: número de Manning, resolução da malha de elementos finitos e variação dos valores de ε_1 , ε_2 e ε_3 . Essas avaliações foram realizadas para as vazões de 1723 m³/s e 3618 m³/s confrontado os resultados do modelo computacional River 2D com os observados em campo.

A Tabela 5.1 e a Tabela 5.2 apresentam uma análise comparativa entre os níveis da água registrados nas réguas (ver Figura 4.10) instaladas em campo com os valores obtidos nas simulações com o modelo River 2D, para três resoluções diferentes da malha computacional e vazões de 1723 m³/s e 3618 m³/s.

Tabela 5.1. Avaliação da resolução malha computacional Q= 1723 m³/s.

Réguas	Campo	R2D 315691 nós			R2D 51476nós			R2D 35959 nós		
		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo	
	N.A (m)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)
RJ2	42.30	42.28	0.02	0.047	42.35	-0.05	-0.113	42.21	0.09	0.204
RBJ	42.34	42.20	0.14	0.331	42.34	0.00	0.000	42.30	0.04	0.106
RM5	44.67	44.51	0.16	0.351	44.69	-0.02	-0.050	44.69	-0.02	-0.044
RM3	44.03	44.25	-0.22	-0.504	44.33	-0.30	-0.682	44.33	-0.30	-0.677
RM4	44.67	44.61	0.06	0.125	44.69	-0.02	-0.053	44.69	-0.02	-0.053

Tabela 5.2. Avaliação da resolução malha computacional Q= 3618 m³/s.

Réguas	Campo	R2D 315691 nós			R2D 51476nós			R2D 35959 nós		
		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo	
	N.A (m)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)
RJ2	42.97	42.96	0.01	0.014	42.95	0.02	0.054	42.53	0.44	1.024
RBJ	42.56	42.53	0.03	0.071	42.56	0.00	-0.003	42.52	0.04	0.094
RM5	45.88	45.77	0.11	0.230	45.78	0.10	0.223	45.78	0.10	0.223
RM3	45.74	45.78	-0.04	-0.087	45.78	-0.04	-0.088	45.78	-0.04	-0.091
RM4	45.03	45.26	-0.23	-0.511	45.27	-0.24	-0.525	45.28	-0.25	-0.549

A Figura 5.1 e Figura 5.2 apresentam uma comparação gráfica para as três resoluções de malha computacional e vazão igual a 1723 m³/s.

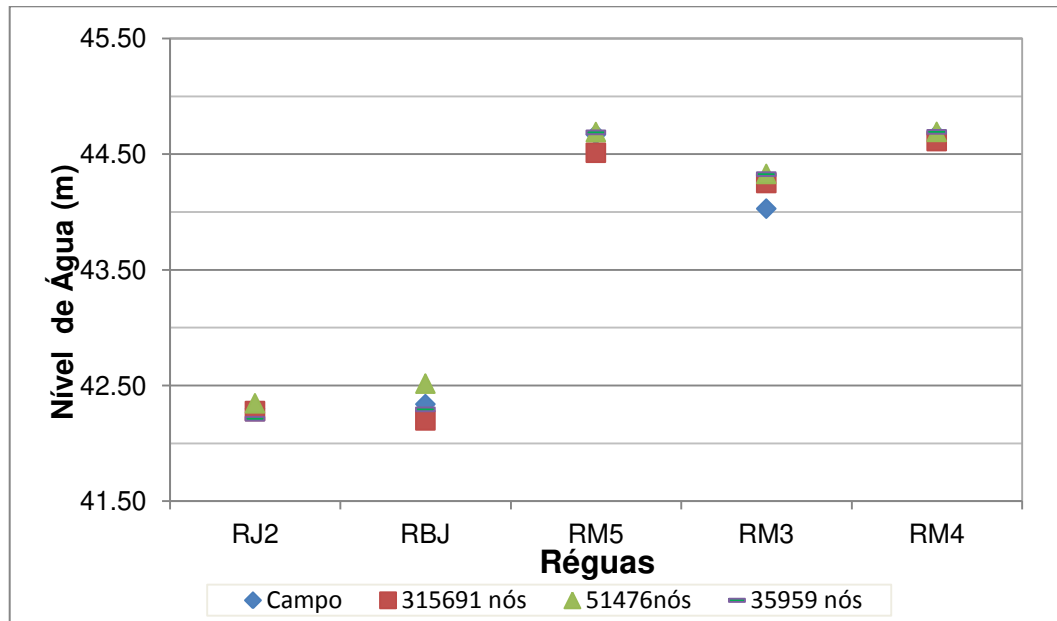


Figura 5.1. Gráfico comparativo para as três resoluções de malha computacional – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$.

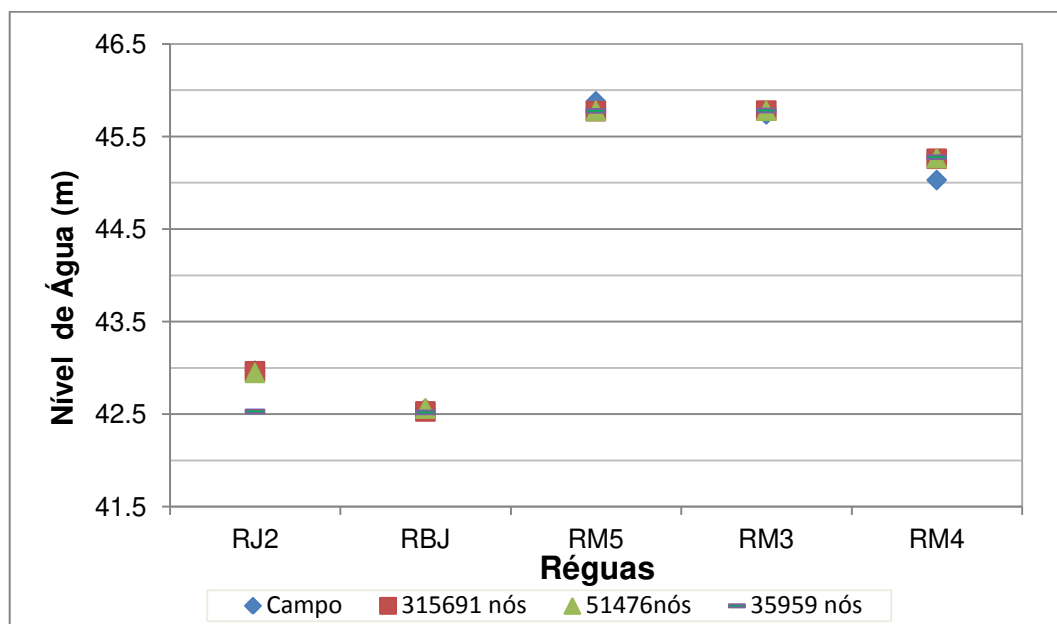


Figura 5.2. Gráfico comparativo para as três resoluções de malha computacional – $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$.

Os resultados indicam que o modelo computacional River 2D é pouco sensível a discretização da malha computacional, a máxima diferença observada para a malha com 315691 nós se deu nas réguas RM3 e RM5 ambas localizadas na trecho de montante da região em estudo, sendo esta diferença de aproximadamente 0,5% para ambas a vazões o que resulta em uma diferença absoluta de 0,2 m no nível da água.

Já para a malha intermediária com 51476 nós a máxima diferença se deu na régua RM3 para vazão de 1723 m³/s resultando em uma diferença percentual de 0,68%.

A malha com menor resolução apresentou a maior diferença, atingindo aproximadamente 1% na régua RJ2 o que resulta em uma diferença absoluta de 0,44 m.

Portanto a malha selecionada para as simulações foi a com 51476 nós, pois apresentou uma boa aderência aos dados de campo e não demandou um elevado tempo de processamento.

A Tabela 5.3 e Tabela 5.4 apresentam uma avaliação da sensibilidade do modelo River 2D para três números de Manning diferentes, comparando os seus resultados com os valores obtidos nas régua localizadas conforme Figura 4.10 para as vazões de 1723 m³/s e 3618 m³/s.

Tabela 5.3. Avaliação do número de Manning Q= 1723 m³/s.

Réguas	Campo	R2D n= 0.025			R2D n= 0.035			R2D n =0.045		
		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo	
	N.A (m)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)
RJ2	42.30	42.34	-0.04	-0.097	42.35	-0.05	-0.113	43.09	-0.79	-1.873
RBJ	42.34	42.47	-0.13	-0.319	42.52	-0.18	-0.420	42.51	-0.17	-0.410
RM5	44.67	44.45	0.22	0.482	44.69	-0.02	-0.050	45.10	-0.43	-0.968
RM3	44.03	44.19	-0.16	-0.354	44.33	-0.30	-0.682	44.63	-0.60	-1.364
RM4	44.67	44.47	0.20	0.453	44.69	-0.02	-0.053	45.10	-0.43	-0.966

Tabela 5.4. Avaliação do número de Manning Q= 3618 m³/s.

Réguas	Campo	R2D n= 0.025			R2D n= 0.035			R2D n =0.045		
		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo	
	N.A (m)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)
RJ2	42.97	42.33	0.64	1.498	42.95	0.02	0.054	44.27	-1.30	-3.025
RBJ	42.56	42.39	0.17	0.395	42.56	0.00	-0.003	42.64	-0.08	-0.177
RM5	45.88	45.54	0.34	0.745	45.78	0.10	0.223	46.27	-0.39	-0.857
RM3	45.74	45.53	0.21	0.456	45.78	-0.04	-0.088	46.28	-0.54	-1.172
RM4	45.03	45.13	-0.10	-0.215	45.27	-0.24	-0.525	45.61	-0.58	-1.299

A Figura 5.3 e Figura 5.4 apresentam um gráfico comparativo entre os resultados apresentados na Tabela 5.3 e Tabela 5.4.

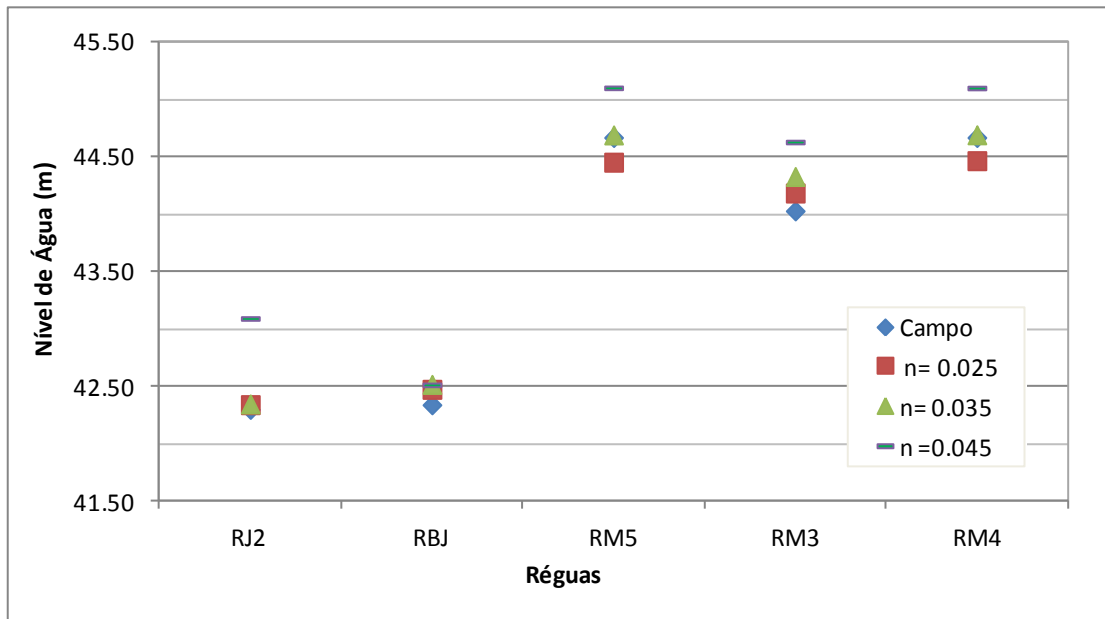


Figura 5.3. Gráfico comparativo para as três números de Manning diferentes – $Q= 1723 \text{ m}^3/\text{s}$.

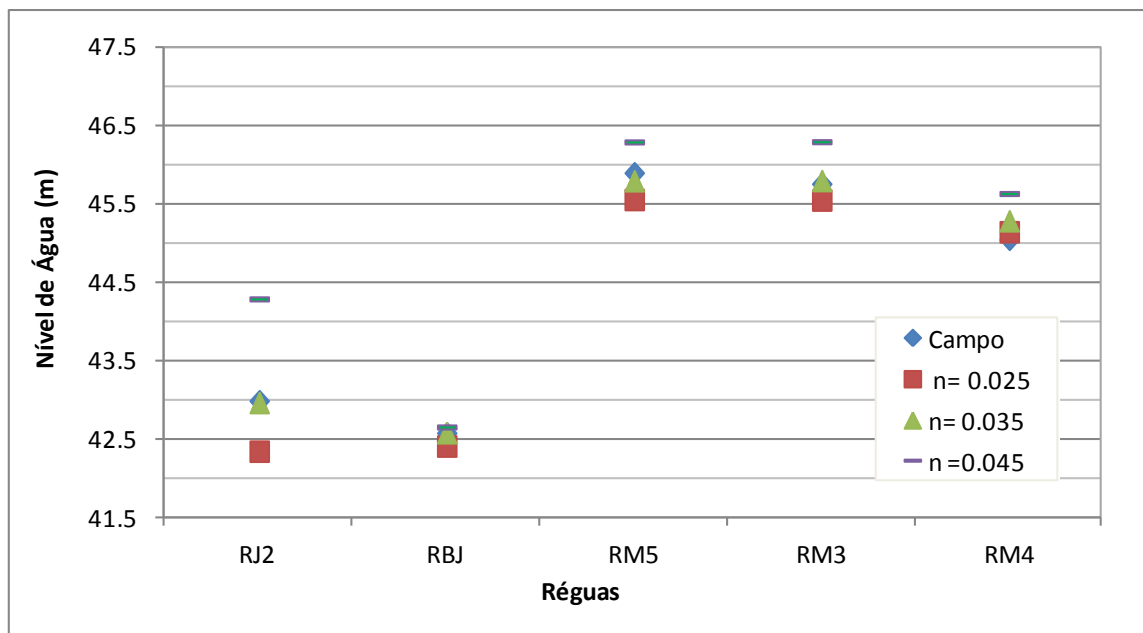


Figura 5.4. Gráfico comparativo para as três números de Manning diferentes – $Q= 3618 \text{ m}^3/\text{s}$.

Com relação à variação do coeficiente de rugosidade é nítida uma elevação significativa no nível da água para o número de Manning igual a 0,045 e o valor apresentou uma boa aderência aos resultados observados em campo, para ambas as vazões foi o de 0,035 resultando em uma máxima diferença de 0,3 m no nível da água na régua RM3 para a vazão de $1723 \text{ m}^3/\text{s}$.

A Tabela 5.5 e Tabela 5.6 apresentam uma análise de sensibilidade com relação aos parâmetros dos coeficientes de turbulência ε_1 ε_2 e ε_3 esses resultados são apresentados de forma gráfica na Figura 5.5 e Figura 5.6

Tabela 5.5. Análise de sensibilidade do coeficientes de turbulência – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$.

Réguas	Campo	Simulação E1			Simulação E2			Simulação E3		
		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo	
	N.A (m)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)
RJ2	42.30	42.35	-0.05	-0.113	42.41	-0.11	-0.267	42.39	-0.09	-0.209
RBJ	42.34	42.52	-0.18	-0.420	42.37	-0.03	-0.071	42.36	-0.02	-0.047
RM5	44.67	44.69	-0.02	-0.050	44.69	-0.02	-0.049	44.70	-0.03	-0.069
RM3	44.03	44.33	-0.30	-0.682	44.33	-0.30	-0.678	44.34	-0.31	-0.697
RM4	44.67	44.69	-0.02	-0.053	44.69	-0.02	-0.048	44.70	-0.03	-0.062

Tabela 5.6. Análise de sensibilidade do coeficientes de turbulência – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$.

Réguas	Campo	Simulação E1			Simulação E2			Simulação E3		
		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo		N.A (m)	Dif. com campo	
	N.A (m)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)		Abs.	Rel. (%)
RJ2	42.97	42.95	0.02	0.054	43.03	-0.06	-0.140	43.02	-0.05	-0.116
RBJ	42.56	42.56	0.00	-0.003	42.52	0.04	0.094	42.51	0.05	0.117
RM5	45.88	45.78	0.10	0.223	45.77	0.11	0.229	45.79	0.09	0.190
RM3	45.74	45.78	-0.04	-0.088	45.78	-0.04	-0.086	45.79	-0.05	-0.099
RM4	45.03	45.27	-0.24	-0.525	45.27	-0.24	-0.540	45.28	-0.25	-0.546

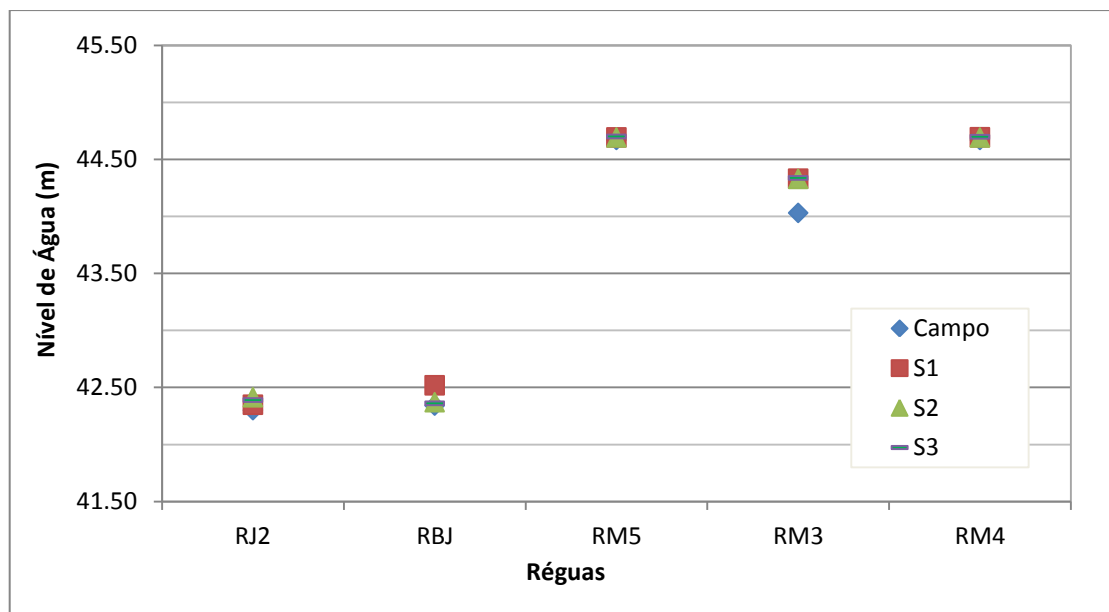


Figura 5.5. Gráfico comparativo para valores de ε_1 ε_2 e ε_3 – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$.

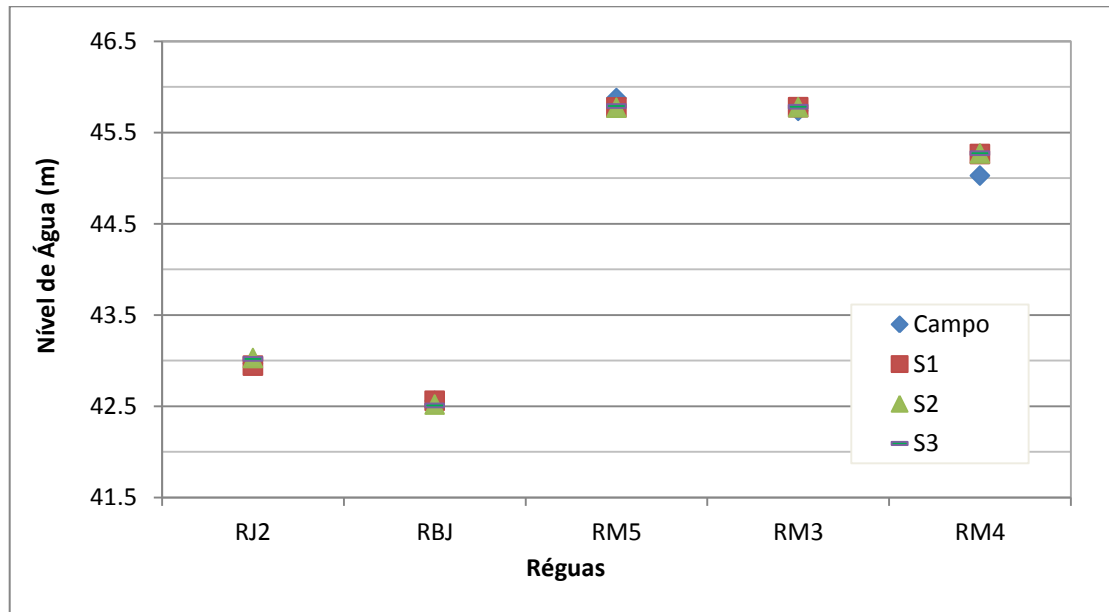


Figura 5.6. Gráfico comparativo para valores de ϵ_1 , ϵ_2 e ϵ_3 - $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$.

Como se pode observar, os resultados dos níveis da água praticamente não se alteram com a variação dos coeficientes de turbulência. Estes parâmetros são mais significativos em estudos no qual o objetivo é avaliar regiões com recirculação do escoamento, que em geral dependem de ajustes nestes parâmetros.

Após a análise de sensibilidade dos parâmetros citados acima, os valores a serem adotados nas simulações que serão apresentadas no decorrer deste trabalho são:

- Coeficiente de Manning = 0,035
- Resolução da malha computacional = 51.476 nós
- Coeficientes de turbulência - $\epsilon_1=0,1$, $\epsilon_2=0,5$ e $\epsilon_3=0,25$

Adotando os parâmetros citados acima, a Figura 5.7 apresenta uma comparação entre os níveis da água obtidos em campo, nos pontos indicados na Figura 4.11 com valores obtidos no River 2D para a vazão de $3618 \text{ m}^3/\text{s}$, esses valores são apresentados de forma numérica na Tabela 5.7.

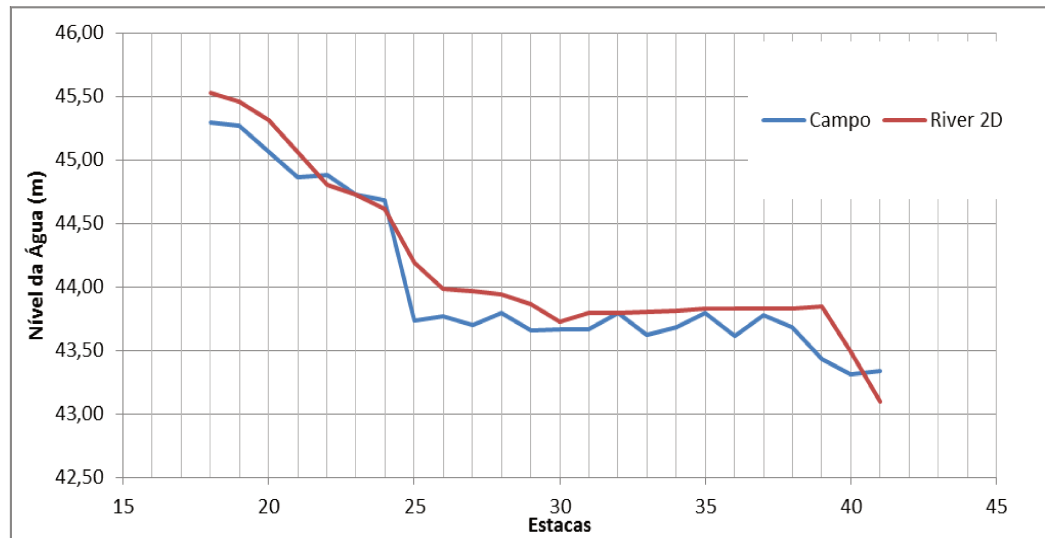


Figura 5.7. Comparação entre os níveis da água na região da enseadeira de 1ª fase.

Tabela 5.7. Comparação entre os níveis da água na região da enseadeira de 1ª fase.

Estaca	Campo	River 2D	Dif. Campo- R2D	
			Abs.	Rel. (%)
18	45,30	45,53	-0,23	-0,51
19	45,27	45,46	-0,19	-0,42
20	45,06	45,31	-0,25	-0,56
21	44,86	45,06	-0,20	-0,45
22	44,88	44,80	0,08	0,17
23	44,72	44,73	0,00	-0,01
24	44,68	44,62	0,07	0,15
25	43,73	44,19	-0,46	-1,06
26	43,77	43,98	-0,21	-0,49
27	43,70	43,97	-0,27	-0,61
28	43,79	43,94	-0,15	-0,35
29	43,65	43,87	-0,21	-0,49
30	43,66	43,73	-0,07	-0,15
31	43,66	43,79	-0,13	-0,30
32	43,80	43,79	0,00	0,00
33	43,62	43,80	-0,18	-0,41
34	43,68	43,81	-0,13	-0,29
35	43,79	43,83	-0,03	-0,07
36	43,61	43,83	-0,22	-0,50
37	43,78	43,83	-0,05	-0,12
38	43,68	43,83	-0,15	-0,33
39	43,43	43,85	-0,42	-0,96
40	43,31	43,50	-0,18	-0,43
41	43,34	43,09	0,25	0,57

Como se pode observar, os valores obtidos na simulação com o River 2D apresentam uma boa aderência aos valores registrados em campo e maior a diferença observada se dá na estaca 25. atingindo aproximadamente 1%, o que em valores absolutos representa 0,46 m.

5.2 Comparação com os resultados do modelo físico

Neste item serão apresentados os resultados referentes à comparação com valores obtidos em modelo físico reduzido. Primeiramente fez-se uma comparação direta dos níveis da água e velocidades registradas nas seções indicadas na Figura 4.13 com duas simulações no modelo River2D, sendo a primeira representada com a topobatimetria obtida em campo e a segunda com a interpolação da topobatimetria levantada no modelo físico. Posteriormente são apresentados os resultados da comparação direta dos resultados do modelo físico com os do modelo computacional para dois avanços das ensecadeiras do desvio de segunda fase.

5.2.1 Níveis da água e velocidades – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$

A Tabela 5.8 apresenta uma comparação direta dos níveis da água registrados em modelo físico e obtidos nas simulações com o modelo computacional River 2D para a vazão de $1723 \text{ m}^3/\text{s}$. Estes valores foram medidos nas seções indicadas na Figura 4.13.

Tabela 5.8. Níveis da água nas seções $Q = 1.723 \text{ m}^3/\text{s}$.

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D		Dif. MF- R2D MF	
		Modelo F.	River 2D	R2D MF	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
Seção 1	0	44.08	44.63	44.19	-0.55	-1.25	-0.11	-0.25
	80	44.12	44.65	44.22	-0.53	-1.19	-0.10	-0.22
	160	44.08	44.63	44.19	-0.55	-1.25	-0.11	-0.25
	240	44.12	44.67	44.24	-0.55	-1.24	-0.12	-0.28
	320	44.16	44.68	44.25	-0.52	-1.17	-0.09	-0.21
	400	44.20	44.68	44.26	-0.48	-1.09	-0.06	-0.13
	480	44.20	44.69	44.26	-0.49	-1.10	-0.06	-0.13
	560	44.20	44.69	44.26	-0.49	-1.12	-0.06	-0.14

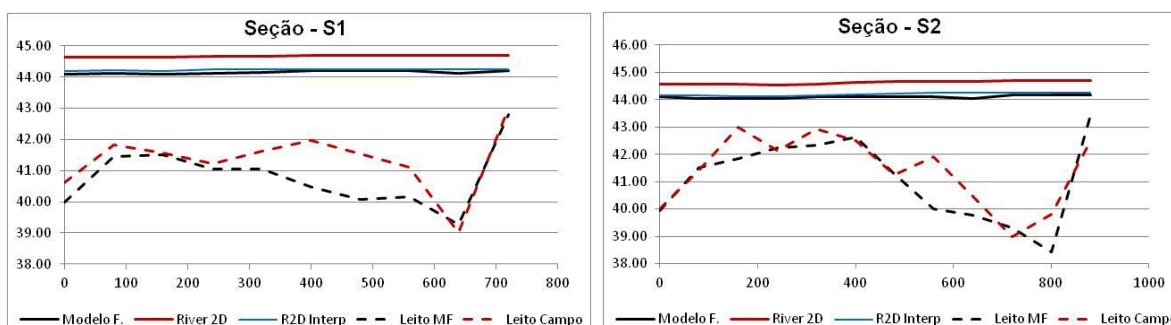
Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D		Dif. MF- R2D MF	
		Modelo F.	River 2D	R2D MF	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
	640	44.12	44.70	44.26	-0.58	-1.30	-0.14	-0.31
	720	44.20	44.69	44.26	-0.49	-1.11	-0.06	-0.14
Seção 2	0	44.12	44.56	44.16	-0.44	-0.99	-0.04	-0.09
	80	44.04	44.56	44.14	-0.52	-1.19	-0.10	-0.24
	160	44.04	44.55	44.13	-0.51	-1.16	-0.09	-0.21
	240	44.04	44.55	44.13	-0.51	-1.15	-0.09	-0.21
	320	44.12	44.56	44.15	-0.44	-1.01	-0.03	-0.06
	400	44.12	44.63	44.17	-0.51	-1.16	-0.05	-0.12
	480	44.12	44.66	44.22	-0.54	-1.23	-0.10	-0.23
	560	44.12	44.67	44.24	-0.55	-1.24	-0.12	-0.27
	640	44.04	44.67	44.25	-0.63	-1.43	-0.21	-0.48
	720	44.16	44.69	44.26	-0.53	-1.20	-0.10	-0.23
	800	44.16	44.69	44.26	-0.53	-1.21	-0.10	-0.23
	880	44.16	44.69	44.26	-0.53	-1.21	-0.10	-0.23
Seção 3	0	44.04	44.33	44.01	-0.29	-0.65	0.03	0.07
	80	44.04	44.39	44.04	-0.35	-0.80	0.00	0.00
	160	44.04	44.36	44.03	-0.32	-0.72	0.01	0.02
	240	44.04	44.34	44.03	-0.30	-0.69	0.01	0.03
	320	44.00	44.42	44.03	-0.42	-0.96	-0.03	-0.07
	400	44.00	44.53	44.04	-0.53	-1.21	-0.04	-0.09
	480	44.08	44.62	44.13	-0.54	-1.23	-0.05	-0.12
	560	44.16	44.65	44.21	-0.49	-1.11	-0.05	-0.11
Seção 4	0	44.04	44.30	43.93	-0.26	-0.60	0.11	0.25
	80	44.04	44.30	43.93	-0.26	-0.60	0.11	0.24
	160	44.04	44.30	43.94	-0.26	-0.60	0.10	0.23
	240	44.04	44.30	43.95	-0.26	-0.60	0.09	0.20
	320	44.04	44.31	43.96	-0.27	-0.61	0.08	0.18
	400	43.88	44.29	43.95	-0.41	-0.93	-0.07	-0.17
	480	43.96	44.25	43.94	-0.29	-0.67	0.02	0.05
	560	43.96	44.21	43.94	-0.25	-0.57	0.02	0.05
	640	43.87	44.44	43.91	-0.57	-1.29	-0.04	-0.10
	720	43.96	44.57	44.07	-0.61	-1.38	-0.11	-0.24
Seção 5	0	43.96	44.26	43.90	-0.30	-0.68	0.06	0.14
	80	43.96	44.15	43.83	-0.19	-0.44	0.13	0.30
	160	43.80	44.14	43.65	-0.34	-0.77	0.15	0.35
	240	43.80	44.15	43.52	-0.35	-0.81	0.28	0.64
	320	43.60	43.92	43.44	-0.32	-0.73	0.16	0.36
	400	43.64	43.80	43.39	-0.16	-0.37	0.25	0.58
	480	43.60	43.88	43.38	-0.28	-0.65	0.22	0.51
	560	43.40	43.78	43.41	-0.38	-0.87	-0.01	-0.02
Seção 6	0	43.80	43.11	43.41	0.69	1.57	0.39	0.88
	80	42.20	42.84	43.32	-0.64	-1.52	-1.12	-2.64

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D		Dif. MF- R2D MF	
		Modelo F.	River 2D	R2D MF	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
	160	41.80	42.91	43.37	-1.11	-2.66	-1.57	-3.77
	240	42.12	42.92	43.38	-0.80	-1.90	-1.26	-3.00
	320	42.00	42.90	43.38	-0.90	-2.14	-1.38	-3.29
	400	42.56	42.90	43.36	-0.34	-0.79	-0.80	-1.88
	480	42.60	42.92	43.34	-0.32	-0.76	-0.74	-1.75
Seção 7	0	42.60	42.84	43.35	-0.24	-0.56	-0.75	-1.75
	80	42.60	42.85	43.36	-0.25	-0.59	-0.76	-1.79
	160	42.60	42.90	43.38	-0.30	-0.70	-0.78	-1.84
	240	42.68	42.90	43.38	-0.22	-0.51	-0.70	-1.64
	320	42.68	42.89	43.37	-0.21	-0.49	-0.69	-1.61
	400	42.60	42.89	43.35	-0.29	-0.68	-0.75	-1.76
	480	42.44	42.91	43.35	-0.47	-1.11	-0.91	-2.15
Seção 8	0	42.52	42.84	43.35	-0.32	-0.75	-0.83	-1.94
	80	42.56	42.84	43.35	-0.28	-0.65	-0.79	-1.86
	160	42.60	42.91	43.39	-0.31	-0.73	-0.79	-1.85
	240	42.68	42.90	43.39	-0.22	-0.51	-0.71	-1.65
	320	42.68	42.85	43.37	-0.17	-0.41	-0.69	-1.61
	400	42.60	42.78	43.30	-0.18	-0.41	-0.70	-1.63
	480	42.40	42.51	43.06	-0.11	-0.26	-0.66	-1.55
	560	42.32	42.38	42.25	-0.06	-0.15	0.07	0.17
	640	42.32	42.38	42.24	-0.06	-0.15	0.08	0.18
Seção 9	0	42.52	42.84	43.35	-0.32	-0.75	-0.83	-1.94
	80	42.60	42.84	43.35	-0.24	-0.56	-0.75	-1.75
	160	42.60	42.83	43.34	-0.23	-0.54	-0.74	-1.75
	240	42.60	42.78	43.33	-0.18	-0.43	-0.73	-1.71
	320	42.20	42.32	42.47	-0.12	-0.29	-0.27	-0.65
	400	42.20	42.36	42.22	-0.16	-0.37	-0.02	-0.05
	480	42.28	42.37	42.23	-0.09	-0.22	0.05	0.12
	560	42.40	42.42	42.26	-0.02	-0.06	0.14	0.33
	640	42.40	42.37	42.22	0.03	0.06	0.18	0.43
	720	42.32	42.36	42.21	-0.04	-0.10	0.11	0.25
	800	42.28	42.36	42.22	-0.08	-0.19	0.07	0.15
	880	42.28	42.36	42.23	-0.08	-0.19	0.05	0.11
	960	42.28	42.36	42.24	-0.08	-0.20	0.04	0.09
	1040	42.32	42.38	42.24	-0.06	-0.14	0.08	0.18
	1120	42.32	42.38	42.24	-0.06	-0.14	0.08	0.18
	1200	42.32	42.38	42.25	-0.06	-0.14	0.07	0.17
Seção 10	0	42.20	42.35	42.21	-0.15	-0.35	-0.01	-0.02
	80	42.28	42.35	42.21	-0.07	-0.16	0.07	0.17
	160	42.20	42.35	42.21	-0.15	-0.35	-0.01	-0.02
	240	42.28	42.35	42.21	-0.07	-0.17	0.07	0.17
	320	42.36	42.36	42.21	0.00	0.00	0.15	0.35

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D		Dif. MF- R2D MF	
		Modelo F.	River 2D	R2D MF	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
	400	42.36	42.36	42.22	0.00	0.00	0.14	0.32
	480	42.36	42.36	42.22	0.00	-0.01	0.14	0.33
	560	42.44	42.36	42.22	0.08	0.18	0.22	0.52
	640	42.44	42.36	42.22	0.08	0.19	0.22	0.53
Seção 11	0	42.28	42.34	42.19	-0.06	-0.14	0.09	0.21
	80	42.28	42.36	42.28	-0.08	-0.19	0.00	0.01

Através dos resultados obtidos pode-se observar que nas seções S1 a S3 as diferenças entre o nível da água do modelo físico e do River2D, representado com a topobatimetria de campo são da ordem de 0,5 m praticamente em todos os pontos, já com a representação da topobatimetria do modelo físico no River 2D essas diferenças reduzem para valores inferiores a 0,10 m e na seção S3 não superam 0,05 m de diferença.

Pode-se notar que os níveis da água obtidos na simulação do River 2D representado com a topobatimetria do modelo físico apresenta resultados com diferenças não superiores a 0,3 m até a seção S5, já nas seções S6 a S9 os valores se distanciam bastante dos registrados no modelo físico, isto ocorre pelo fato de a superfície obtida no modelo físico foi gerada pela interpolação de alguns pontos e não foi possível representar de forma fidedigna a ilha que está situada na região das seções S7 e S9. Nota-se que nas seções S10 e S11 os valores dos níveis da água são bem próximos para ambas. A Figura 5.8 ilustra a representação dos resultados de forma gráfica.



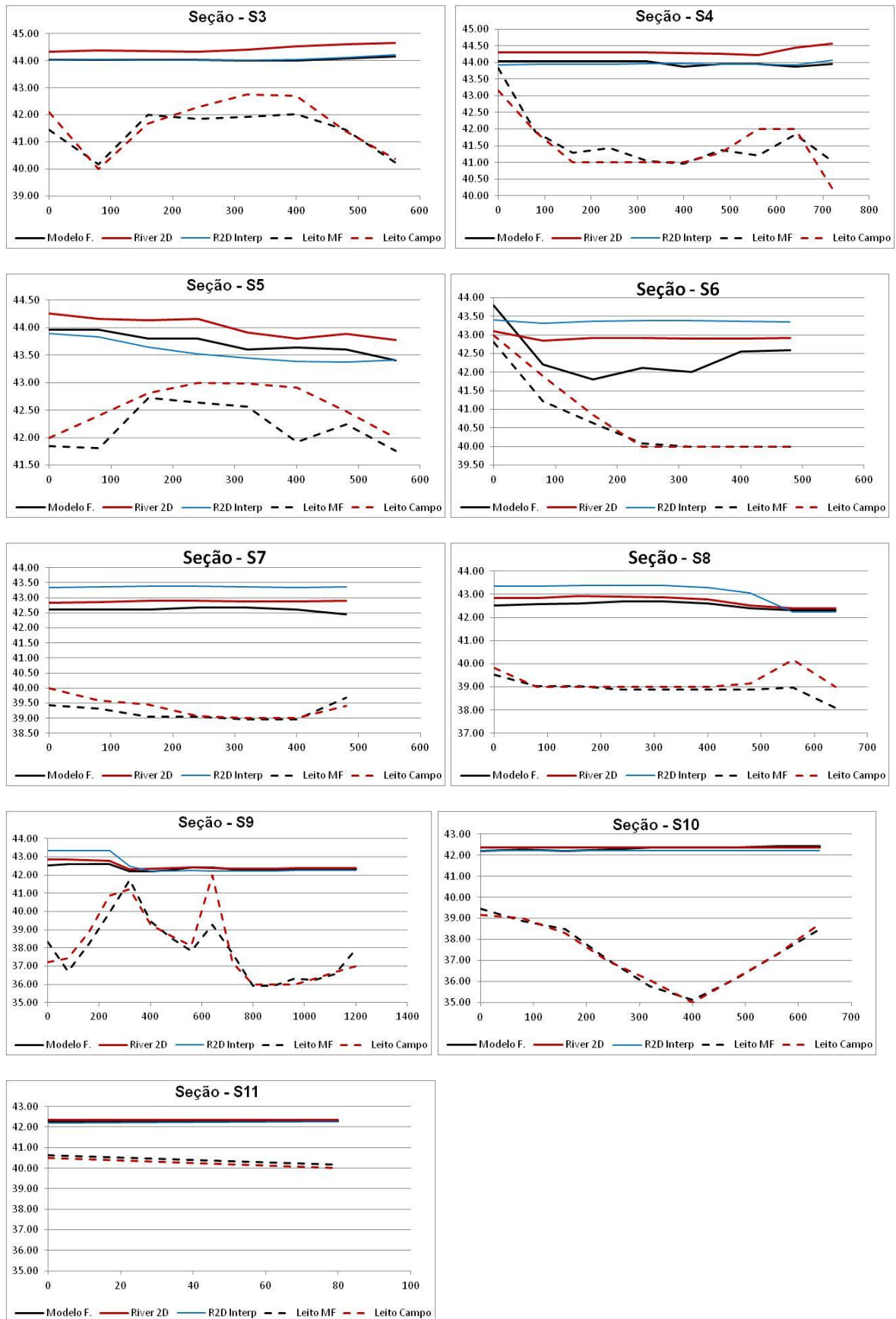


Figura 5.8. Comparação entre os níveis da água nas seções S1 a S11 – $Q = 1.723 \text{ m}^3/\text{s}$

A Tabela 5.9 apresenta os resultados nos níveis da água médios nas seções para a vazão de 1723 m³/s, esses resultados são apresentados de forma gráfica na Figura 5.9.

Tabela 5.9. Níveis da água (m) médios nas seções - Q = 1723m³/s

Nível da água (m)				Dif. MF- R2D Camp		Dif. MF- R2D Camp	
Seção	Modelo F	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
S1	44.15	44.67	44.24	-0.52	-1.18	-0.09	-0.21
S2	44.10	44.62	44.20	-0.52	-1.18	-0.10	-0.22
S3	44.05	44.46	44.07	-0.41	-0.92	-0.02	-0.03
S4	43.98	44.33	43.95	-0.34	-0.78	0.03	0.07
S5	43.72	44.01	43.56	-0.29	-0.66	0.16	0.36
S6	42.44	42.93	43.37	-0.49	-1.15	-0.93	-2.19
S7	42.60	42.88	43.36	-0.28	-0.66	-0.76	-1.79
S8	42.52	42.71	43.08	-0.19	-0.45	-0.56	-1.31
S9	42.37	42.48	42.53	-0.11	-0.26	-0.16	-0.37
S10	42.32	42.36	42.21	-0.03	-0.07	0.11	0.26
S11	42.28	42.35	42.23	-0.07	-0.16	0.05	0.11

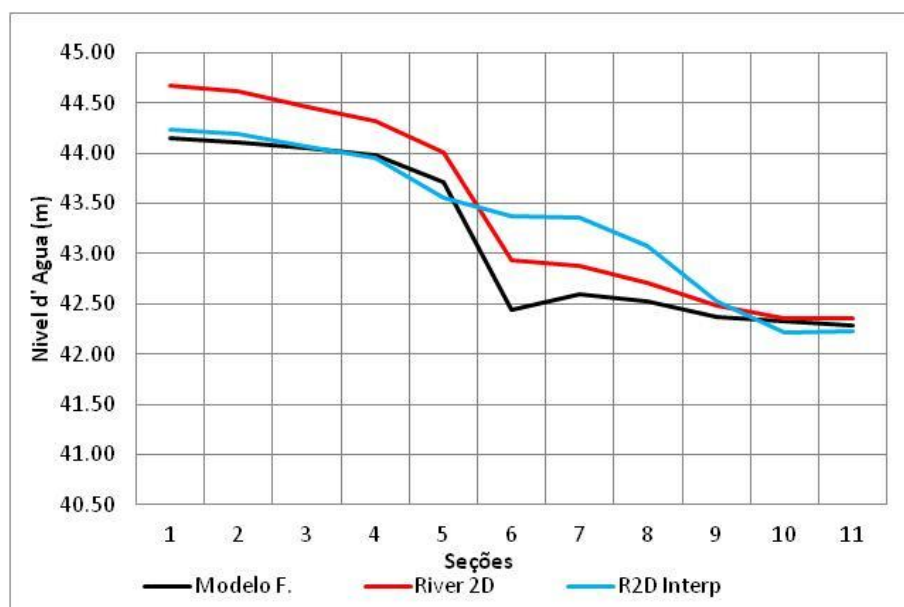


Figura 5.9. Comparação entre os níveis da água médios nas seções S1 a S11.

Observando os resultados dos níveis da água médio nas seções é nítido que para as seções S1 a S5, S10 e S11 os valores obtidos no River 2D representado com a topobatimeria levantada em modelo físico mostram uma boa aderência aos resultados registrados no modelo reduzido, já nas seções S6 a S9 os

valores obtidos na simulação com a topobatimetria de campo apresentam uma melhor aderência.

Para um melhor entendimento dos resultados de velocidades nas seções a Tabela 5.10 apresenta uma comparação entre as velocidades médias nas seções entre o modelo físico e as duas simulações no modelo River 2D, esses resultados são apresentados de forma gráfica na Figura 5.10. E o Anexo I apresenta os resultados das velocidades em todos os pontos das seções.

Analisando esses resultados das velocidades nota-se que em termos das velocidades médias nas seções, os valores entre as simulações no modelo River 2D e os valores registrados no modelo físico são bem próximos, embora na seção S6 a diferença percentual seja de aproximadamente 38%, para simulação com a topobatimetria interpolada nessa seção o modelo do terreno não foi muito bem representado com os dados levantados no modelo físico.

Tabela 5.10. Velocidades médias nas seções – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$.

Velocidades (m/s)				Dif. MF- R2D Camp		Dif. MF- R2D Interp.	
Seção	Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
S1	0,67	0,69	0,65	-0,03	-4,11	0,01	1,89
S2	0,73	0,74	0,72	-0,01	-1,10	0,01	1,54
S3	1,14	1,29	1,24	-0,14	-12,67	-0,10	-8,91
S4	1,10	1,09	1,15	0,01	1,13	-0,05	-4,50
S5	1,96	1,84	2,14	0,12	6,12	-0,18	-9,04
S6	2,58	1,60	1,45	0,98	38,01	1,13	43,87
S7	0,93	0,93	0,76	0,00	0,20	0,18	18,83
S8	0,80	0,84	0,77	-0,03	-4,05	0,04	4,58
S9	0,67	0,66	0,63	0,01	2,22	0,04	6,57
S10	0,49	0,46	0,53	0,04	7,48	-0,03	-6,65
S11	1,57	1,87	2,13	-0,30	-18,86	-0,55	-35,07

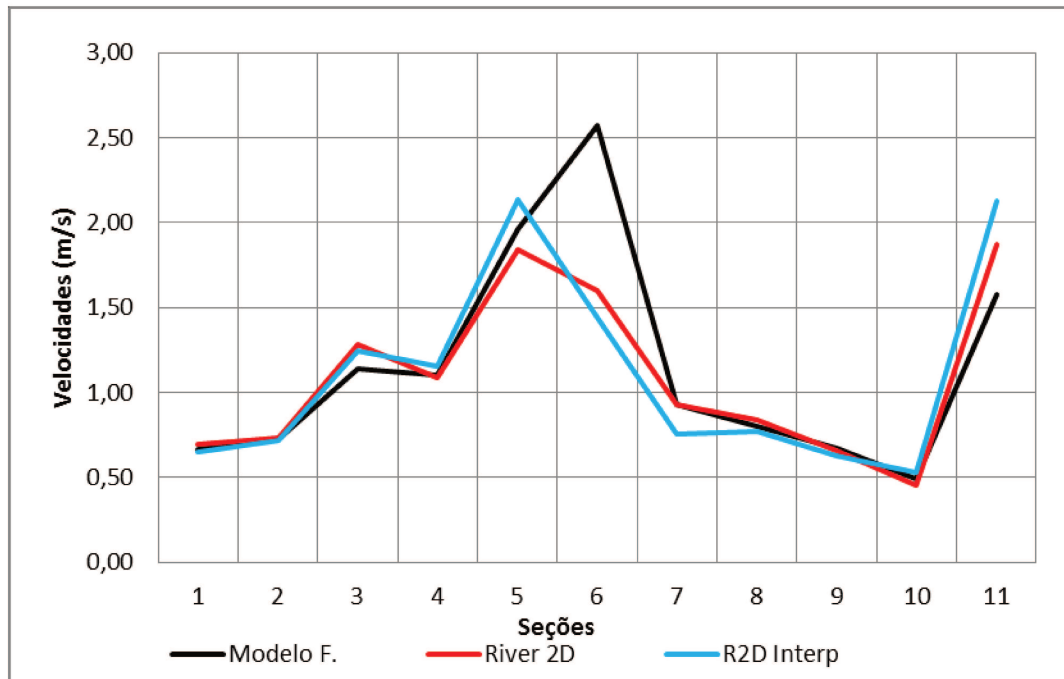


Figura 5.10. Velocidades médias nas seções – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$.

A Foto 5.1 ilustra as condições gerais do escoamento no modelo físico e a Figura 5.11 ilustra o escoamento na região da seção S6 no modelo físico e no River 2D.



Foto 5.1. Condições gerais do escoamento no modelo físico.

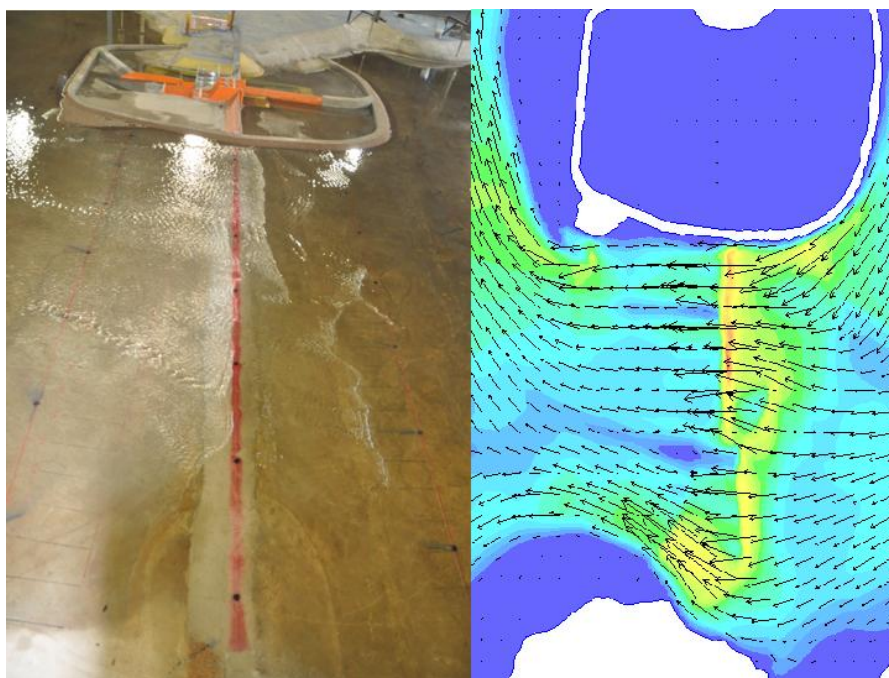


Figura 5.11. Condições do escoamento na seção S6 modelo físico a esquerda e River 2D a direita.

5.2.2 Níveis da água e velocidades – $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$

A Tabela 5.11 apresenta uma comparação direta dos níveis da água registrados em modelo físico e obtidos nas simulações com o modelo computacional River 2D para a vazão de $3618 \text{ m}^3/\text{s}$. Estes valores foram medidos nas seções indicadas na Figura 4.13.

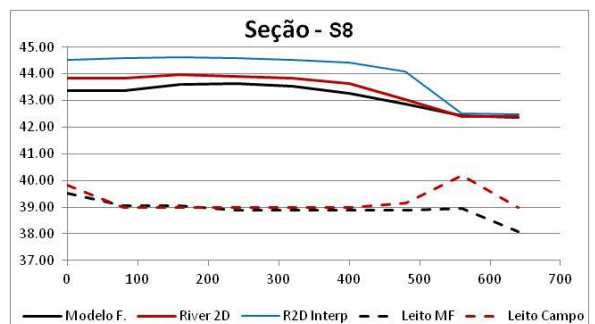
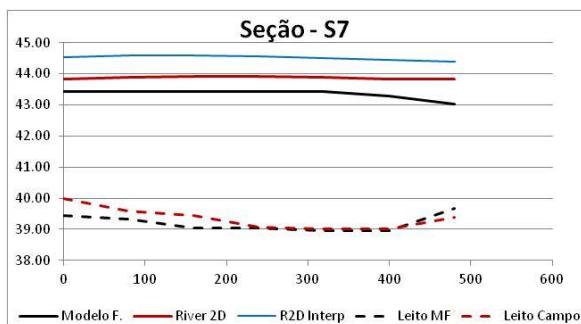
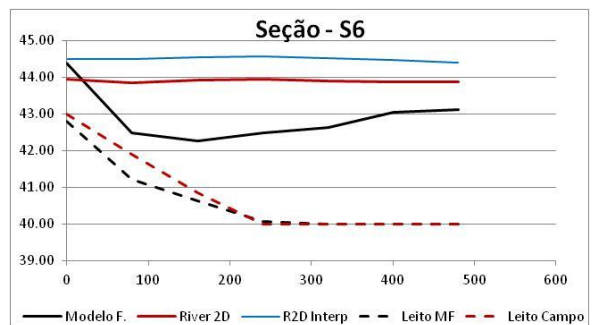
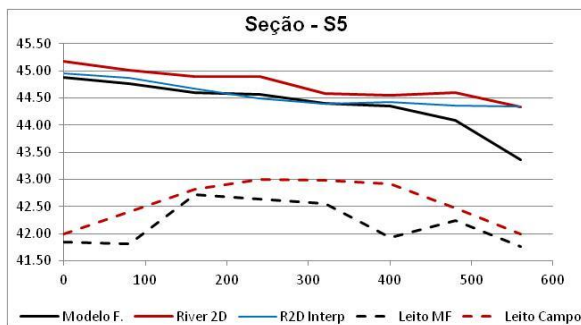
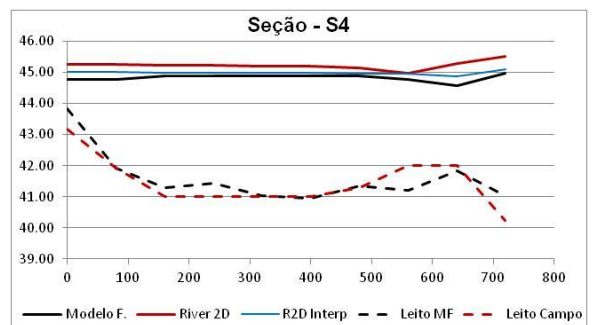
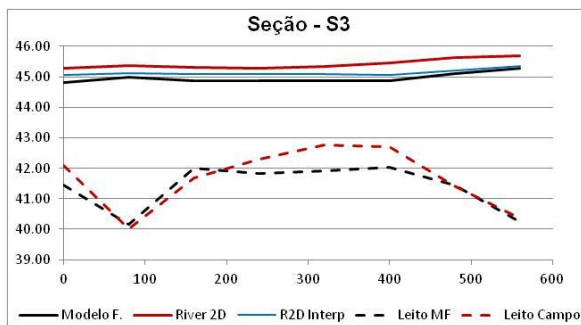
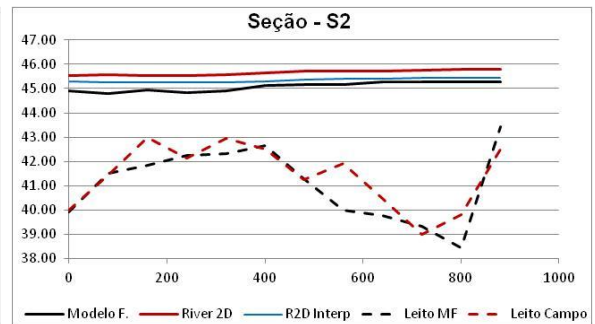
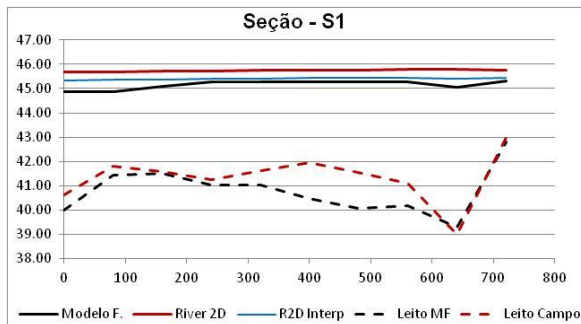
Tabela 5.11. Níveis da água nas seções $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$.

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D Campo		Dif. MF- R2D Interp	
		Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
Seção 1	0	44.88	45.67	45.32	-0.79	-1.77	-0.44	-0.98
	80	44.88	45.70	45.36	-0.82	-1.82	-0.48	-1.06
	160	45.08	45.72	45.37	-0.64	-1.43	-0.29	-0.65
	240	45.28	45.73	45.39	-0.45	-1.00	-0.11	-0.25
	320	45.28	45.74	45.41	-0.46	-1.03	-0.13	-0.29
	400	45.28	45.76	45.42	-0.48	-1.05	-0.14	-0.32
	480	45.28	45.76	45.43	-0.48	-1.07	-0.15	-0.33
	560	45.28	45.78	45.43	-0.50	-1.10	-0.15	-0.33
	640	45.04	45.78	45.42	-0.74	-1.65	-0.38	-0.85
	720	45.32	45.77	45.43	-0.45	-1.00	-0.11	-0.24
Seção 2	0	44.92	45.55	45.30	-0.63	-1.40	-0.38	-0.85
	80	44.80	45.56	45.27	-0.76	-1.69	-0.47	-1.04

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D Campo		Dif. MF- R2D Interp	
		Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
	160	44.96	45.54	45.24	-0.58	-1.30	-0.28	-0.63
	240	44.84	45.55	45.24	-0.71	-1.58	-0.40	-0.90
	320	44.92	45.57	45.25	-0.65	-1.44	-0.33	-0.74
	400	45.12	45.66	45.28	-0.54	-1.19	-0.16	-0.36
	480	45.16	45.72	45.35	-0.56	-1.23	-0.19	-0.42
	560	45.16	45.72	45.39	-0.56	-1.25	-0.23	-0.51
	640	45.28	45.73	45.41	-0.45	-1.00	-0.13	-0.30
	720	45.28	45.77	45.43	-0.49	-1.09	-0.15	-0.33
	800	45.28	45.78	45.43	-0.50	-1.11	-0.15	-0.33
	880	45.28	45.78	45.43	-0.50	-1.11	-0.15	-0.33
Seção 3	0	44.80	45.27	45.07	-0.47	-1.05	-0.27	-0.60
	80	45.00	45.37	45.11	-0.37	-0.83	-0.11	-0.26
	160	44.88	45.30	45.10	-0.42	-0.94	-0.22	-0.49
	240	44.88	45.27	45.09	-0.39	-0.86	-0.21	-0.47
	320	44.88	45.34	45.09	-0.46	-1.01	-0.21	-0.46
	400	44.88	45.46	45.08	-0.58	-1.30	-0.20	-0.44
	480	45.12	45.62	45.20	-0.50	-1.11	-0.08	-0.18
	560	45.28	45.70	45.34	-0.42	-0.92	-0.06	-0.14
Seção 4	0	44.76	45.25	45.01	-0.49	-1.09	-0.25	-0.55
	80	44.76	45.25	45.00	-0.49	-1.08	-0.24	-0.54
	160	44.88	45.22	44.99	-0.34	-0.77	-0.11	-0.24
	240	44.88	45.21	44.98	-0.33	-0.73	-0.10	-0.23
	320	44.88	45.20	44.99	-0.32	-0.72	-0.11	-0.24
	400	44.88	45.19	44.98	-0.31	-0.69	-0.10	-0.22
	480	44.88	45.14	44.95	-0.26	-0.59	-0.07	-0.16
	560	44.76	44.96	44.94	-0.20	-0.45	-0.18	-0.41
	640	44.56	45.27	44.87	-0.71	-1.59	-0.31	-0.69
	720	44.96	45.52	45.08	-0.56	-1.24	-0.12	-0.27
Seção 5	0	44.88	45.18	44.96	-0.30	-0.66	-0.08	-0.17
	80	44.76	45.00	44.87	-0.24	-0.54	-0.11	-0.25
	160	44.60	44.90	44.68	-0.30	-0.66	-0.08	-0.18
	240	44.56	44.89	44.50	-0.33	-0.74	0.06	0.14
	320	44.40	44.58	44.39	-0.18	-0.40	0.01	0.02
	400	44.36	44.55	44.43	-0.19	-0.42	-0.07	-0.15
	480	44.08	44.60	44.36	-0.52	-1.19	-0.28	-0.62
	560	43.36	44.33	44.34	-0.97	-2.24	-0.98	-2.27
Seção 6	0	44.40	43.95	44.49	0.45	1.01	-0.09	-0.21
	80	42.48	43.85	44.51	-1.37	-3.23	-2.03	-4.78
	160	42.28	43.92	44.56	-1.64	-3.88	-2.28	-5.39
	240	42.48	43.95	44.56	-1.47	-3.46	-2.08	-4.91
	320	42.64	43.90	44.53	-1.26	-2.96	-1.89	-4.43

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D Campo		Dif. MF- R2D Interp	
		Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
	400	43.04	43.88	44.47	-0.84	-1.96	-1.43	-3.32
	480	43.12	43.89	44.40	-0.77	-1.78	-1.28	-2.96
Seção 7	0	43.44	43.82	44.53	-0.38	-0.88	-1.09	-2.51
	80	43.44	43.88	44.59	-0.44	-1.00	-1.15	-2.64
	160	43.44	43.92	44.59	-0.48	-1.10	-1.15	-2.64
	240	43.44	43.91	44.57	-0.47	-1.08	-1.13	-2.59
	320	43.44	43.87	44.52	-0.43	-1.00	-1.08	-2.48
	400	43.28	43.84	44.46	-0.56	-1.30	-1.18	-2.72
	480	43.04	43.83	44.40	-0.79	-1.84	-1.36	-3.15
Seção 8	0	43.36	43.82	44.53	-0.46	-1.07	-1.17	-2.71
	80	43.36	43.84	44.57	-0.48	-1.10	-1.21	-2.80
	160	43.60	43.97	44.61	-0.37	-0.84	-1.01	-2.31
	240	43.64	43.92	44.59	-0.28	-0.63	-0.95	-2.18
	320	43.52	43.82	44.54	-0.30	-0.69	-1.02	-2.34
	400	43.28	43.65	44.40	-0.37	-0.85	-1.12	-2.60
	480	42.88	43.04	44.08	-0.16	-0.37	-1.20	-2.79
	560	42.44	42.40	42.50	0.04	0.09	-0.06	-0.14
	640	42.36	42.40	42.49	-0.04	-0.10	-0.13	-0.30
Seção 9	0	43.36	43.82	44.53	-0.46	-1.07	-1.17	-2.70
	80	43.36	43.82	44.53	-0.46	-1.07	-1.17	-2.70
	160	43.36	43.81	44.53	-0.45	-1.04	-1.17	-2.70
	240	43.28	43.68	44.50	-0.40	-0.92	-1.22	-2.83
	320	42.48	42.53	43.21	-0.05	-0.13	-0.73	-1.71
	400	42.24	42.29	42.46	-0.05	-0.13	-0.22	-0.51
	480	42.08	42.34	42.47	-0.25	-0.61	-0.39	-0.94
	560	42.64	42.55	42.57	0.09	0.21	0.07	0.15
	640	42.84	42.40	42.42	0.44	1.02	0.42	0.98
	720	42.44	42.29	42.38	0.15	0.35	0.06	0.14
	800	42.36	42.28	42.38	0.08	0.18	-0.02	-0.05
	880	42.32	42.28	42.40	0.04	0.09	-0.08	-0.18
	960	42.36	42.33	42.44	0.03	0.08	-0.08	-0.20
	1040	42.36	42.39	42.47	-0.03	-0.07	-0.11	-0.26
	1120	42.48	42.40	42.48	0.08	0.19	0.00	0.00
	1200	42.48	42.40	42.49	0.08	0.19	-0.01	-0.02
Seção 10	0	42.36	42.24	42.35	0.12	0.27	0.01	0.03
	80	42.36	42.24	42.35	0.12	0.27	0.01	0.03
	160	42.28	42.25	42.35	0.03	0.08	-0.07	-0.16
	240	42.32	42.25	42.36	0.07	0.16	-0.04	-0.09
	320	42.24	42.26	42.35	-0.02	-0.04	-0.11	-0.27
	400	42.24	42.23	42.34	0.01	0.02	-0.10	-0.24
	480	42.48	42.34	42.43	0.14	0.33	0.05	0.11

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D Campo		Dif. MF- R2D Interp	
		Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
	560	42.48	42.32	42.42	0.16	0.37	0.06	0.14
	640	42.48	42.28	42.39	0.20	0.46	0.09	0.21
Seção 11	0	42.24	42.67	42.88	-0.43	-1.02	-0.64	-1.51
	80	42.12	42.47	42.46	-0.35	-0.84	-0.34	-0.81



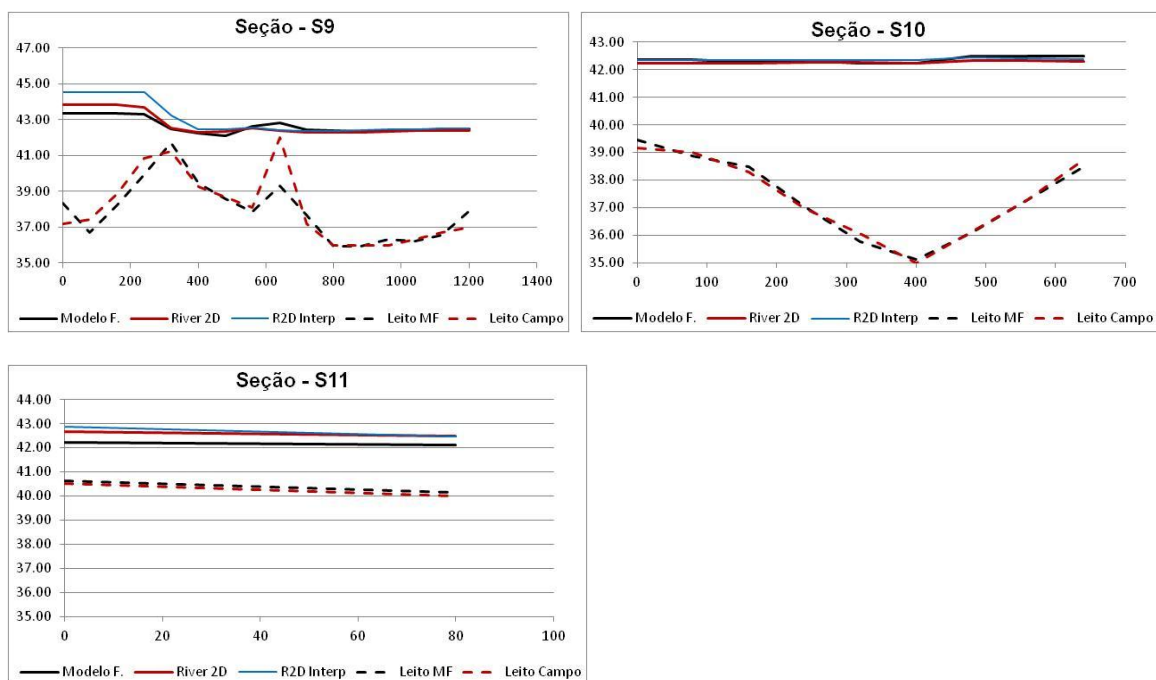


Figura 5.12. Comparação entre os níveis da água nas seções S1 a S11 – $Q = 3.618 \text{ m}^3/\text{s}$

A Tabela 5.12 apresenta os níveis da água médios nas seções e esses resultados são apresentados de forma gráfica na Figura 5.13.

Tabela 5.12 . Níveis da água (m) médios nas seções - $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$

Nível da água (m)				Dif. MF- R2D Camp		Dif. MF- R2D Interp.	
Seção	Modelo F	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
S1	45.16	45.74	45.40	-0.58	-1.29	-0.24	-0.53
S2	45.08	45.66	45.34	-0.58	-1.28	-0.25	-0.56
S3	44.97	45.42	45.13	-0.45	-1.00	-0.17	-0.38
S4	44.82	45.22	44.98	-0.40	-0.89	-0.16	-0.35
S5	44.38	44.75	44.57	-0.38	-0.85	-0.19	-0.43
S6	42.92	43.91	44.50	-0.99	-2.30	-1.58	-3.69
S7	43.36	43.87	44.52	-0.51	-1.17	-1.16	-2.67
S8	43.16	43.43	44.03	-0.27	-0.62	-0.87	-2.03
S9	42.65	42.73	43.02	-0.07	-0.17	-0.36	-0.85
S10	42.36	42.27	42.37	0.09	0.21	-0.01	-0.03
S11	42.18	42.57	42.67	-0.39	-0.93	-0.49	-1.16

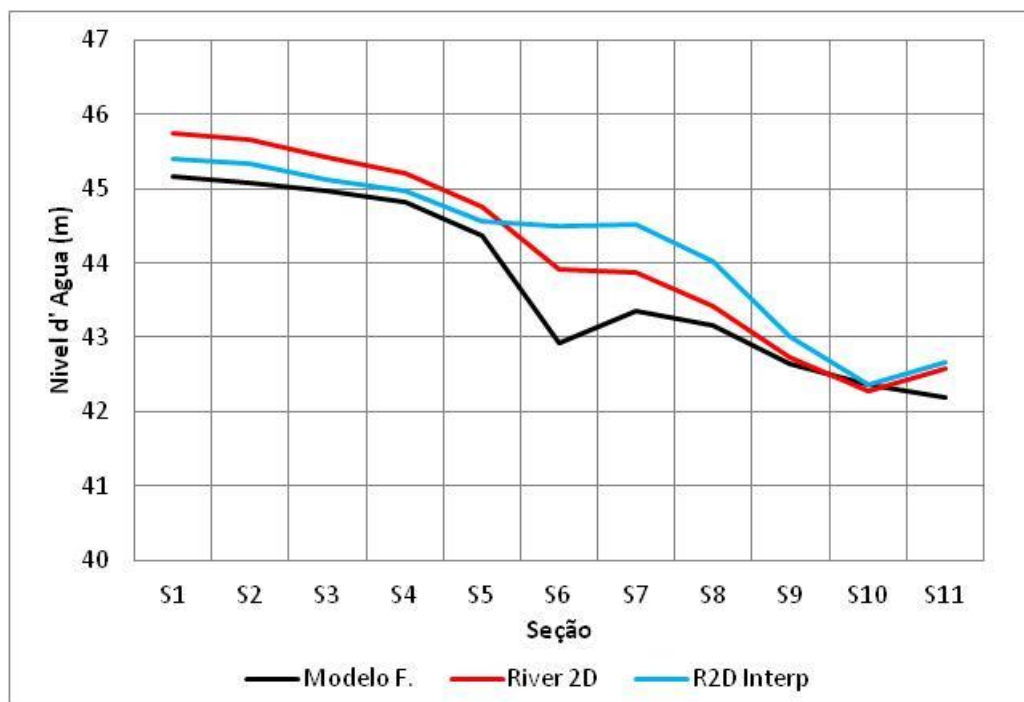


Figura 5.13. Comparação entre os níveis da água médios nas seções S1 a S11 – $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$.

Analisando os resultados apresentados pode-se observar que diferentemente da vazão de $1723 \text{ m}^3/\text{s}$ para a simulação no River 2D considerando a topografia interpolada com dados do modelo físico, o nível da água nas seções S1 e S2 se mantiveram praticamente os mesmos, já nas seções S3 a S5 foi observado uma melhor aderência aos dados obtidos no modelo físico. Nas seções S6 a S9 os valores obtidos na simulação com a topobatimetria de campo mostrou uma melhor aderência aos resultados obtidos no modelo físico.

A Tabela 5.13 apresenta uma comparação das velocidades médias nas seções dos resultados obtidos no modelo físico e nas simulações com o River 2D considerando a topobatimetria de campo e a interpolada com o levantamento no modelo físico.

Tabela 5.13. Velocidades médias nas seções – $Q 3618 \text{ m}^3/\text{s}$.

Velocidades (m/s)				Dif. MF- R2D Camp		Dif. MF- R2D Interp	
Seção	Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
S1	1,20	1,12	1,03	0,08	6,47	0,17	14,29
S2	1,19	1,10	1,07	0,09	7,20	0,11	9,56
S3	1,84	1,92	1,82	-0,08	-4,23	0,02	1,33
S4	1,90	1,74	1,72	0,17	8,81	0,18	9,69
S5	3,02	2,65	2,59	0,37	12,32	0,44	14,49

Velocidades (m/s)				Dif. MF- R2D Camp		Dif. MF- R2D Interp	
Seção	Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
S6	4,22	2,42	1,95	1,80	42,69	2,26	53,69
S7	1,25	1,51	1,19	-0,26	-21,08	0,06	4,56
S8	1,51	1,41	1,23	0,09	6,25	0,28	18,46
S9	1,43	1,41	1,23	0,02	1,43	0,21	14,57
S10	0,79	0,95	0,94	-0,16	-20,56	-0,16	-19,72
S11	4,18	3,83	4,35	0,35	8,31	-0,17	-4,05

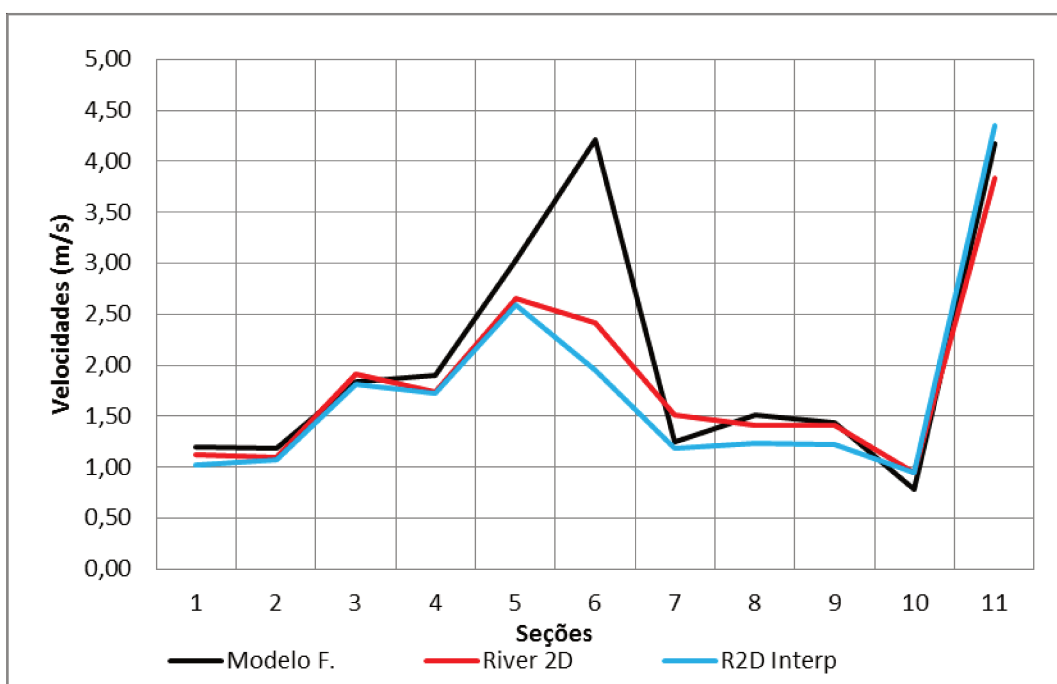


Figura 5.14. Velocidades médias nas seções – $Q = 1723 \text{ m}^3/\text{s}$.

Analisando os resultados das velocidades nota-se que nas seções S1 a S3 os resultados obtidos no River 2D apresentam boa aderência aos valores registrados no modelo físico. A maior diferença observada entre as simulações se dá na seção S6, em valores absolutos, comparando o seu resultado obtido no modelo físico com o valor da do River 2D reproduzido com a interpolação do modelo físico.

A Foto 5.2 ilustra as condições gerais do escoamento no modelo físico com a passagem da vazão de $3618 \text{ m}^3/\text{s}$.



Foto 5.2. Condições gerais do escoamento no modelo físico – $Q = 3618 \text{ m}^3/\text{s}$.

A Figura 5.15 ilustra as condições do escoamento na seção S6 no modelo físico e no River 2D.

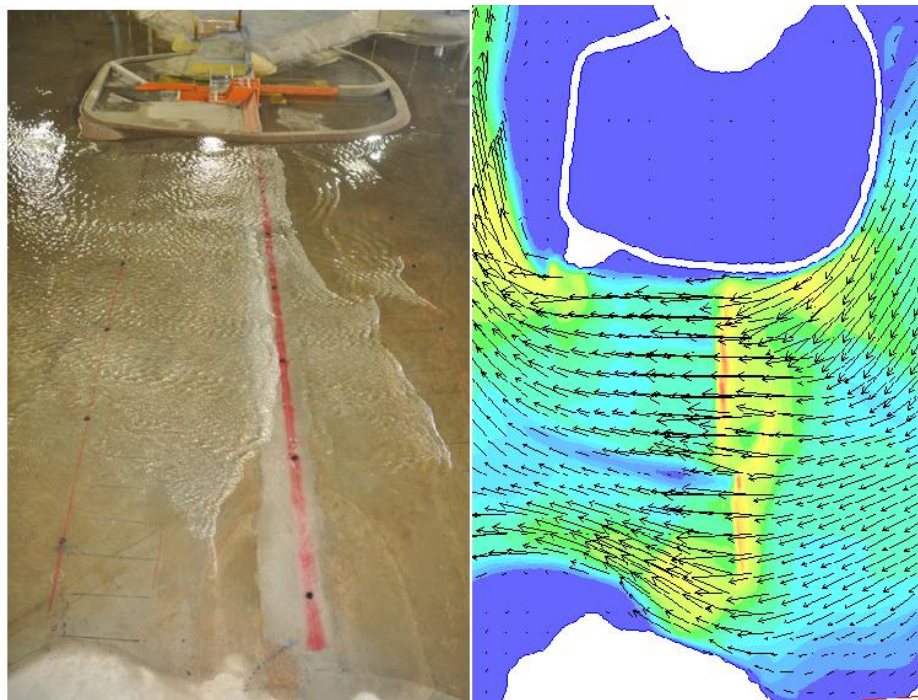


Figura 5.15. Condições do escoamento na região da seção S6.

As diferenças observadas entre os resultados obtidos no modelo físico e no River 2D são oriundos da diferença entre os níveis da água do modelo físico e o campo, pois na etapa de calibração do modelo físico foram constatadas diferenças

de até 0,69 m, principalmente réguas situadas a montante (RM3, RM e RM5), porém devido ao exíguo cronograma da obra em questão esta diferença foi dada como aceitável e adotado um nível de segurança maior para execução das ensecadeiras. As diferenças observadas entre a topobatimetria executado no modelo físico e os dados de campo também provocaram um distanciamento entre resultados obtidos, nota-se que quando se compara os valores obtidos no River 2D com a topobatimetria interpolada ocorre uma boa aderência aos resultados do modelo físico.

5.2.3 Avanço das ensecadeiras

Nesta etapa será apresentada uma comparação direta entre os resultados obtidos no modelo físico e na simulação com o River2D considerando a topobatimetria de campo. Foram simulados dois avanços da ensecadeiras conforme a Figura 4.14 e Figura 4.15 ambos considerando uma vazão de 1874 m³/s.

Avanço 1

A Tabela 5.14 apresenta uma comparação entre os níveis e medidos nas réguas indicadas na Figura 4.10 para o modelo físico e River2D considerando o primeiro avanço simulado

Tabela 5.14. Níveis da água nas réguas – Q=1874 m³/s – Avanço 1.

Régua	Nível da Água (m)		Dif. MF- R2D	
	Modelo F.	River 2D	Abs.	Rel. (%)
Rj2	42.38	42.35	0.03	0.08
RBj	42.40	42.47	-0.07	-0.16
RM5	44.94	45.33	-0.39	-0.87
RM3	44.68	45.21	-0.53	-1.19
Rm4	44.69	45.33	-0.64	-1.44

A Tabela 5.15 apresenta os resultados comparativos dos níveis da água medidos nos pontos indicados na Figura 4.14 e esses resultados são apresentados de forma gráfica na Figura 5.16.

Tabela 5.15. Níveis da água nos pontos indicados na Figura 4.14 - Q= 1874 m³/s – Avanço 1.

Ponto	Nível da Água (m)		Dif. MF- R2D	
	Modelo F.	River 2D	Abs.	Rel. (%)
1	44.72	45.21	-0.49	-1.10
2	44.40	44.93	-0.53	-1.19

Ponto	Nível da Água (m)		Dif. MF- R2D	
	Modelo F.	River 2D	Abs.	Rel. (%)
3	42.72	42.86	-0.14	-0.33
4	42.52	42.82	-0.30	-0.71
5	42.68	42.86	-0.18	-0.42
6	42.36	42.81	-0.45	-1.06
7	42.68	42.86	-0.18	-0.42
8	42.48	42.76	-0.28	-0.66

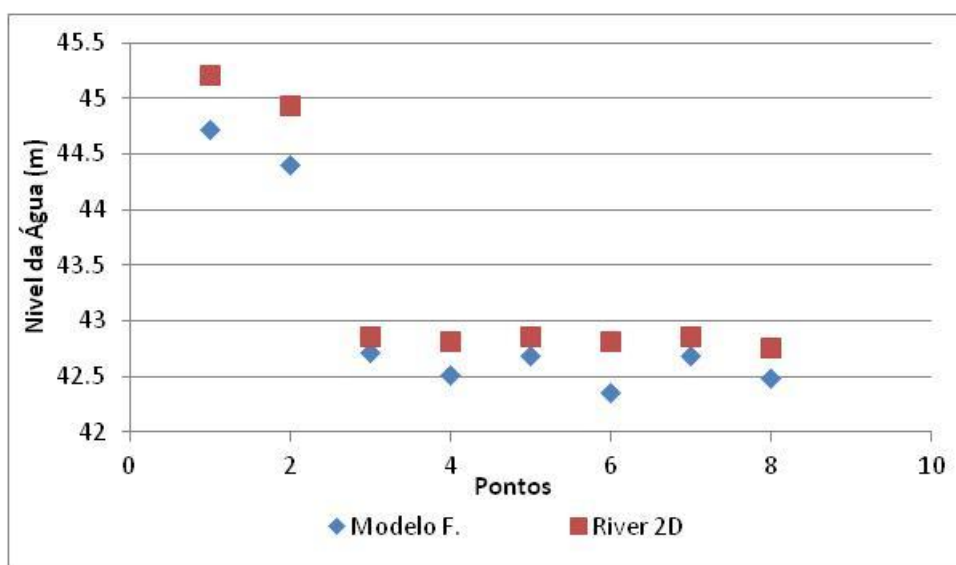


Figura 5.16. Níveis da água nos pontos de medição Avanço 1 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$.

Como se pode observar os pontos 1, 2 e 6, apresentam uma maior distanciamento dos resultados obtidos no modelo físico, atingindo aproximadamente 0,5 m de diferença. Já os pontos 3,4,5,7 e 8 tem uma melhor aderência aos resultados obtidos no modelo físico apresentando diferenças de no máximo 0,3 m no ponto 4.

A Tabela 5.16 apresenta a comparação dos resultados das velocidades medidas nos pontos indicados na Figura 4.14 e a Figura 5.17 apresenta uma representação gráfica desses resultados.

Tabela 5.16. Velocidades nos pontos indicados na Figura 4.14 - $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$ – Avanço 1.

Ponto	Velocidades (m/s)		Dif. MF- R2D	
	Modelo F.	River 2D	Abs.	Rel. (%)
9	5.30	5.50	-0.20	-3.77
10	4.60	4.86	-0.26	-5.65

Ponto	Velocidades (m/s)		Dif. MF- R2D	
	Modelo F.	River 2D	Abs.	Rel. (%)
11	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00

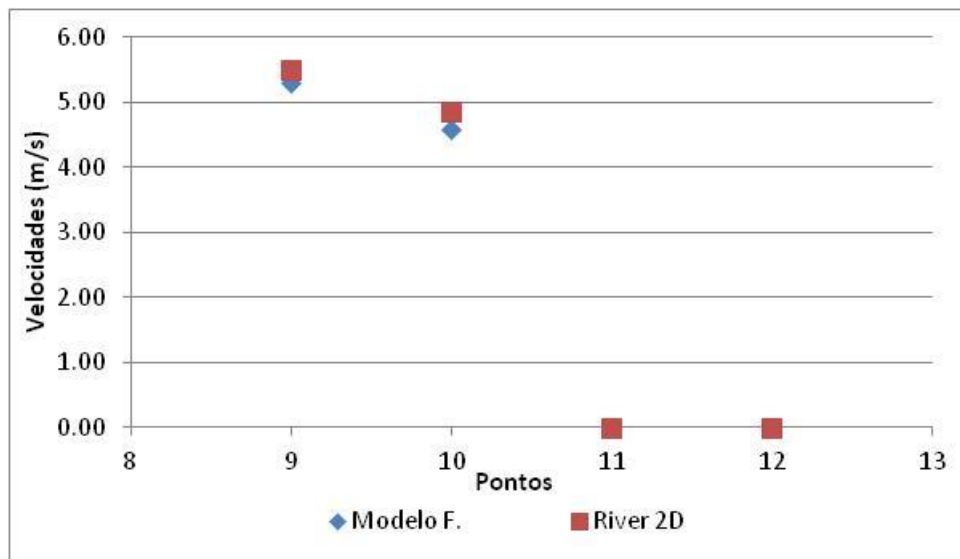


Figura 5.17. Velocidades nos pontos de medição Avanço 1 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$.

Analisando a comparação dos resultados das velocidades, observa-se que os valores obtidos na simulação com o River 2D mostraram boa aderência aos registrados no modelo físico, mesmo apresentando diferenças percentuais de até 5% em valores absolutos são de aproximadamente 0,2 m/s.

A Foto 5.3 ilustra as condições do escoamento na região das enseadeiras no modelo físico. Já a Figura 5.18 e Figura 5.19 apresentam respectivamente os níveis da água e velocidades obtidas na simulação com o River 2D.



Foto 5.3. Condição do escoamento na região da ensecadeira para o avanço 1 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$.

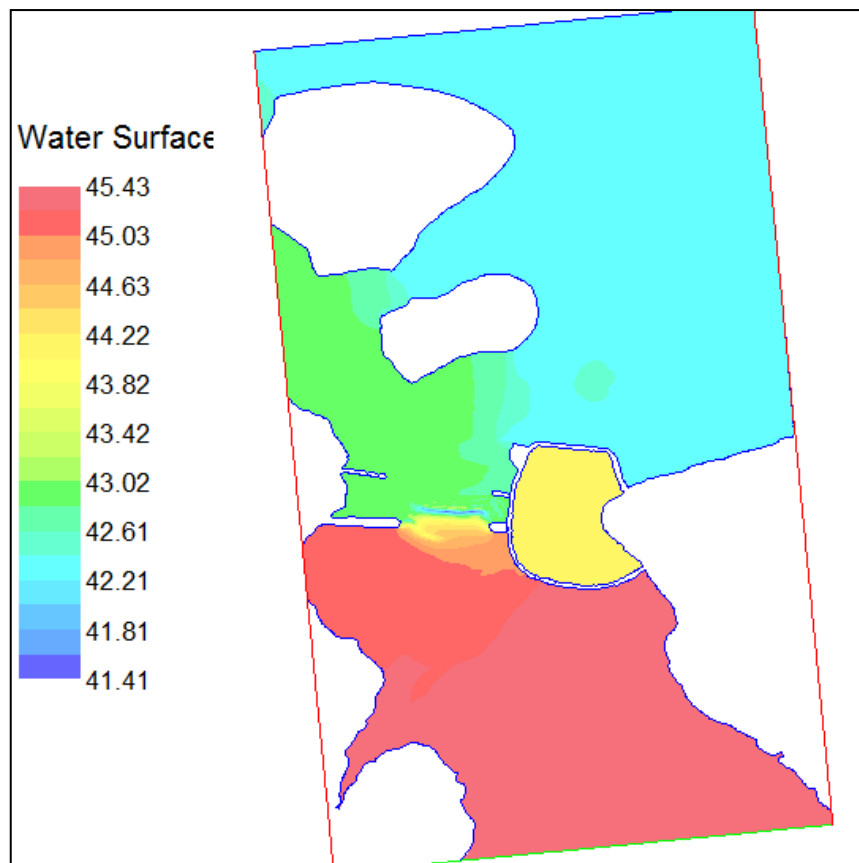


Figura 5.18. Níveis da água River 2D Avanço 1 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$.

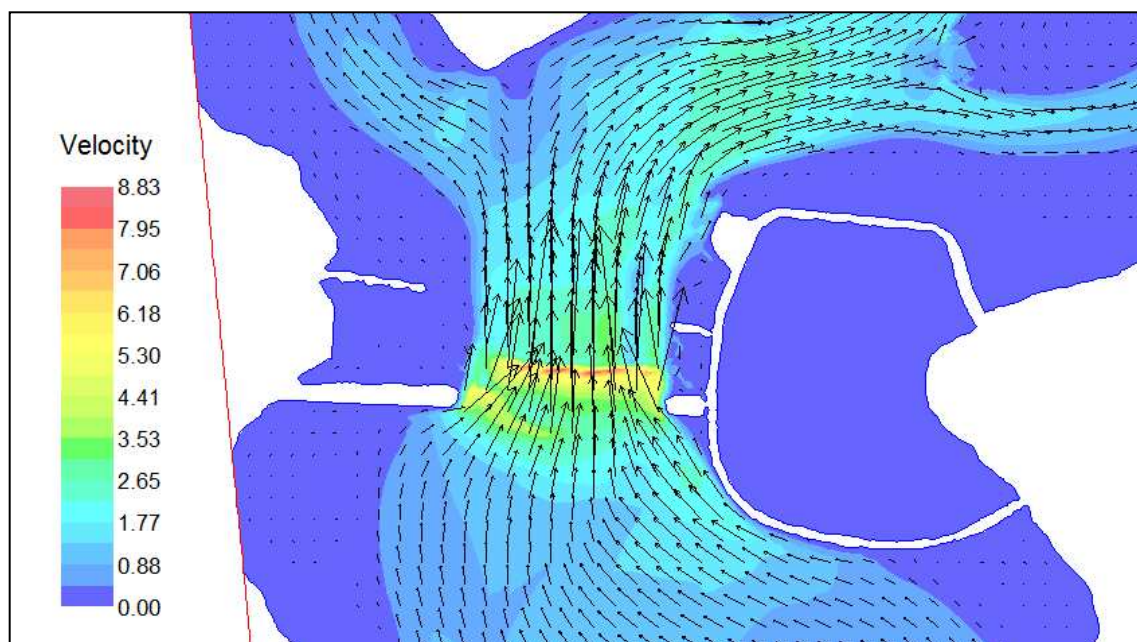


Figura 5.19. Distribuição das velocidades na região da enseadeiras Avanço 1 – $Q=1874 \text{ m}^3/\text{s}$.

Avanço 2

A Tabela 5.17 apresenta uma comparação entre os níveis da água medidos nas réguas indicadas na Figura 4.10 obtidos no modelo físico e no River2D para o segundo avanço simulado.

Tabela 5.17. Níveis da água nas réguas – $Q=1874 \text{ m}^3/\text{s}$ – Avanço 2.

Ponto	Nível da Água (m)		Dif. MF- R2D	
	Modelo F.	River 2D	Abs.	Rel. (%)
Rj2	42.32	42.35	-0.03	-0.06
RBj	42.36	42.48	-0.12	-0.28
RM5	45.78	45.69	0.09	0.20
RM3	45.49	45.61	-0.12	-0.25
Rm4	45.51	45.69	-0.18	-0.40

Os resultados dos níveis da água obtidos na simulação com o River 2D apresentam uma boa aderência ao obtidos no modelo físico e a maior diferença observada não supera 0,2 m.

A Tabela 5.18 apresenta uma análise comparativa dos níveis da água medidos nos pontos indicados na Figura 4.15 para o segundo avanço das ensecadeiras. Esses resultados são apresentados de forma gráfica na Figura 5.20.

Tabela 5.18. Níveis da água nos pontos indicados na Figura 4.14 - $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$ – Avanço 2.

Ponto	Nível da Água (m)		Dif. MF- R2D	
	Modelo F.	River 2D	Abs.	Rel. (%)
1	45,52	45,60	-0,08	-0,18
2	45,40	45,51	-0,11	-0,24
3	42,72	42,82	-0,10	-0,23
4	42,32	42,55	-0,23	-0,54
5	42,72	42,82	-0,10	-0,23
6	42,64	42,55	0,09	0,21
7	42,64	42,82	-0,18	-0,42
8	42,32	42,57	-0,25	-0,59

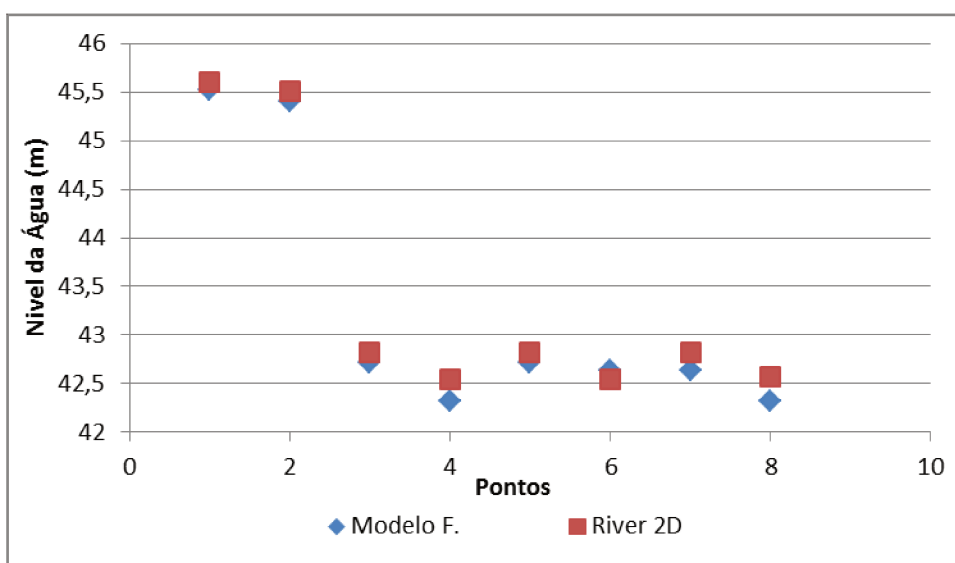


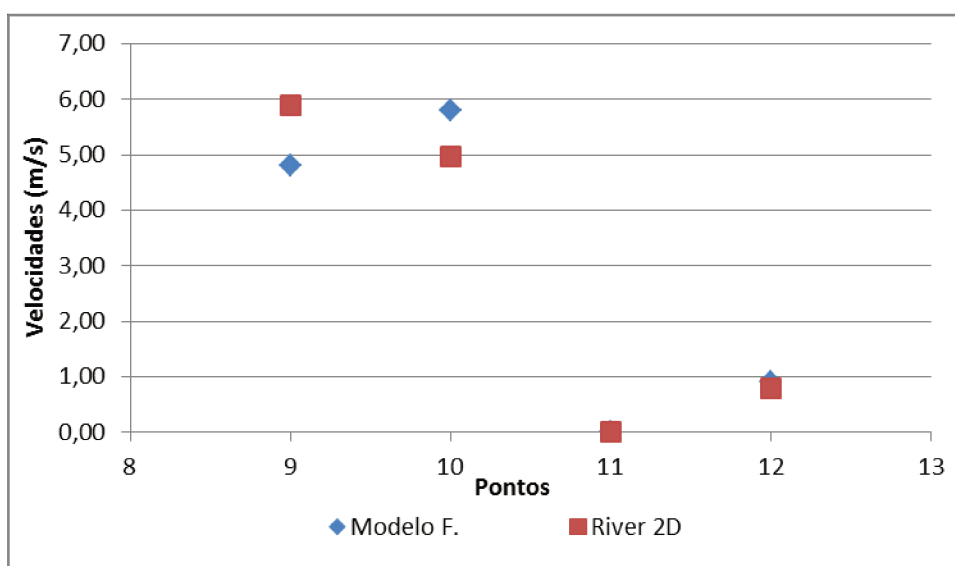
Figura 5.20. Níveis da água nos pontos de medição Avanço 2 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$.

Do mesmo modo que nas réguas os níveis da água obtidos nos pontos próximos as ensecadeiras (Figura 4.15) apresentam uma boa aderência aos registrados no modelo físico, não superando 0,3 m de diferença.

A Tabela 5.19 apresenta a comparação dos resultados das velocidades medidas nos pontos indicados na Figura 4.15 para o segundo avanço das ensecadeiras e a Figura 5.21 apresenta uma representação gráfica desses resultados.

Tabela 5.19. Velocidades nos pontos indicados na Figura 4.14 - $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$ – Avanço 2.

Ponto	Velocidades (m/s)		Dif. MF- R2D	
	Modelo F.	River 2D	Abs.	Rel. (%)
9	4,80	5,90	-1,10	-22,92
10	5,80	4,96	0,84	14,48
11	0,00	0,00	0,00	0,00
12	0,90	0,80	0,10	11,11

Figura 5.21. Velocidades nos pontos de medição Avanço 2 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$.

A Foto 5.4 ilustra as condições do escoamento para o avanço 2 no modelo físico e a Figura 5.22 e Figura 5.23 ilustram respectivamente os níveis da água e velocidades obtidas na simulação com o River 2D.



Foto 5.4. Condição do escoamento na região da enseadeira para o avanço 2 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$.

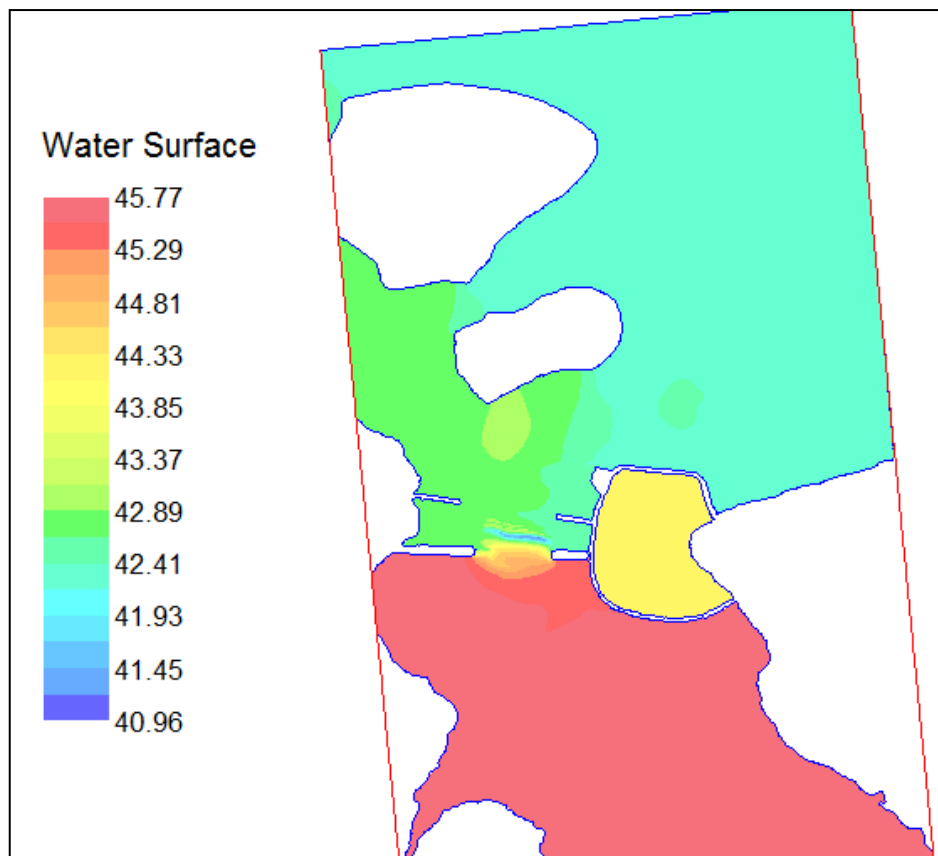


Figura 5.22. Níveis da água River 2D Avanço 2 – $Q = 1874 \text{ m}^3/\text{s}$.

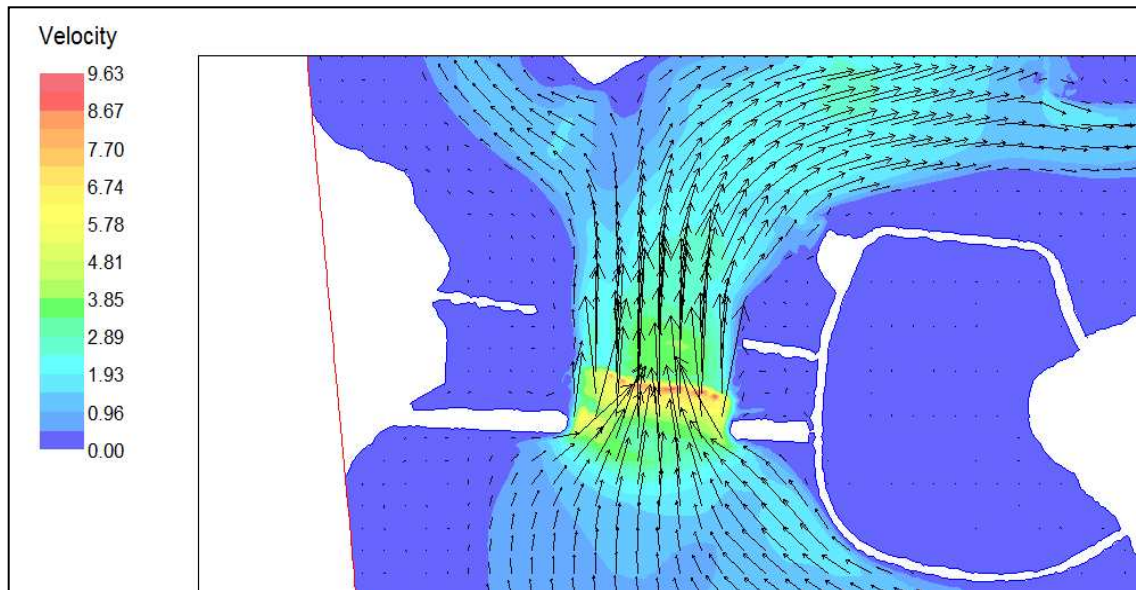


Figura 5.23. Distribuição das velocidades na região da ensecadeiras Avanço 2 – $Q= 1874 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.3 Simulação do Desvio de 2ª Fase – Fechamento do Rio

Neste item são apresentados os resultados da simulação do fechamento do rio, considerando uma brecha final na ensecadeira de segunda fase, sendo assim a vazão efluente escoar tanto pela estrutura de desvio, que nesse caso é o vertedouro com as ogivas rebaixadas, quanto pela brecha final na ensecadeira.

Esta simulação se dividiu em duas etapas, sendo a primeira para a obtenção da partição de vazão entre a brecha e o vertedouro, sem a saída do escoamento pela estrutura vertente. E na segunda etapa conhecendo a partição de vazão foi simulada a saída do escoamento pelo vertedouro.

A Figura 5.24 apresenta os níveis da água obtidos com a primeira simulação e a Figura 5.25 apresenta o campo de velocidades.

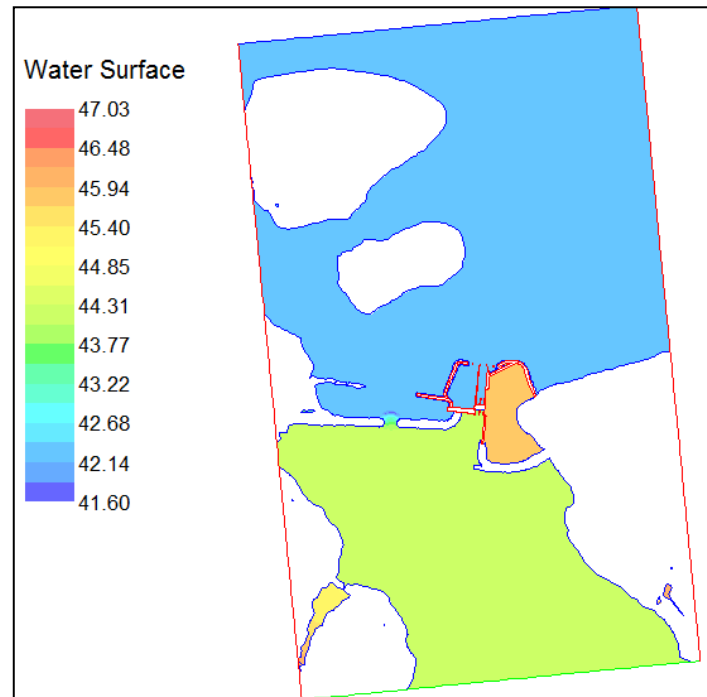


Figura 5.24. Níveis da água para a simulação com a brecha sem operação do vertedouro.

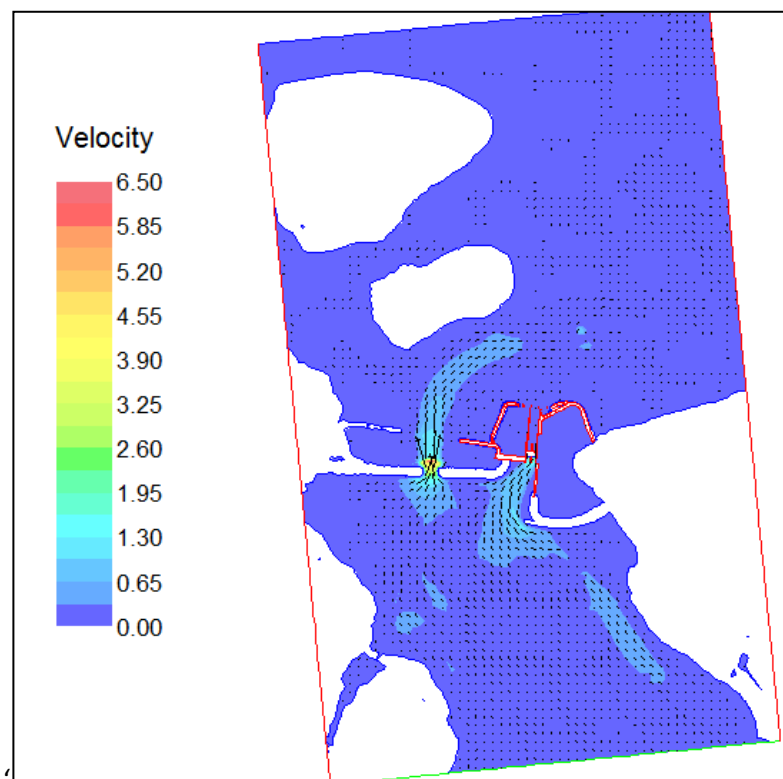


Figura 5.25. Velocidades para a simulação com a brecha sem operação do vertedouro.

Com o resultado do nível da água a montante que atingiu a cota 44,21 m, através da curva de descarga foi possível estimar a partição de vazão entre a brecha e vertedouro. Sendo assim a distribuição de vazão se deu da seguinte maneira:

- Vazão total afluente = 500 m³/s
- Vazão que passa pelo vertedouro = 400 m³/s
- Vazão que passa pela brecha = 100 m³/s

Conhecendo a partição de vazão e nível da água resultante foi possível efetuar a simulação considerando o escoamento saindo do vertedouro.

A Figura 5.26 ilustra os níveis da água para a simulação considerando a saída da água pelo vertedouro.

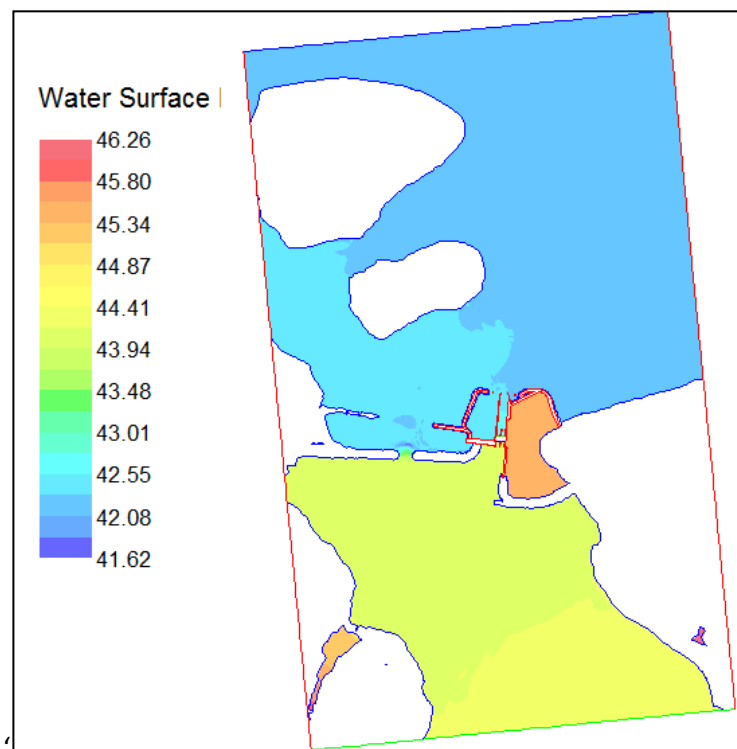


Figura 5.26. Níveis da água para a simulação com a brecha e operação do vertedouro.

A Figura 5.27 apresenta a distribuição das velocidades para a simulação considerando a saída do escoamento pelo vertedouro.

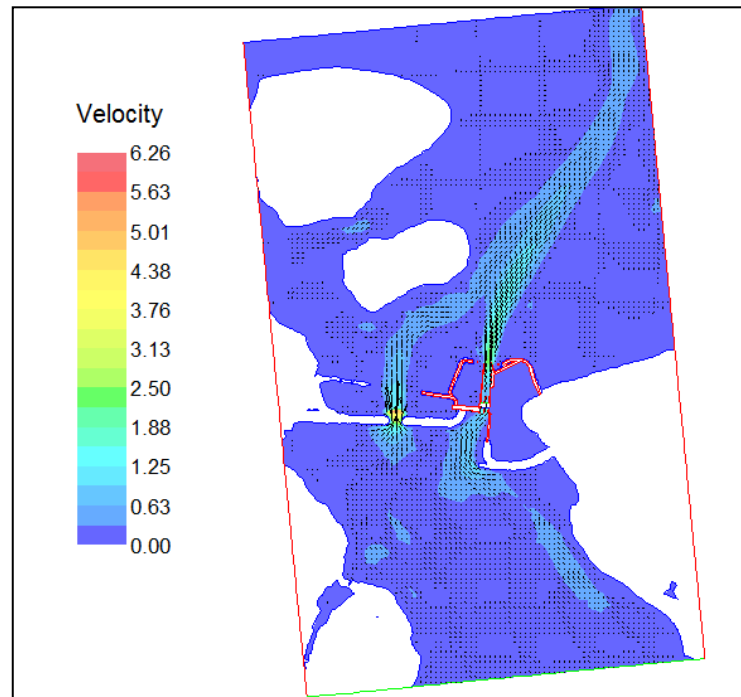


Figura 5.27. Velocidades para a simulação com a brecha e operação do vertedouro.

A Figura 5.28 apresenta um detalhe das velocidades na região brecha e aproximação ao vertedouro e como se pode observar as velocidades na brecha são de aproximadamente 3,0 m/s passando a 6,0 m/s a jusante das ensecadeiras de fechamento. Já a região de aproximação ao vertedouro apresentou velocidades de aproximadamente 1,5 m/s.

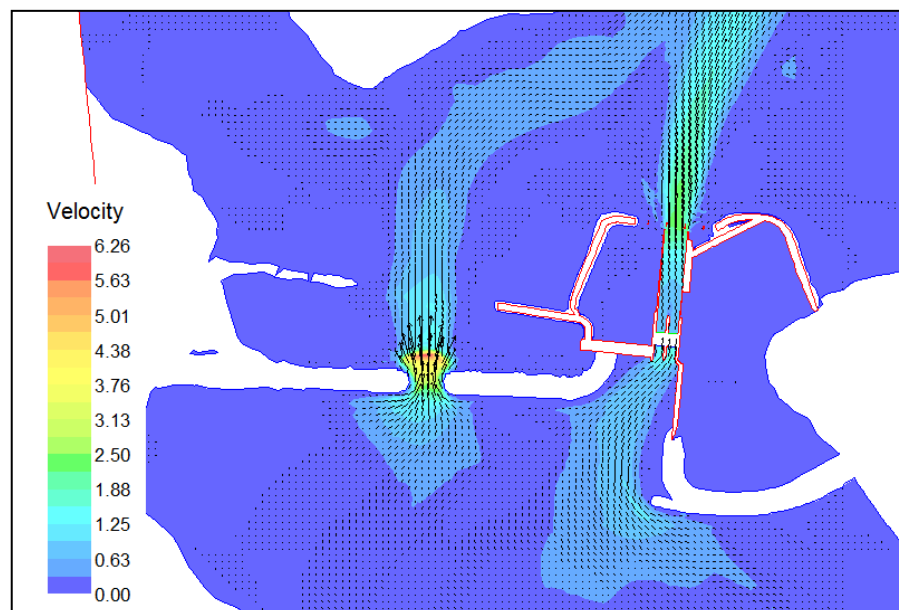


Figura 5.28. Detalhe da distribuição das velocidades na região da brecha, aproximação e restituição do vertedouro.

A Figura 5.29 ilustra em detalhe as condições de aproximação ao vertedouro e é possível notar o descolamento do escoamento junto ao muro esquerdo de aproximação.

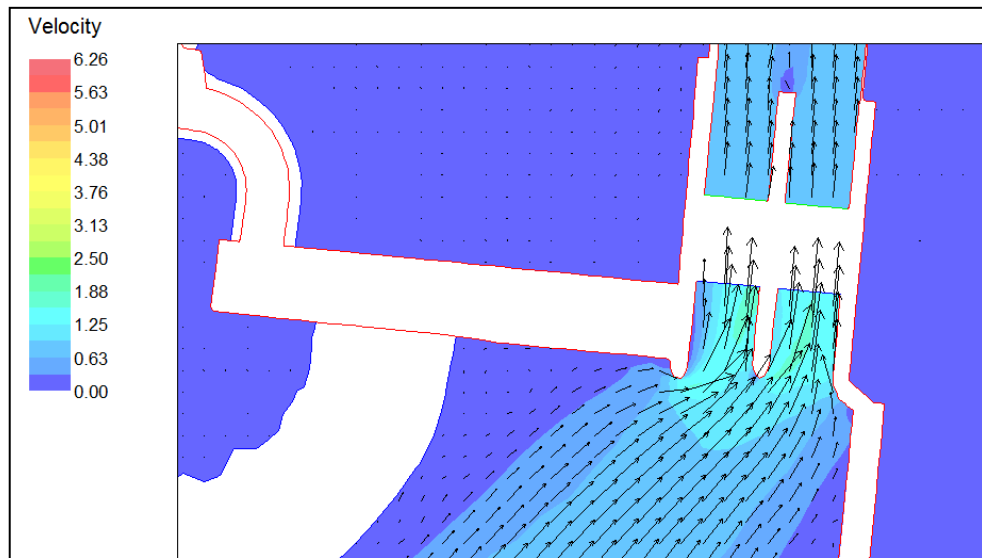


Figura 5.29. Detalhe das condições de aproximação ao vertedouro e descolamento no muro esquerdo de aproximação.

6 Conclusões e recomendações

O objetivo deste trabalho foi de avaliar a capacidade do software River 2D em reproduzir os fenômenos hidráulicos envolvidos nos escoamentos em trechos fluviais, através do estudo de caso de uma desvio do rio para a construção de um aproveitamento hidrelétrico.

A primeira etapa consistiu em calibrar o modelo computacional com base nos níveis da água obtidos nas réguas instaladas em campo. Para esta calibração foram simuladas as vazões de 1723 m³/s e 3618 m³/s e feita uma análise de sensibilidade do modelo computacional levando em conta o número de Manning, resolução da malha e os coeficientes de turbulência ε_1 , ε_2 e ε_3 .

Com as simulações para a calibração do modelo River 2D pode-se concluir que o mesmo se mostrou pouco sensível à discretização da malha computacional sendo que a malha intermediária com 51476 nós foi a escolhida, pois apresentou uma boa aderência aos níveis observados em campo e não necessitou de um elevado tempo de processamento. Já com relação ao número de Manning o modelo computacional se mostrou bastante sensível e o valor de 0,035 foi o que apresentou uma melhor aderência aos dados de campo resultando em uma diferença máxima de 0,3 m. Com a variação dos valores dos coeficientes de turbulência nas simulações não foi possível observar diferenças significativas nos níveis da água e o valores utilizados foi de $\varepsilon_1=0,1$, $\varepsilon_2=0,5$ e $\varepsilon_3=0,25$.

Para validação dos parâmetros adotados foi realizado uma comparação com níveis d'água na região da enseada de primeira fase registrados em campo e pode-se concluir que se obteve uma boa aderência sendo que a maior diferença observada foi de aproximadamente 0,4 m.

Na etapa posterior à calibração do modelo computacional foi realizada uma comparação direta entre resultados dos níveis da água e velocidades obtidos no modelo físico e no modelo River 2D. Foram realizadas simulações considerando a topobatimetria reproduzida com base no levantamento de campo e com a interpolação de alguns pontos da topobatimetria real do modelo físico. Pode-se concluir que o modelo computacional mostrou uma boa aderência aos valores obtidos no modelo físico e ficou nítido que com a simulação considerando a

topobatimetria interpolada os valores se aproximam bastante, porém a partir da seção S6 ocorre um maior distanciamento, pois não foi possível efetuar uma interpolação muito fiel da ilha situada a jusante desta seção. Convém ressaltar que na etapa de calibração do modelo físico foram constatadas diferenças de até 0,69 m com os valores de campo, principalmente nas réguas situadas a montante (RM3, RM e RM5), porém devido ao exíguo cronograma da obra em questão, esta diferença foi dada como aceitável e adotado um nível de segurança maior para execução das ensecadeiras.

Com relação às simulações dos avanços das ensecadeiras o modelo computacional River 2D apresentou resultados bastante satisfatório, se mostrando uma excelente ferramenta para estudos deste tipo. Os valores obtidos apresentaram uma boa aderência aos valores registrados no modelo físico, sendo a maior diferença registrada nas velocidades para o primeiro avanço não superaram 0,3 m/s.

A metodologia proposta para a simulação da brecha final na ensecadeira de segunda fase se mostrou satisfatória, indicando que o modelo computacional River 2D é capaz de apresentar resultados confiáveis para este tipo de simulação. E mesmo este modelo não sendo destinado a simulações de estruturas hidráulicas como, por exemplo, escoamentos em vertedouros, ele foi capaz de indicar a ocorrência de um descolamento do escoamento junto ao muro esquerdo de aproximação. Convém ressaltar que nesta etapa uma das dificuldades encontradas para a convergência da simulação foi que não pode ocorrer escoamento crítico ou supercrítico junto ao contorno interno, ou seja, o escoamento não pode apresentar $Fr \geq 1$ junto aos vãos do vertedouro, onde foi fixada a curva de descarga como condição de contorno.

As principais vantagens da modelagem computacional frente à modelação física estão nos prazos e custos envolvidos, para este tipo de estudo um modelo computacional 2DH como o River 2D, apresentou resultados bastante satisfatórios que pode muito bem subsidiar a elaboração de um projeto de desvio para a construção de um aproveitamento hidrelétrico. Lembrando que como em qualquer tipo de modelagem são feitas simplificações da realidade e o modelador deve conduzir o projeto com responsabilidade e conhecimento destas simplificações. Uma etapa muito importante que muitas vezes é deixada de lado devido ao prazo para

execução do projeto é a calibração que é de suma importância tanto na modelagem física como computacional.

A modelação computacional pode ser utilizada para otimizar os ensaios realizados no modelo físico, podendo indicar soluções para problemas que venham a ser confirmadas nos ensaios em modelo físico reduzido, simular áreas com maior abrangência que muitas vezes torna-se inviável a construção de um modelo com grandes dimensões.

Atualmente se tem disponíveis modelos hidrodinâmicos de domínio público, uma pesquisa bastante enriquecedora seria a comparação de resultados desse modelo com resultados do protótipo, principalmente em etapa de fechamento final do desvio de segunda fase do rio para a construção do empreendimento.

7 Referências Bibliográficas

A historia das barragens no Brasil, séculos XIX, XX e XXI: Cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Grandes Barragens / coordenador, supervisor, Flavio Miguez de Melo; editor, Corrado Piasentin – Rio de Janeiro: CBDB; 2011. 524 p.

ANDRZEJEWKI, Edgar Alberti; FRIEDRICH, Márcio Froelich; PECINI, Bruno. Modelagem numérica bidimensional como subsidio ao projeto de usinas hidrelétricas. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE HIDRÁULICA, 24., 2010, Punta del Este. **Anais...** . Punta del Este: IAHR, 2010.

BOAVINDA, Isabel; PINHEIRO, António N.. Modelo River 2D. Análise de Sensibilidade à discretização da malha e à rugosidade. In: CONGRESSO DA ÁGUA - MARCAS DA ÁGUA, 10., 2010, Algrave, Portugal. Anais... . Algrave: Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, 2010. v. 1.

FONSECA, Joana Filipa Madeira Correia. **Modelação de escoamento no âmbito da determinação do RCE (Regime de Caudais Ecológicos)** aplicação do programa river 2D. 2014. 312p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.

FRIEDRICH, Márcio Froelich. **Aplicação de modelagem física e computacional a um escoamento fluvial.** 2004. 183 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2004.

ROCHA, Gabriel dos Santos Cruz. **DESVIO DE RIOS PARA A CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS.** 2006. 224 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

TAMADA,K., **Contribuição para o projeto de obras hidráulicas fluviais: análise crítica.** 152p. v2 (Trabalho de Livre Docência). Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. Universidade de São Paulo, 1994.

TRIERWEILER NETO, Edgar Fernando; POH, Paulo Henrique. Estudos do Desvio de segunda fase do rio madeira para a construção da UHE Antonio. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 29., 2013, Porto de

Galinhas. **Anais** '. Porto de Galinhas: Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, 2013. v. 1, p. 65 - 78.

KOBUS, H. **Hydraulic Modelling**. International association for hydraulic research. Ed. Verlag Paul Parey, Hamburg, Berlim, 1980. 323p.

WENDT, Tatiana. **Aplicação de modelo computacional hidrodinâmico a jusante de uma estrutura hidráulica**. 2009. 107 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2004.

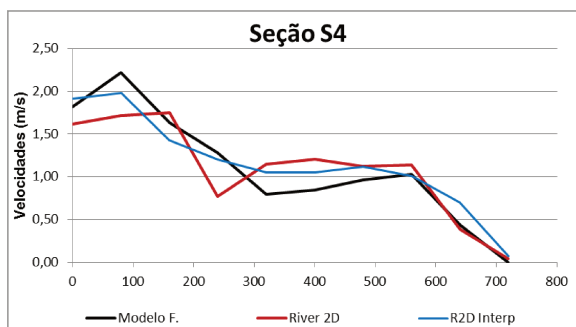
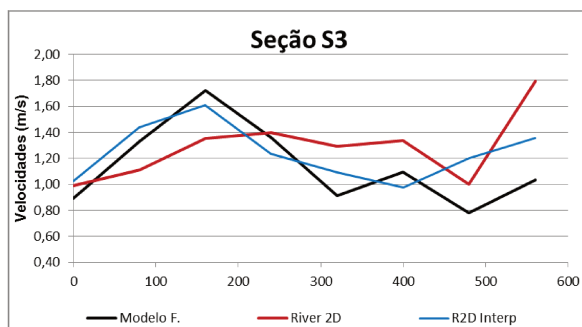
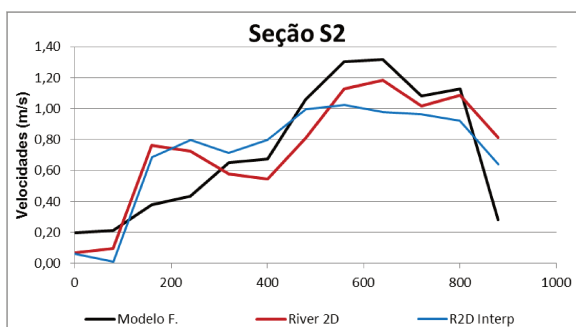
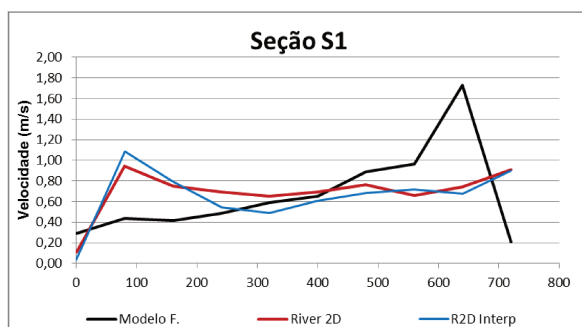
8 Anexo I

Tabela 8.1. Velocidades nos pontos das seções – Q= 1.723 m³/s

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D Campo		Dif. MF- R2D Interp.	
		Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
Seção 1	0	0,29	0,11	0,04	0,16	61,45	0,25	87,85
	80	0,44	0,95	1,09	1,58	-116,23	-0,65	-148,80
	160	0,41	0,75	0,79	1,31	-81,46	-0,38	-90,90
	240	0,48	0,69	0,54	0,99	-43,17	-0,06	-11,93
	320	0,59	0,65	0,49	0,88	-10,68	0,10	17,10
	400	0,65	0,70	0,61	0,98	-6,57	0,04	6,56
	480	0,89	0,76	0,68	1,01	14,06	0,20	23,04
	560	0,96	0,66	0,72	1,01	31,24	0,24	25,39
	640	1,73	0,74	0,67	1,05	56,96	1,06	61,00
	720	0,21	0,91	0,90	1,29	-335,55	-0,69	-330,52
Seção 2	0	0,20	0,07	0,06	0,18	65,62	0,14	69,96
	80	0,21	0,10	0,01	0,02	55,08	0,20	94,34
	160	0,38	0,76	0,68	1,09	-101,94	-0,31	-80,83
	240	0,44	0,73	0,80	1,28	-66,47	-0,36	-82,67
	320	0,65	0,58	0,71	1,19	11,18	-0,06	-9,48
	400	0,68	0,55	0,80	1,30	18,95	-0,12	-18,07
	480	1,06	0,81	1,00	1,49	23,41	0,06	5,88
	560	1,30	1,13	1,02	1,52	13,36	0,28	21,44
	640	1,32	1,18	0,98	1,44	10,33	0,34	25,80
	720	1,08	1,02	0,97	1,36	6,04	0,12	10,85
	800	1,13	1,09	0,92	1,23	3,55	0,20	17,96
	880	0,28	0,81	0,64	0,78	-188,68	-0,36	-126,27
Seção 3	0	0,89	0,99	1,02	1,53	-11,58	-0,14	-15,20
	80	1,33	1,11	1,44	2,10	16,50	-0,11	-8,24
	160	1,72	1,35	1,61	2,27	21,48	0,11	6,40
	240	1,36	1,40	1,23	1,87	-2,90	0,12	9,20
	320	0,92	1,29	1,09	1,68	-40,98	-0,18	-19,25
	400	1,09	1,34	0,98	1,55	-22,36	0,12	10,85
	480	0,78	1,00	1,20	1,64	-28,68	-0,42	-54,08
	560	1,03	1,79	1,36	1,89	-73,47	-0,32	-31,31
Seção 4	0	1,82	1,61	1,91	2,66	11,25	-0,09	-5,00
	80	2,22	1,72	1,98	2,82	22,61	0,24	10,97
	160	1,64	1,75	1,43	2,16	-6,83	0,21	12,80
	240	1,28	0,77	1,21	1,89	40,12	0,08	6,02
	320	0,79	1,15	1,05	1,66	-45,09	-0,26	-32,73
	400	0,84	1,21	1,05	1,60	-43,28	-0,21	-24,56
	480	0,97	1,12	1,12	1,67	-16,05	-0,15	-15,73

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D Campo		Dif. MF- R2D Interp.	
		Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
	560	1,03	1,14	1,01	1,47	-10,92	0,02	2,02
	640	0,44	0,39	0,70	0,99	11,53	-0,26	-60,76
	720	0,00	0,04	0,07	0,28	0,00	-0,07	0,00
Seção 5	0	2,70	2,36	2,67	3,25	12,46	0,03	0,93
	80	2,38	2,00	2,76	3,28	16,07	-0,38	-15,94
	160	2,52	2,65	2,89	3,13	-5,18	-0,36	-14,40
	240	2,48	2,30	2,64	3,19	7,09	-0,16	-6,57
	320	1,78	1,67	2,40	2,89	6,08	-0,62	-34,86
	400	1,92	1,75	1,90	2,36	8,77	0,02	0,99
	480	1,41	1,64	1,31	1,70	-16,54	0,10	6,87
	560	0,50	0,34	0,53	0,89	30,88	-0,03	-6,72
Seção 6	0	1,54	1,27	1,63	1,87	17,46	-0,09	-5,80
	80	2,55	1,61	1,19	1,86	36,84	1,36	53,30
	160	4,51	1,25	1,45	1,91	72,26	3,07	67,99
	240	2,75	1,10	0,79	1,57	60,16	1,96	71,23
	320	2,43	1,34	1,14	1,72	44,94	1,29	52,92
	400	4,23	3,35	2,14	2,31	20,94	2,09	49,44
	480	0,00	1,26	1,77	2,43	0,00	-1,77	0,00
Seção 7	0	0,31	0,66	0,58	0,35	-113,92	-0,27	-86,54
	80	1,33	0,94	1,03	1,59	29,54	0,30	22,26
	160	1,05	0,93	1,23	1,62	11,92	-0,18	-17,19
	240	0,44	0,97	0,63	1,33	-119,91	-0,19	-42,73
	320	2,96	1,10	0,76	1,23	62,90	2,19	74,16
	400	0,20	1,86	0,93	1,46	-810,31	-0,73	-357,90
	480	0,22	0,05	0,11	0,75	77,63	0,11	48,77
Seção 8	0	0,21	0,03	0,06	0,13	85,13	0,15	72,40
	80	0,23	0,17	0,47	1,30	27,25	-0,23	-99,91
	160	1,98	2,36	2,30	2,84	-18,86	-0,31	-15,85
	240	1,56	1,45	1,48	1,98	6,79	0,08	5,03
	320	0,90	1,11	0,72	1,36	-22,83	0,18	20,32
	400	0,75	0,80	0,51	1,02	-5,99	0,24	32,08
	480	1,11	1,09	0,65	0,96	1,50	0,46	41,59
	560	0,23	0,44	0,65	1,32	-92,07	-0,42	-181,85
	640	0,26	0,08	0,08	0,17	69,30	0,18	70,93
Seção 9	0	0,41	0,02	0,03	0,19	96,06	0,38	92,74
	80	0,45	0,08	0,07	0,08	81,06	0,38	84,56
	160	0,21	0,69	0,01	0,78	-230,12	0,19	92,82
	240	0,20	0,90	0,73	2,02	-350,57	-0,53	-265,29
	320	0,20	0,13	1,25	1,94	36,43	-1,05	-524,36
	400	0,22	0,08	0,78	0,24	62,13	-0,56	-251,27
	480	0,24	0,14	0,09	0,37	41,34	0,15	61,71
	560	1,02	0,49	0,20	0,87	51,80	0,82	80,45

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D Campo		Dif. MF- R2D Interp.	
		Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
	640	1,57	1,36	1,04	1,96	13,84	0,54	34,11
	720	2,38	1,82	1,07	2,20	23,32	1,31	55,02
	800	0,95	1,58	1,17	2,50	-67,37	-0,22	-23,78
	880	1,08	1,48	2,44	3,87	0,00	-2,44	0,00
	960	1,35	0,72	0,25	1,13	46,26	1,09	81,30
	1040	0,43	0,93	0,65	1,14	-119,33	-0,22	-51,51
	1120	0,22	0,03	0,22	0,19	84,98	0,00	2,01
	1200	0,26	0,07	0,07	0,14	73,23	0,19	73,27
Seção 10	0	0,22	0,67	0,87	1,51	-204,90	-0,65	-292,74
	80	0,27	0,62	0,94	1,41	-127,49	-0,67	-243,84
	160	0,29	0,28	0,49	0,19	4,48	-0,20	-67,06
	240	0,34	0,41	0,35	1,03	-20,85	-0,01	-2,13
	320	1,33	1,06	0,87	1,91	19,96	0,46	34,36
	400	1,22	0,88	0,71	1,45	27,74	0,51	42,14
	480	0,27	0,12	0,44	0,86	55,31	-0,17	-63,88
	560	0,23	0,05	0,05	0,09	79,49	0,19	80,68
	640	0,26	0,01	0,03	0,04	96,01	0,23	89,18
Seção 11	0	2,39	2,33	3,13	4,48	2,22	-0,74	-30,98
	80	0,76	1,41	1,13	4,21	-85,00	-0,36	-47,90



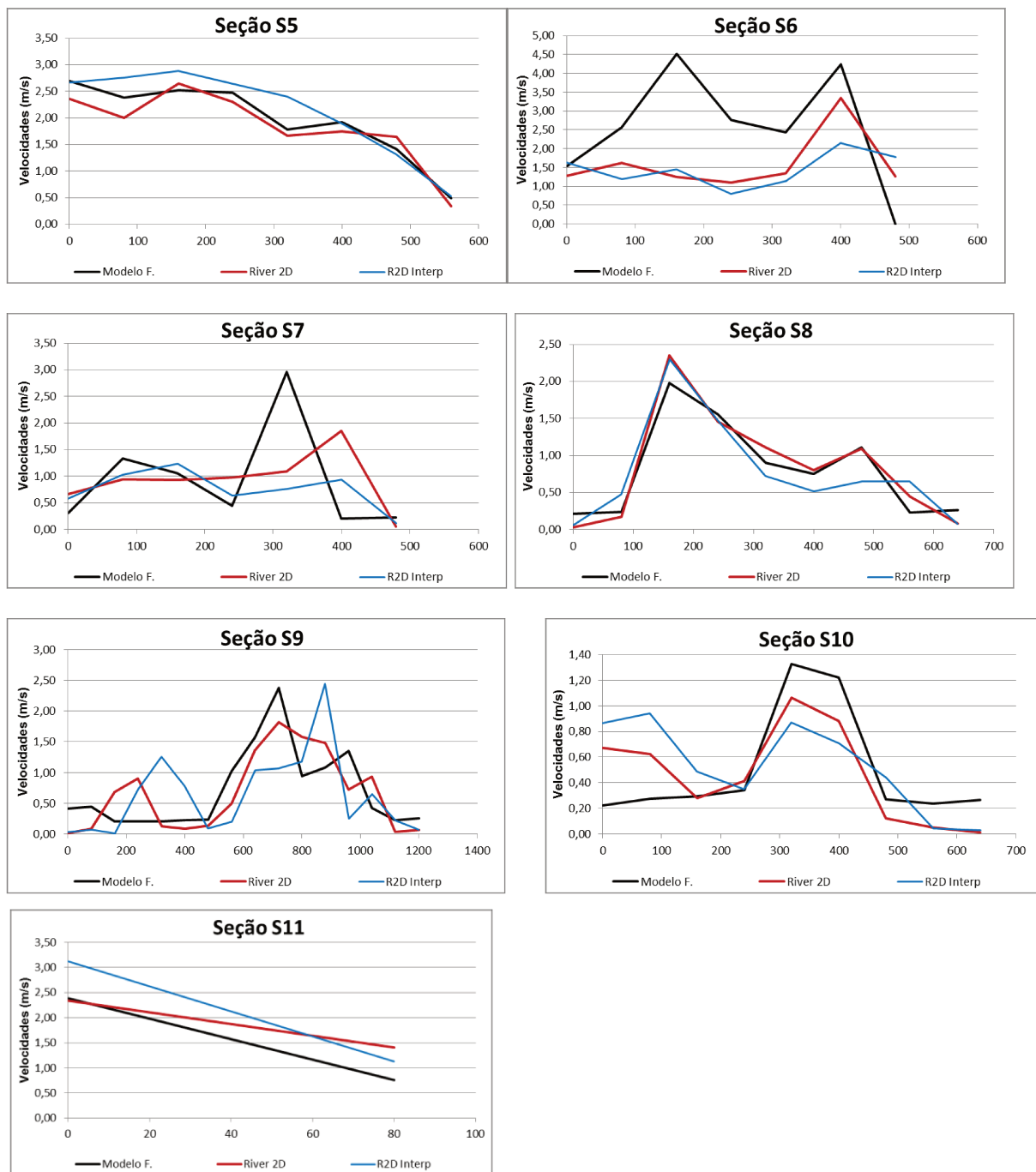


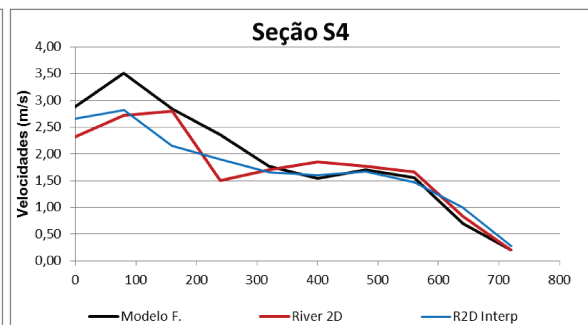
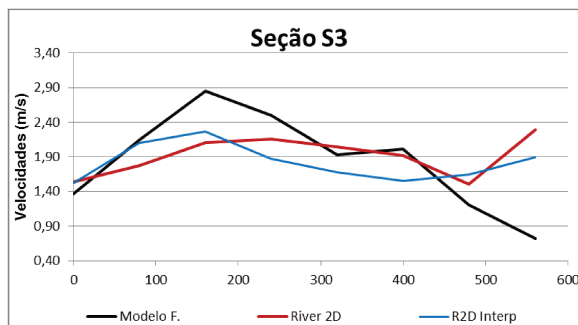
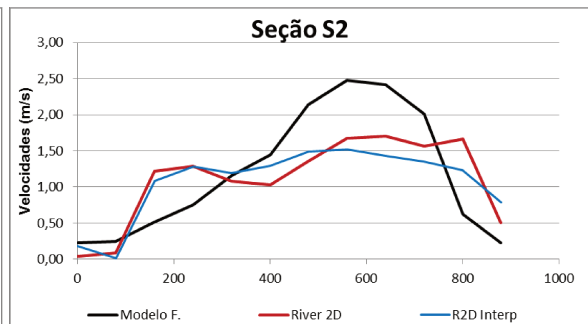
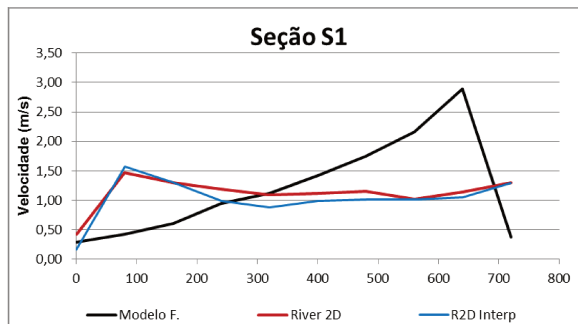
Figura 8.1. Velocidades nos pontos das seções – $Q = 1.723 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabela 8.2. Velocidades nos pontos das seções – Q= 3.618 m³/s.

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D Campo		Dif. MF- R2D Interp	
		Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
Seção 1	0	0,30	0,43	0,16	0,16	-44,51	0,13	44,52
	80	0,43	1,47	1,58	1,58	-242,42	-1,15	-266,61
	160	0,60	1,29	1,31	1,31	-115,10	-0,71	-117,67
	240	0,95	1,18	0,99	0,99	-24,73	-0,05	-4,75
	320	1,11	1,10	0,88	0,88	1,49	0,23	21,06
	400	1,42	1,12	0,98	0,98	20,91	0,43	30,52
	480	1,75	1,15	1,01	1,01	34,11	0,73	42,09
	560	2,17	1,02	1,01	1,01	53,00	1,15	53,19
	640	2,89	1,14	1,05	1,05	60,39	1,84	63,57
	720	0,38	1,30	1,29	1,29	-242,90	-0,91	-239,19
Seção 2	0	0,22	0,04	0,18	0,18	83,24	0,04	19,93
	80	0,25	0,09	0,02	0,02	63,73	0,23	93,98
	160	0,51	1,21	1,09	1,09	-137,73	-0,58	-112,91
	240	0,75	1,29	1,28	1,28	-72,18	-0,53	-71,17
	320	1,16	1,08	1,19	1,19	6,66	-0,03	-2,92
	400	1,44	1,03	1,30	1,30	28,63	0,15	10,07
	480	2,14	1,35	1,49	1,49	36,75	0,64	30,16
	560	2,47	1,68	1,52	1,52	32,17	0,96	38,73
	640	2,42	1,70	1,44	1,44	29,65	0,98	40,67
	720	2,01	1,56	1,36	1,36	22,19	0,65	32,45
	800	0,63	1,66	1,23	1,23	-165,41	-0,60	-96,37
	880	0,23	0,50	0,78	0,78	-120,71	-0,55	-243,57
Seção 3	0	1,37	1,54	1,53	1,53	-12,45	-0,16	-11,83
	80	2,15	1,78	2,10	2,10	17,24	0,05	2,35
	160	2,85	2,11	2,27	2,27	26,19	0,58	20,51
	240	2,49	2,16	1,87	1,87	13,55	0,62	24,98
	320	1,93	2,05	1,68	1,68	-5,80	0,25	13,19
	400	2,01	1,92	1,55	1,55	4,24	0,46	22,84
	480	1,21	1,51	1,64	1,64	-25,35	-0,44	-36,41
	560	0,72	2,29	1,89	1,89	-219,42	-1,18	-163,78
Seção 4	0	2,87	2,31	2,66	2,66	19,48	0,22	7,48
	80	3,50	2,72	2,82	2,82	22,40	0,69	19,57
	160	2,84	2,81	2,16	2,16	1,30	0,69	24,17
	240	2,35	1,50	1,89	1,89	36,19	0,46	19,66
	320	1,77	1,70	1,66	1,66	3,98	0,11	6,19
	400	1,54	1,85	1,60	1,60	-20,74	-0,06	-3,90
	480	1,70	1,77	1,67	1,67	-4,05	0,02	1,39
	560	1,56	1,67	1,47	1,47	-6,88	0,09	5,92
	640	0,71	0,83	0,99	0,99	-17,32	-0,29	-40,92
	720	0,20	0,21	0,28	0,28	0,00	-0,08	0,00

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D Campo		Dif. MF- R2D Interp	
		Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
Seção 5	0	4,43	3,55	3,25	3,25	19,82	1,18	26,55
	80	3,26	2,61	3,28	3,28	19,94	-0,02	-0,50
	160	3,32	3,30	3,13	3,13	0,84	0,19	5,75
	240	4,73	3,29	3,19	3,19	30,50	1,55	32,67
	320	2,76	2,62	2,89	2,89	4,83	-0,14	-4,95
	400	2,96	2,64	2,36	2,36	10,76	0,60	20,38
	480	2,00	2,27	1,70	1,70	-13,50	0,30	14,90
	560	0,74	0,94	0,89	0,89	-26,92	-0,15	-20,90
Seção 6	0	2,21	2,07	1,87	1,87	6,08	0,34	15,30
	80	3,40	2,00	1,86	1,86	41,31	1,54	45,20
	160	6,23	1,94	1,91	1,91	68,94	4,32	69,38
	240	5,27	2,06	1,57	1,57	60,91	3,71	70,27
	320	5,00	1,96	1,72	1,72	60,88	3,28	65,65
	400	5,68	3,77	2,31	2,31	33,71	3,37	59,40
	480	1,71	3,12	2,43	2,43	0,00	-0,72	0,00
	560	0,34	0,96	0,35	0,35	-183,21	-0,01	-2,19
Seção 7	0	0,34	0,96	0,35	0,35	-183,21	-0,01	-2,19
	80	1,90	1,53	1,59	1,59	19,40	0,31	16,28
	160	1,63	1,62	1,62	1,62	0,84	0,01	0,77
	240	1,55	1,82	1,33	1,33	-17,71	0,22	14,10
	320	1,45	1,55	1,23	1,23	-7,19	0,22	15,22
	400	1,63	2,90	1,46	1,46	-77,54	0,17	10,37
	480	0,23	0,18	0,75	0,75	20,93	-0,52	-232,54
	560	0,66	0,09	0,13	0,13	85,89	0,53	79,94
Seção 8	0	0,66	0,09	0,13	0,13	85,89	0,53	79,94
	80	0,22	0,12	1,30	1,30	45,96	-1,08	-484,79
	160	3,18	3,78	2,84	2,84	-19,00	0,33	10,53
	240	2,40	2,23	1,98	1,98	7,06	0,42	17,51
	320	2,11	1,88	1,36	1,36	10,82	0,75	35,73
	400	1,74	1,28	1,02	1,02	26,41	0,73	41,77
	480	2,42	1,58	0,96	0,96	34,64	1,46	60,40
	560	0,63	1,66	1,32	1,32	-164,23	-0,69	-110,00
	640	0,22	0,10	0,17	0,17	52,77	0,05	23,14
	720	0,56	0,02	0,19	0,19	96,62	0,37	66,07
Seção 9	0	0,56	0,02	0,19	0,19	96,62	0,37	66,07
	80	1,37	0,16	0,08	0,08	88,48	1,30	94,49
	160	1,19	1,26	0,78	0,78	-5,53	0,41	34,83
	240	0,60	2,13	2,02	2,02	-255,59	-1,42	-238,02
	320	0,40	0,49	1,94	1,94	-21,62	-1,54	-383,84
	400	0,36	0,27	0,24	0,24	26,16	0,12	33,74
	480	0,29	0,32	0,37	0,37	-11,23	-0,08	-28,40
	560	1,89	2,31	0,87	0,87	-22,50	1,02	54,07
	640	2,90	2,54	1,96	1,96	12,41	0,95	32,62
	720	3,98	3,42	2,20	2,20	14,02	1,77	44,56
	800	1,82	2,70	2,50	2,50	-48,46	-0,68	-37,31

Seção	Ponto	Nível da Água (m)			Dif. MF- R2D Campo		Dif. MF- R2D Interp	
		Modelo F.	River 2D	R2D Interp	Abs.	Rel. (%)	Abs.	Rel. (%)
	880	3,76	3,52	3,87	3,87	0,00	-0,12	0,00
	960	2,52	1,91	1,13	1,13	24,37	1,39	55,02
	1040	0,60	1,44	1,14	1,14	-140,47	-0,54	-89,62
	1120	0,29	0,03	0,19	0,19	89,63	0,10	34,44
	1200	0,43	0,12	0,14	0,14	72,63	0,29	67,99
Seção 10	0	0,23	1,50	1,51	1,51	-562,31	-1,29	-569,08
	80	1,22	1,41	1,41	1,41	-15,03	-0,19	-15,52
	160	0,68	0,29	0,19	0,19	57,99	0,49	72,37
	240	0,38	1,04	1,03	1,03	-171,88	-0,65	-169,29
	320	2,18	2,28	1,91	1,91	-4,25	0,28	12,63
	400	1,55	1,64	1,45	1,45	-5,89	0,10	6,58
	480	0,31	0,30	0,86	0,86	5,74	-0,54	-172,01
	560	0,30	0,07	0,09	0,09	76,44	0,20	68,39
	640	0,23	0,04	0,04	0,04	84,75	0,19	82,27
Seção 11	0	4,29	4,12	4,48	4,48	4,02	-0,19	-4,39
	80	4,06	3,54	4,21	4,21	12,84	-0,15	-3,69



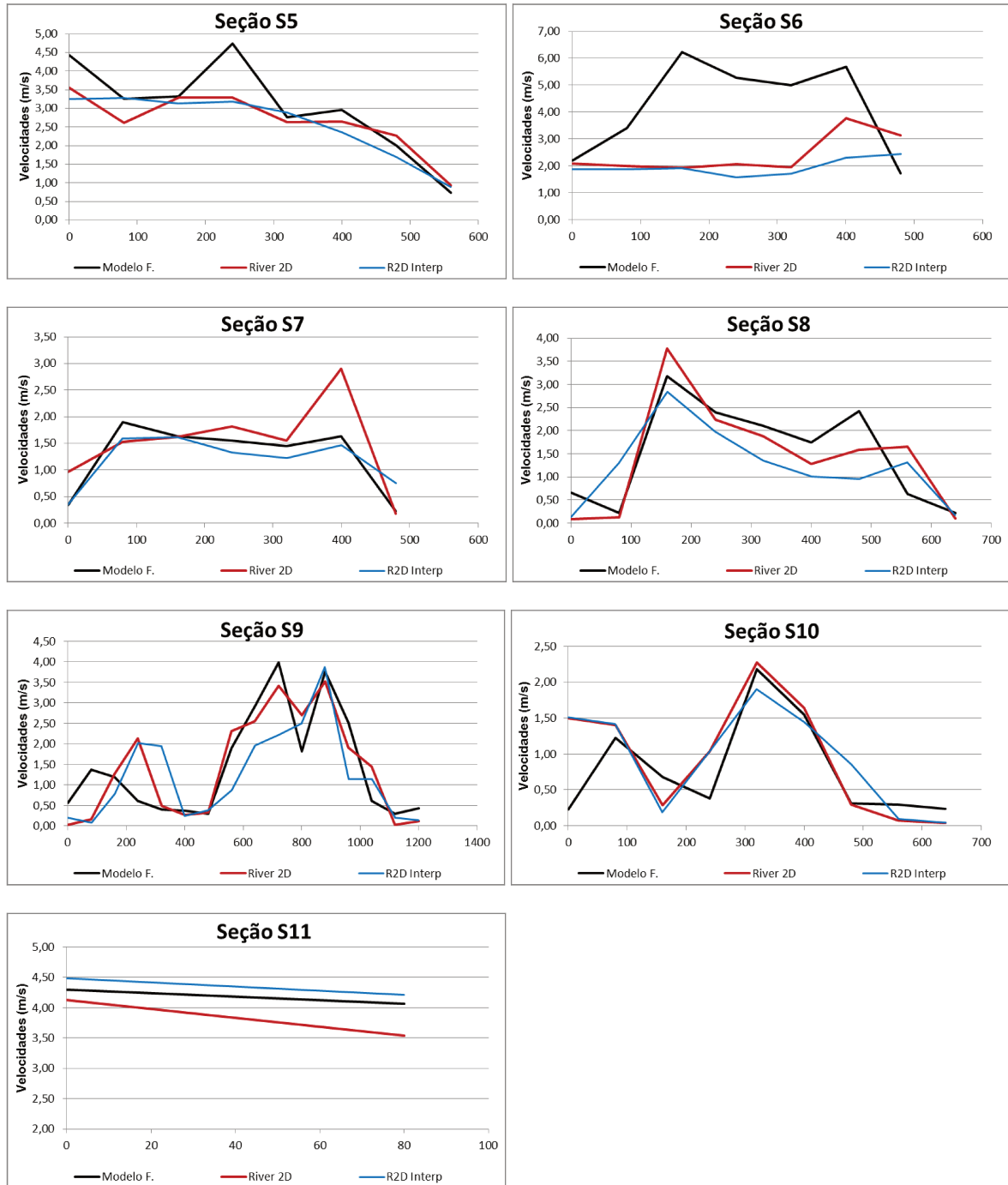


Figura 8.2. Velocidades nos pontos das seções – $Q = 3.618 \text{ m}^3/\text{s}$.