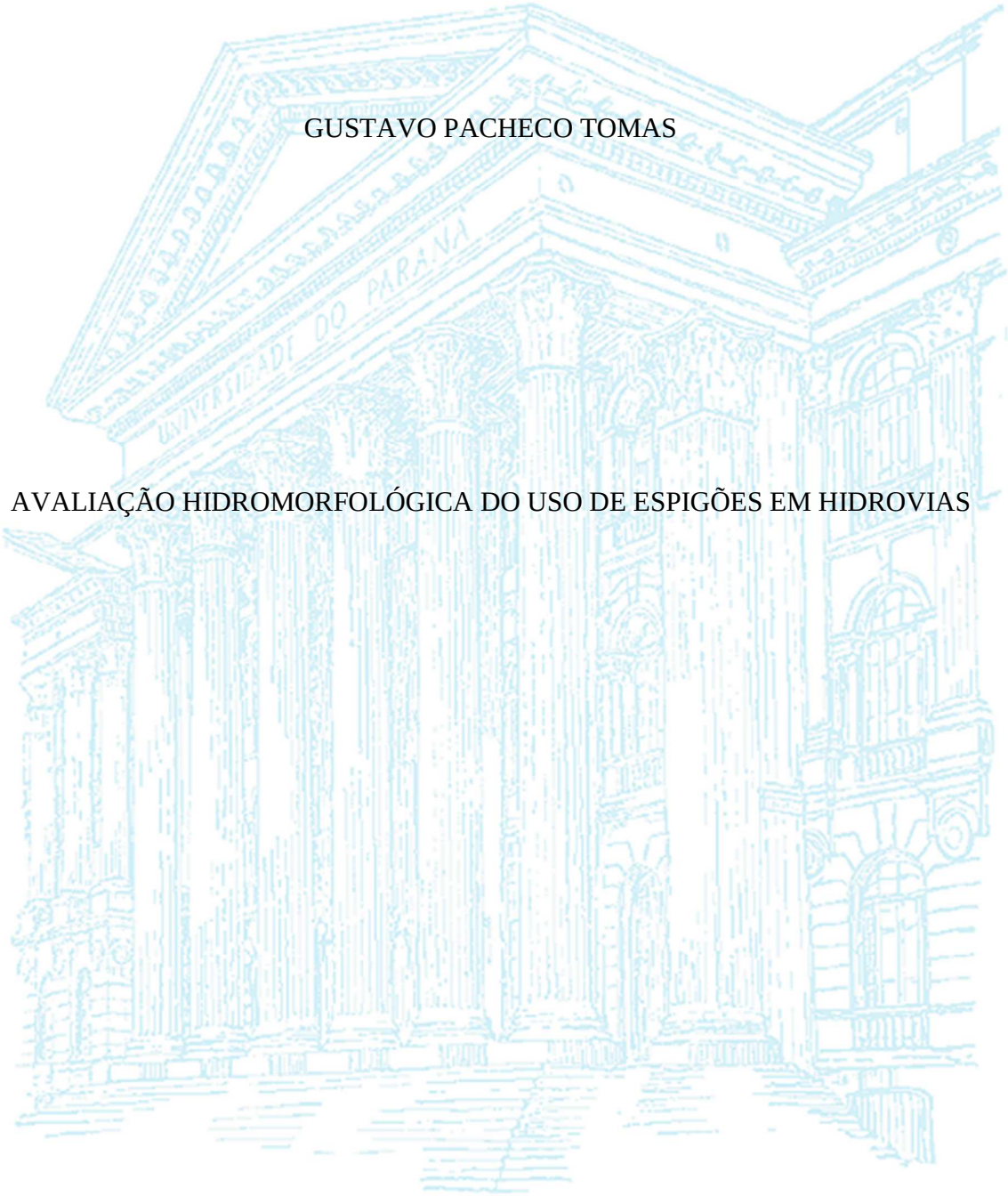
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

GUSTAVO PACHECO TOMAS



AVALIAÇÃO HIDROMORFOLÓGICA DO USO DE ESPIGÕES EM HIDROVIAS

CURITIBA
2014

GUSTAVO PACHECO TOMAS

AVALIAÇÃO HIDROMORFOLÓGICA DO USO DE ESPIGÕES EM HIDROVIAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia de Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Tobias Bleninger

CURITIBA
2014

Dedico esse trabalho aos meus pais Rozana Pacheco e Vilson Notório Tomás e meu irmão Luis Eduardo Pacheco Tomás, que sempre me apoiaram e incentivaram para atingir meus objetivos.

AGRADECIMENTOS

Eu gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que contribuíram para a elaboração dessa dissertação. Devido ao alto grau de dedicação e envolvimento exigidos, tenho certeza que só conseguir alcançar esse objetivo graças ao apoio e colaboração de familiares, amigos, professores e colegas que dividiram esse período tão especial.

Agradeço ao meu Orientador e amigo, Prof. Dr. Tobias Bleninger, pelas oportunidades, incentivos e lições que nortearam a elaboração desse trabalho. Afirmo que sou uma pessoa privilegiada por ter sido guiado por uma pessoa tão generosa, dedicada, eficiente, objetiva e profissional. A você Professor, meu sincero muito obrigado.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental (PPGERHA) que me aceitou como aluno e concebeu todas as condições acadêmicas para a realização desse trabalho.

Ao Instituto Tecnológico de Transportes e Infraestrutura (ITTI), por apoiar a elaboração desse estudo, cedendo todos os dados levantados em campo. Em especial aos amigos Philipe Ratton e Prof. Eduardo Ratton por proporcionarem inúmeras oportunidades de crescimento pessoal e profissional.

Aos meus colegas de vida acadêmica, amigos que levarei para vida toda, obrigado pelos almoços, ajudas e risadas diárias. Quero agradecer especialmente meu amigo M.Sc. Julio Werner, parceiro de modelagem. Muito obrigado por todas as dicas, auxílios e por dividir o computador.

Aos amigos que fiz em Curitiba, Marcelo Rocha, Philipe Ratton, Guilherme Ratton, Ricardo Lima, Willian Borges, Caroline Menta, Marina Piazza, Ana Paula Kannenberg, Matheus Pessato, Paulo Soares. Obrigado pela parceria nos finais de semana, jantares, jogos de futebol, espetáculos, bares e festas.

Antes de caminhar para frente é muito importante relembrar e agradecer aqueles que te ajudaram no início da jornada. Meus sinceros agradecimentos à M.Sc. Sabrina Carvalho Pereira, Sergio Pimenta, Anderson Candemil, Marcelo Gasparetto, Rafael Fernandes e a todos da empresa GeoEnergy Engenharia e Serviços Ltda.

Por fim gostaria de agradecer a minha família. Pois tudo o que sou hoje eu devo principalmente as pessoas que estiveram ao meu lado desde o primeiro segundo da minha vida. A vitória deste momento pode ser interpretada como individual, mas a conquista é de todos nós. Muito obrigado a todos.

“Tudo aquilo que o homem ignora, não existe para ele. Por isso o universo de cada um se resume no tamanho de seu saber.”

Albert Einstein

RESUMO

Para garantir o transporte hidroviário durante um período mínimo possível, considerando todas as variações hidrológicas, as hidrovias geralmente necessitam de intervenções constantes para manter as profundidades do canal principal. A dragagem é a principal intervenção realizada na maioria dos casos, entretanto essa é uma solução considerada de curto prazo, pois é uma ação aplicada, principalmente, às consequências do problema (sedimentação) e não, às causas. Essa realidade vincula as hidrovias do país a um ciclo de manutenção curto e oneroso. Com o intuito de eliminar ou prolongar esse ciclo, este estudo propõe a implantação de espigões, estruturas fixas nas margens em direção ao canal principal. O presente trabalho tem o objetivo de avaliar os processos hidrodinâmicos e de transporte de sedimentos em rios com e sem espigões, com a aplicação de um modelo matemático, em um estudo de caso. A área de estudo localiza-se no trecho Passo do Jacaré, na Hidrovia Paraguai-Paraná, que está situado a noroeste do estado do Mato Grosso do Sul, no Brasil. Vários dados de campo foram coletados como batimetria, medições de perfis de velocidade em diferentes seções, medições de carga de sedimentos e análise granulométrica para elaboração e verificação do modelo. O modelo matemático empregado foi o Delft3D, que permite a simulação de escoamentos com superfícies livres tridimensionalmente (mas hidrostático) com transporte de sedimentos e variação de fundo, utilizando seus módulos hidrodinâmicos, sedimentos e morfológico. A metodologia de dimensionamento dos espigões seguiu bibliografias e normas estrangeiras, uma vez que o Brasil não apresenta normas especializadas sobre o assunto. A comparação dos cenários, com e sem espigões, comprova que a implantação desse tipo de estrutura na hidrovia pode providenciar uma profundidade mínima no canal principal, sem alterar significativamente os níveis de inundação.

Palavras Chaves: modelagem hidrodinâmica tridimensional, Delft3D, transporte de sedimentos, espigões.

ABSTRACT

In order to assure the transport of goods through waterways during a minimum feasible period, considering all hydrological variations, frequent interventions in the waterways are required to maintain the main channel depth. Dredging is the intervention used in the most of these cases, however, this is considered a short term solution, because it handles the consequences of the problem (sedimentation) and not the causes. This reality links the Brazilian waterways, to a short and expensive maintenance cycle. This study proposes the implementation of groins, fixed structures in the river banks perpendicular to the main channel, to end or extend this maintenance cycle. The objective is the evaluation of the hydrodynamic process and sediment transport characteristics in the river, with and without groins by the application of a mathematical model for a real case study. The study area is a stretch called “Passo do Jacaré”, in the Paraguay-Paraná Waterway, located in the northern part of the state of Mato Grosso do Sul, in Brazil. Several data was collected for the elaboration and verification of the model, such as bathymetry, velocity profiles at different sections, sediment load and grain size analysis. The mathematical model used was DELFT3D which allows to the simulation of free surface flows in three dimensions (with the hydrostatic assumption), including sediment transport and changes of the channel bed using the coupled hydrodynamic, sediment and morphological modules. The design of groins that are used in this study follows international literature and regulations, as Brazil does not have specific regulations in this regard. The comparison of the different scenarios, with and without spikes, proves that the deployment of this type of structure in the waterway provides a desired minimum depth in the main channel, without significantly alteration over the flooding levels.

Keywords: 3D hydrodynamic model, Delft3D, sediment transport, groins.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Gráfico representativo dos componentes de velocidade na direção x, para escoamentos turbulentos, modificado de (JANSEN et al., 1979). 29

Figura 2.2 – Esquema das classes de escalas para escoamentos fluviais. 31

Figura 2.3 – Variação de τl e de τt com a profundidade de um escoamento, modificado de CARDOSO (1998). 34

Figura 2.4 – Coeficiente de arraste (C_D) em função do número de Reynolds da partícula (Re_s) para diferentes fatores de forma, adaptado de (RIJN, 1993). 41

Figura 2.5 – Velocidade de sedimentação (ws) para partículas maiores de 100μm de acordo com o Committee on Water Resources (1957), adaptado de (RIJN, 1993). 41

Figura 2.6 – Movimento das partículas sólidas dentro do escoamento (SANTOS, 2009). 43

Figura 2.7 – Diagrama de Shields para tensão inicial de arraste (SHIELDS, 1936). 45

Figura 2.8 – Idealização das formas de leito aluviais, modificado de GRAF (1984). 46

Figura 2.9 – Esboço do transporte em suspensão para o modelo de difusão (RIJN, 1993). 49

Figura 2.10- Estrutura de modelos morfologicamente dinâmicos (RIJN, 1993)..... 51

Figura 2.11– Estruturas do espigão em planta (superior) e em corte (inferior)..... 53

Figura 2.12 – Espigões de enrocamento (WEITBRECHT, 2004). 56

Figura 2.13 – Espigões de gabião (HAOCHANG, 2013). 56

Figura 2.14 – Espigões com manta geotêxtil revestida por enrocamento (HAOCHANG, 2013)..... 57

Figura 2.15 – Croqui do traçado da nova margem. 58

Figura 2.16 – Dimensionamento espigão, corte transversal. 59

Figura 2.17– Concepção para o cálculo do raio de curvatura (PRAMOD e RAVINDRA, 2012). ... 61

Figura 2.18 – Projeto do canal de navegação no estuário de Yangtze e sua grade computacional no Delft3D (HU e DING, 2009). 63

Figura 2.19 – Validação do modelo (CHU et al., 2010). 64

Figura 2.20– Variação da profundidade e campo de velocidade do estuário de Yangtze na vazão máxima (a) e na vazante do ciclo da maré (b) (CHU et al., 2010). 64

Figura 2.21 – Variação da batimetria para TR100 anos no estuário de Nhat Le, na forma natural (a) e com a implementação de estruturas(b) (LUONG, 2008). 65

Figura 3.1 – Exemplos de grade retangular e curvilínea (UCAR, 2013). 67

Figura 3.2– Coordenadas Sigma (σ) (UCAR, 2013). 68

Figura 4.1- Localização da área de estudo, mapa com os estados de fronteira (ITTI, 2012). 79

Figura 4.2- Localização da área de estudo, mapa com os municípios próximos (ITTI, 2012). 79

Figura 4.3 – Imagem de satélite da área de estudo (Fonte: GoogleEarth)..... 80

Figura 4.4 – Localização da estação fluviométrica Porto Esperança (66960008) (Fonte: GoogleEarth). 81

Figura 4.5 – Hidrograma de 5 anos de projeto utilizado pelo (ITTI, 2012). 82

Figura 4.6 – Localização dos pontos de medição de concentração sedimentos (ITTI, 2012). 84

Figura 4.7 – Localização dos pontos de medição de níveis simultâneos (ITTI, 2012). 86

Figura 4.8 – Localização dos pontos levantados na medição batimétrica sobre uma imagem de satélite. As cores representam a elevação dos pontos, sendo que às cores mais quentes (vermelho) apresentam elevações superiores as de cores mais frias (azul) (Fonte: GoogleEarth). 87

Figura 4.9 – Mosaico detalhado dos pontos levantados na medição batimétrica sobre uma imagem de satélite, tendo a mesma escala de cores da Figura 4.8 (Fonte: GoogleEarth)..... 88

Figura 4.10 – Localização das seções medidas com ADCP (ITTI, 2012)..... 89

Figura 4.11 – Resultado da seção 01 medidas com o ADCP (ITTI, 2012). 90

Figura 4.12 – Resultado da seção 14 medidas com o ADCP (ITTI, 2012). 90

Figura 4.13 – Resultado da seção 14 medidas com o ADCP (ITTI, 2012). 91

Figura 4.14 – Visão da localização do traçado do canal (em vermelho) no trecho por meio de uma imagem de satélite (Fonte: GoogleEarth). 92

Figura 4.15 - Croqui da ponte ferroviária Eurico Gaspar Dutra (ITTI, 2012). 94

Figura 4.16 - Foto da ponte ferroviária (ITTI, 2012). 94

Figura 4.17 – Análise comparativa de velocidades entre o modelo (pontos) e o ADCP (linha vermelha, 0,76 m/s) (RATTON et al., 2011a). 95

Figura 4.18 – Resultados referentes à cota de elevação do leito (m), da evolução morfológica de até 5 anos, com cenário natural e com o canal (ITTI, 2012). 96

Figura 5.1 – Contornos bases para geração da grade visualizada sobre uma imagem de satélite (Fonte: GoogleEarth). 98

Figura 5.2 – Grade computacional vista sobre uma imagem de satélite (Fonte: GoogleEarth). 99

Figura 5.3 – Variação da dimensão da malha, exemplo de uma seção. 100

Figura 5.4 – Ortogonalidade da grade. 101

Figura 5.5 – Suavidade da grade no eixo M. 102

Figura 5.6 – Suavidade da grade no eixo N. 102

Figura 5.7 – Resolução da grade. 103

Figura 5.8 – Malha batimétrica implementada no modelo. A escala de cores representa a profundidade (valores positivos são mais profundos) em metros, sendo que zero da batimetria está na cota 80,555 m. 104

Figura 5.9 – Detalhe da malha batimétrica implementada na região da ponte, a escala de cores representa a profundidade (valores positivos são mais profundos) em metros, sendo que zero da batimetria está na cota 80,555 m. 105

Figura 5.10 – Verificação do número de Courant. 106

Figura 5.11 – Localização das linhas secas, que representam os pilares da ponte dentro do modelo, canal principal. 107

Figura 5.12 – Localização das linhas secas, que representam os pilares da ponte dentro do modelo, canal entre a ilha do Jacaré e a margem direita. 108

Figura 5.13 – Condições de contorno abertas. 110

Figura 5.14 – Curva presente a montante da área de estudo que influencia na condição de contorno de montante. 112

Figura 5.15 – Croqui do aumento de velocidade na região côncava da curva de um rio, alterado de (SCHOTT, 2013). 113

Figura 5.16 – Dados de medição de descarga utilizados para elaboração da curva-chave ajustada da estação de Porto Esperança, em função da elevação do zero da régua da estação é 80,075 m. 116

Figura 5.17 – Gráfico comparativo das vazões disponibilizadas pela ANA com as vazões resultantes da curva-chave ajustada, em função da elevação do zero da régua da estação é 80,075 m. 117

Figura 5.18 – Níveis d'água resultantes do modelo para a vazão 3.760 m³/s no estado permanente. 120

Figura 5.19 – Linha ao longo do canal nos resultados do modelo serão comparados aos medidos em campo. 121

Figura 5.20 – Comparação dos níveis d'água nas seções entre o modelo e os estimados pela declividade de 30 mm/km. 122

Figura 5.21 – Gráfico comparando a vazão obtida em cada seção pela medição de ADCP e a vazão constante do modelo. 124

Figura 5.22 – Velocidade média ao longo da área de estudo. 125

Figura 5.23 – Detalhe a jusante da direção da velocidade média na área de estudo. 126

Figura 5.24 – Detalhe a montante da direção da velocidade média na área de estudo..... 127

Figura 5.25 – Croqui do cálculo para obtenção do perfil de velocidade utilizando a medição de velocidades da seção com o ADCP. 128

Figura 5.26 – Comparação dos Perfis de velocidade média para seção 15. O módulo do erro obtido foi aproximadamente de 6%. A batimetria apresentada é referente a medição com ADCP. 129

Figura 5.27 - Comparação dos Perfis de velocidade média para seção 14. O módulo do erro obtido foi aproximadamente de 9%. A batimetria apresentada é referente a medição com ADCP. 130

Figura 5.28 – Taxa de transporte de sedimento pelo leito por metro para seção m=11. 133

Figura 5.29 - Taxa de transporte de sedimento pelo leito por metro para seção m=98..... 133

Figura 6.1 – Diferença da malha batimétrica utilizada com a implementação do canal, sendo os valores positivos referentes as regiões com maior profundidade. 137

Figura 6.2 – Estrutura tipo “Filcdw” (DELTARES, 2012). 138

Figura 6.3 – Traçado da nova linha de margem. 139

Figura 6.4 – Apresentação das diferentes zonas de relação s/L. 140

Figura 6.5 – Visão da linha de referência (verde) para a localização da cabeça do oitavo espigão.141

Figura 6.6 – Croqui da localização da 1ªconfiguração de espigões ao longo da área de estudo. 142

Figura 6.7 – Croqui da localização da 2ªconfiguração de espigões ao longo da área de estudo. 144

Figura 6.8 – Croqui da distribuição da 3ª configuração dos espigões. 146

Figura 6.9 – Representação do espigão, número 6, tipo escada, em uma seção dentro do modelo onde a elevação do nível d’água tem referência na cota 80,555 m. 147

Figura 7.1 – Níveis d’água resultantes do modelo para a condição hidrológica de média (1.888 m³/s) no estado permanente. 148

Figura 7.2 – Níveis d’água resultantes do modelo para a condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s) no estado permanente. 149

Figura 7.3 – Velocidade média na vertical ao longo da área de estudo para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), com sua magnitude representada pela escala de cores. 150

Figura 7.4 – Velocidade média na vertical ao longo da área de estudo para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), com sua magnitude representada pela escala de cores. 151

Figura 7.5 – Evolução morfológica de um ano ao longo da área de estudo, para o cenário natural. 152

Figura 7.6 – Comparação da evolução morfológica anual com a batimetria inicial (sem dragagem), onde os valores positivos são referentes as regiões com erosão e os valores negativos as regiões de sedimentação. 153

Figura 7.7 – Profundidades resultantes ao longo da área de estudo a condição hidrológica de média (1.888 m³/s), com a evolução morfológica de um ano, para o cenário natural. 154

Figura 7.8 – Diferença de níveis d'água entre os cenários com e sem canal de navegação, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s). 155

Figura 7.9 – Diferença níveis d'água entre dos cenários com e sem canal de navegação, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s). 156

Figura 7.10 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o segundo cenário. 157

Figura 7.11 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), para o segundo cenário. 157

Figura 7.12 – Diferença das velocidades médias na vertical entre os cenários com e sem canal de navegação, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s). 158

Figura 7.13 – Diferença das velocidades médias na vertical entre os cenários com e sem canal de navegação, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s). 159

Figura 7.14 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o segundo cenário. 160

Figura 7.15 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), para o segundo cenário. 160

Figura 7.16 - Diferença da evolução morfológica de um ano do cenário com o canal de navegação e sua para batimetria inicial (com dragagem). 161

Figura 7.17 – Comparação da evolução morfológica anual do cenário do canal de navegação com a evolução anual do cenário natural. 162

Figura 7.18 – Análise da evolução do perfil do leito do rio, no talvegue do canal de navegação, para o segundo cenário. 163

Figura 7.19 – Profundidades resultantes ao longo da área de estudo na condição hidrológica de média (1.888 m³/s), com a evolução morfológica de um ano, para o cenário com o canal de navegação. 164

Figura 7.20 – Profundidades resultantes na região central da área de estudo na condição hidrológica de média (1.888 m³/s). As cores em vermelho representam os locais com profundidades inferiores ao limite do projeto (3,5 m). 165

Figura 7.21 – Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário com a primeira configuração dos espigões e o cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s). 166

Figura 7.22 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888m³/s), para o terceiro cenário. 167

Figura 7.23– Diferença de níveis d'água obtidos no cenário com a primeira configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s)..... 168

Figura 7.24 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação, para condição hidrológica de cheia (3.760m³/s), para o terceiro cenário. 169

Figura 7.25 – Diferença entre as velocidades médias obtidas do cenário da primeira configuração dos espigões com o cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s). 170

Figura 7.26 – Diferença das velocidades médias obtidas comparando o cenário da primeira configuração dos espigões com o cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s). 171

Figura 7.27 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o terceiro cenário. 172

Figura 7.28 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), para o terceiro cenário. 172

Figura 7.29 - Diferença da evolução morfológica do cenário com espigões - 1ª configuração com a batimetria inicial. 173

Figura 7.30 – Comparação da evolução morfológica anual do cenário com espigões - 1ª configuração com a evolução morfológica anual do cenário natural. 174

Figura 7.31 – Evolução do perfil do leito do rio, ao longo do traçado do canal de navegação, para o terceiro cenário. 175

Figura 7.32 – Profundidades resultantes ao longo da área de estudo na condição hidrológica de média (1.888 m³/s), com a evolução morfológica de um ano, para o terceiro cenário..... 176

Figura 7.33 – Diferenças dos níveis d'água obtidos no cenário com a segunda configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s). 177

Figura 7.34 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o quarto cenário. 178

Figura 7.35 – Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário com a segunda configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s)..... 179

Figura 7.36 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação, para condição hidrológica de cheia (3.760m³/s), para o quarto cenário. 180

Figura 7.37 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da segunda configuração dos espigões comparado com o cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s). 181

Figura 7.38 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da segunda configuração dos espigões comparado com o cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s). 182

Figura 7.39 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o quarto cenário. 183

Figura 7.40 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), para o quarto cenário. 183

Figura 7.41 – Comparação da evolução morfológica de um ano do cenário com espigões - 2ª configuração com a batimetria inicial. 184

Figura 7.42 – Comparação da evolução morfológica anual do cenário natural com o cenário com espigões - 2ª configuração. 185

Figura 7.43 – Evolução do perfil do leito do rio, ao longo do talvegue do canal de navegação, para o quarto cenário. 186

Figura 7.44 – Profundidades resultantes ao longo da área de estudo na condição hidrológica de média (1.888 m³/s), com a evolução morfológica de um ano, para o quarto cenário..... 187

Figura 7.45 – Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário com a terceira configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s). 188

Figura 7.46 - Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário com a terceira configuração dos espigões comparado ao cenário com a segunda configuração dos espigões, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s). 189

Figura 7.47 – Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário da terceira configuração dos espigões comparado com o cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s). 190

Figura 7.48 – Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário da terceira configuração dos espigões comparado com o cenário da segunda configuração dos espigões, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s). 191

Figura 7.49 – Análise da linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação resultante do quinto cenário, comparando com os resultados do cenário natural e da segunda configuração dos espigões, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s). 192

Figura 7.50 – Análise da linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação resultante do quinto cenário, comparando com os resultados do cenário natural e da segunda configuração dos espigões, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s). 193

Figura 7.51 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da terceira configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s). 194

Figura 7.52 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da terceira configuração dos espigões comparado ao cenário com a segunda configuração dos espigões, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s). 195

Figura 7.53 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da terceira configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s)..... 196

Figura 7.54 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da terceira configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s)..... 197

Figura 7.55 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o quinto cenário. 198

Figura 7.56 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), para o quinto cenário. 198

Figura 7.57 - Evolução morfológica do cenário com espigões - 3ª configuração e sua comparação com a batimetria inicial (com dragagem). 199

Figura 7.58 – Comparação da evolução morfológica anual do cenário com espigões - 3ª configuração com o cenário natural..... 200

Figura 7.59 – Comparação entre a evolução morfológica anual resultante do cenário da 3º configuração com espigões e a 2º configuração. 201

Figura 7.60 – Evolução do perfil do leito do rio, ao longo do talvegue do canal de navegação, para o quinto cenário. 202

Figura 7.61 – Profundidades resultantes ao longo da área de estudo na condição hidrológica de média (1.888 m³/s), com a evolução morfológica de um ano, para o quinto cenário..... 203

ÍNDICE DE TABELA

Tabela 2.1 - Escala de dimensões dos grão de sedimentos de acordo com a União Geofísica Americana (RIJN, 1993)..... 38

Tabela 2.2 – Classificação das configurações do leito proposta por Van Rijn (1993)..... 46

Tabela 2.3 – Resultado obtido para o cenário com espigões e diques, reduzindo a velocidade e profundidade (resultado do efeito de sedimentação) próximas às margens (ROMERO e VARGAS, 2007)..... 62

Tabela 4.1 – Resumo dos dados disponíveis na estação fluviométrica Porto Esperança (66960008) (ANA, 2013)..... 82

Tabela 4.2 – Dados relativos à produção de sedimentos (ITTI, 2012)..... 83

Tabela 4.3 – Análise granulométrica da região de estudo (ITTI, 2012)..... 85

Tabela 4.4 – Resultados das medições para determinar a declividade do trecho (ITTI, 2012)..... 86

Tabela 4.5 – Resultado das medições de ADCP para o canal principal do rio (ITTI, 2012). 91

Tabela 4.6 – Dados de coordenadas de início e fim do canal de navegação (ITTI, 2012)..... 92

Tabela 5.1 – Resumo dos dados para o cálculo da rugosidade. 109

Tabela 5.2 - Distribuição da vazão total na condição de contorno aberta de montante. 114

Tabela 5.3 – Dado de medição de vazão vinculado à cota da régua da estação..... 114

Tabela 5.4 – Dados de entrada para os contornos abertos, tendo referência à elevação zero do modelo (80,555 m). 118

Tabela 5.5 - Vazão total distribuída no contorno aberto de montante..... 118

Tabela 5.6 – Comparação dos resultados de níveis d'água entre o modelo e a medição de campo, tendo como referência a elevação do zero da batimetria (80,555 m)..... 123

Tabela 5.7 – Valores das velocidades médias obtidas nas seções e sua comparação com as medidas em campo, com erro em módulo. 124

Tabela 6.1 – Resumo do dimensionamento da 1ª configuração dos espigões, que apresenta o afastamento fixo de 20,0 m entre as cabeças dos espigões e o traçado do canal de navegação. Os espigões apresentam uma crista constante..... 142

Tabela 6.2 - Resumo do dimensionamento da 2ª configuração dos espigões, que apresenta o afastamento variável em relação ao traçado do canal. Os espigões apresentam uma crista constante. 143

Tabela 6.3 - Resumo do dimensionamento da 3ª configuração dos espigões, que apresenta o afastamento variável em relação ao traçado do canal. Os espigões apresentam uma crista variável (espigões escada)..... 145

Tabela 6.4 – Resumo dos degraus atribuídos para em cada espigão. 145
Tabela 7.1 – Resumo das análises dos resultados de níveis d’água 205
Tabela 7.2 - Resumo das análises dos resultados de velocidades 205
Tabela 7.3 - Resumo das análises dos resultados de evolução morfológica 205

ÍNDICE DE SÍMBOLOS

Símbolos Romanos

A_m	Área da seção transversal normal ao sentido do escoamento	m²
A_s	Área de projeção da partícula no plano normal a direção do escoamento	m²
a, b, c	Dimensões da partícula de sedimento não esférica	m
B	Largura da seção do rio com nível d'água médio	m
C	Coeficiente de Chézy	$m^{1/2}/s$
C_D	Coeficiente de arraste	[ ]
C_f	Coeficiente de resistência local	[ ]
Cr	Número de Courant	[ ]
Ct_{final}	Elevação da cabeça do espigão	m
$Ct_{inicial}$	Elevação da raiz do espigão	m
$Ct_{méd}$	Elevação média do rio	m
$Ct_{mín}$	Elevação de estiagem do rio	m
c	Concentração volumétrica de sedimentos em suspensão na coluna de água	[ ]
c_b	Concentração média de sedimento próximo à camada de fundo	kg/m³
c_s	Concentração de partículas na coluna de água	kg/m³
D	Coeficiente de difusão ; Fluxo de deposição	[ ] ; kg/m²/s
d	Diâmetro da partícula de sedimento	m
d_{50}	Diâmetro da partícula correspondente a 50% da amostra passante numa análise granulométrica	m
d_{90}	Diâmetro da partícula correspondente a 90% da amostra passante numa análise granulométrica	m
E	Fluxo erosivo	kg/m²/s
F	Força resultante	N
F_D	Força de arraste	N
F_{emp}	Força de empuxo	N
F_g	Força gravitacional	N
Fr	Número de Froude	[ ]
f	Parâmetro de Coriolis	[ ]
$\sqrt{G_{\xi\xi}}, \sqrt{G_{\eta\eta}}$	Coeficientes usados na transformação de coordenadas curvilíneas para coordenadas retangulares	[ ]
g	Aceleração da gravidade	m/s²
H	Profundidade local total	m
h	Profundidade	m
$\bar{h}$	Profundidade média do escoamento	m
J	Declividade da linha de energia	m/m
k	Constante de Von Karman	[ ]
L	Comprimento efetivo do espigão	m
L_e	Comprimento de enraizamento do espigão	m
L_T	Comprimento total de um espigão	m
l	Comprimento de mistura	m

M_η, M_ξ	Contribuições externas (fontes ou sumidouros)	[ ]
m	Massa da partícula	kg
n	Coeficiente de Manning	$sm^{-1/3}$
P	Pressão hidrostática	N/m²
P_m	Perímetro molhado da seção transversal	m
Q	Vazão	m³/s
Qs_{leito}	Vazão sólida média pelo leito	ton/dia
Qs_{susp}	Vazão sólida média por suspensão	ton/dia
q_b	Transporte de sedimentos pelo leito	m³/s/m
Re	Número de Reynolds	[ ]
Re_s	Número de Reynolds da partícula	[ ]
Re*	Número de Reynolds de atrito	[ ]
R_h	Raio hidráulico	m
S.F.	Fator de forma do sedimento	[ ]
S_{fs}	Termo “fonte” e “sumidouro” por unidade de área	[ ]
S_s	Densidade relativa	[ ]
S_{ss}	Densidade relativa do sedimento	[ ]
s	Espaçamento entre espigões	m
T	Parâmetro da etapa do escoamento (*flow stage parameter*)	[ ]
t	Tempo	s
U	Velocidade média do escoamento na seção	m/s
u', v', w'	Componentes da flutuação da velocidade, na direção x, y e z	m/s
u, v, w	Componentes médios da velocidade, na direção x, y e z	m/s
u_*	Velocidade de atrito	m/s
u_{*crit}	Velocidade de corte crítica do movimento incipiente	m/s
u_*'	Velocidade de corte junto ao leito devido a rugosidade dos grãos	m/s
u_*''	Velocidade de corte junto ao leito devido a rugosidade da forma	m/s
x,y,z	Sistema de coordenadas cartesianas	-
w_s	Velocidade de sedimentação	m/s
w_{ss}	Velocidade de sedimentação da partícula no meio concentrado	m/s
z	Distância entre um nível d’água e o leito	m
z_0	Distância máxima entre um nível d’água e o leito	m

Símbolos Gregos

$\tau_0{}'$	Tensão média de arraste devido ao grão do sedimento	N/m²
$\tau_0{}''$	Tensão média de arraste devido à forma do leito	N/m²
τ_{xz}, τ_{yz}	Tensões de Reynolds	N/m²
ε_x, ε_y, ε_z,	Coeficiente de difusão turbulenta	m²/s
ρ_s	Massa específica da partícula	kg/m³
τ_*	Tensão crítica de Shields	[ ]
τ_0	Tensão média de arraste no leito	N/m²
$\tau_{cr,d}$	Tensão de cisalhamento crítica para deposição no modelo	N/m²
$\tau_{cr,e}$	Tensão de cisalhamento crítica para erosão no modelo	N/m²

τ_{cw}	Tensão média de cisalhamento no leito no modelo	N/m²
τ_l	Tensão tangencial viscosa	N/m²
τ_t	Tensão tangencial turbulenta	N/m²
υ_H^{amb}	Coeficiente de viscosidade turbulenta molecular	m²/s
υ_{mol}	Coeficiente de viscosidade cinemática molecular	m²/s
Δy	Espaçamento médio transversal dos nós da malha	m
Δt	Passo de tempo	s
Δx	Espaçamento médio longitudinal dos nós da malha	m
d	Profundidade abaixo do plano de referência (z=0)	m
γ	Peso específico do fluido	N/m^3
γ_s	Peso específico do sedimento	N/m^3
ΔCt	Altura do espigão	m
ζ	Elevação do nível d'água, acima do plano de referência (z=0)	m
λ,ϕ,σ	Sistema de coordenadas esféricas	-
ξ,η,σ	Sistema de coordenadas curvilíneas ortogonais	-
υ	Coeficiente de viscosidade cinemática do fluído	m²/s
υ_{2D}	Coeficiente de viscosidade turbulenta bidimensional	m²/s
υ_{3D}	Coeficiente de viscosidade turbulenta tridimensional	m²/s
υ_H	Coeficiente horizontal de viscosidade turbulenta	m²/s
υ_V	Coeficiente vertical de viscosidade turbulenta	m²/s
δ`	Espessura da camada viscosa	m
μ	Coeficiente de viscosidade dinâmica ou absoluta	N.s/m²
ρ	Massa específica	kg/m³
τ	Tensão tangencial total	N/m²
ψ	Coeficiente empírico em função de testes de laboratório - Van Rijn	[ ]

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 24
1.1. OBJETIVO 26
1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 26
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO 26
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 28
2.1. HIDRÁULICA FLUVIAL 28
2.1.1. Classificação dos Escoamentos 28
2.1.2. Equações de Base – Modelo de Águas Rasas 31
2.1.3. Tensões Tangenciais em Escoamentos Fluviais 32
2.1.4. Distribuição de Velocidades em Escoamentos Turbulentos 34
2.1.5. Resistência ao Escoamento 35
2.2. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS 37
2.2.1. Propriedades dos Sedimentos 38
2.2.2. Processos de Transporte de Sedimentos 42
2.2.1. Movimento Incipiente e Diagrama de Shields 43
2.2.1. Formas e Rugosidade do Leito 45
2.2.2. Transporte de Sedimentos em Suspensão 48
2.2.3. Transporte de Sedimentos pelo Leito 49
2.2.4. Medição do Transporte de Sedimentos 50
2.2.5. Modelos de Transporte de Sedimentos 50
2.3. ESPIGÕES 52
2.3.1. Características 52
2.3.2. Classificação 53
2.3.3. Materiais Empregados 55
2.3.4. Dimensionamento dos Espigões 57
2.4. MODELAGEM DELFT3D 61
3. DESCRIÇÃO DO MODELO DELFT3D 66
3.1. MÓDULO HIDRODINÂMICO 66
3.1.1. Sistema de Discretização Espacial e Temporal 66
3.1.2. Equações Governantes e Aproximações 69

3.2. MÓDULO DE SEDIMENTOS (SED) E MORFOLÓGICO (MOR) 73
3.2.1. Transporte de Sedimentos em Suspensão 73
3.2.2. Transporte de Sedimentos pelo leito 76
3.2.3. Atualizações Morfológicas 76
4. ÁREA DE ESTUDO 78
4.1. CARACTERÍSTICAS E IMPORTÂNCIA DA ÁREA DE ESTUDO 78
4.2. LEVANTAMENTOS FLUVIOMÉTRICOS 81
4.2.1. Vazões Características 82
4.3. ESTUDOS GEOTÉCNICOS 83
4.3.1. Produção e Transporte de Sedimentos 83
4.3.2. Análises de Sedimentos 84
4.4. DETERMINAÇÃO DA DECLIVIDADE DA LINHA D'ÁGUA 85
4.5. ESTUDOS DE TOPOGRAFIA E BATIMETRIA 86
4.6. MEDIÇÃO DE CORRENTES COM ADCP (ACOUSTIC DOPPLER CURRENT PROFILER) 88
4.7. CANAL DE NAVEGAÇÃO 92
4.8. PONTE EURICO GASPAR DUTRA 93
4.9. ESTUDOS DE MODELAGEM COMPUTACIONAL ANTERIORES 95
5. MODELAGEM COMPUTACIONAL 98
5.1. MODELO GEOMÉTRICO DA ÁREA DE ESTUDO 98
5.1.1. Confecção da Grade Numérica (Grid) 98
5.1.2. Qualidade da Grade Numérica 100
5.1.3. Malha Batimétrica 103
5.1.4. Passo de Tempo 105
5.1.5. Pilares da Ponte 106
5.2. MODELO HIDRODINÂMICO 108
5.2.1. Parâmetros Físicos 108
5.2.2. Análise de Sensibilidade da Rugosidade 108
5.2.3. Condições de Contorno 110
5.2.4. Dados de Entrada dos Contornos Abertos 114
5.2.5. Condições Iniciais 118

5.3. VALIDAÇÃO DO MODELO HIDRODINÂMICO 119
5.3.1. Níveis D'Água e Declividade 119
5.3.2. Velocidades Médias e Perfis de Velocidade 123
5.4. MODELO SEDI-MORFOLÓGICO 130
5.4.1. Condições de Contorno 131
5.4.1. Parâmetros Morfológicos 131
5.5. VALIDAÇÃO DO MODELO SEDI-MORFOLÓGICO 132
5.6. ANÁLISE DA VALIDAÇÃO DO MODELO 134
6. CENÁRIOS 135
6.1. APRESENTAÇÃO DOS CENÁRIOS 135
6.2. ELABORAÇÃO DOS CENÁRIOS 135
6.2.1. Cenário com o Canal de Navegação 136
6.2.2. Cenário com Espigões - 1ª Configuração 137
6.2.3. Cenário com Espigões - 2ª Configuração 143
6.2.4. Cenário com Espigões - 3ª Configuração 144
7. RESULTADOS 147
7.1. SIMULAÇÕES DO CENÁRIO NATURAL 147
7.1.1. Resultados de Níveis d'Água 147
7.1.2. Resultados de Velocidade 149
7.1.3. Resultados de Evolução Morfológica 151
7.1.4. Resultados de Profundidade 153
7.2. SIMULAÇÕES DO CENÁRIO COM O CANAL DE NAVEGAÇÃO 154
7.2.1. Resultados de Níveis d'Água 154
7.2.2. Resultados de Velocidades 158
7.2.3. Resultados de Evolução Morfológica 161
7.2.4. Resultados de Profundidade 163
7.3. SIMULAÇÕES DO CENÁRIO COM ESPIGÕES - 1ª CONFIGURAÇÃO 165
7.3.1. Resultados de Níveis d'Água 165
7.3.2. Resultados de Velocidade 169
7.3.3. Resultados Evolução Morfológica 173
7.3.4. Resultados de Profundidade 175

7.4. SIMULAÇÕES DO CENÁRIO COM ESPIGÕES - 2ª CONFIGURAÇÃO 176
7.4.1. Resultados de Níveis d'Água 176
7.4.2. Resultados de Velocidade 180
7.4.3. Resultados de Evolução Morfológica 184
7.4.4. Resultados de Profundidade 186
7.5. SIMULAÇÕES COM OS ESPIGÕES - 3ª CONFIGURAÇÃO 187
7.5.1. Resultados de Níveis d'Água 187
7.5.2. Resultados de Velocidade 193
7.5.3. Resultados de Evolução Morfológica 199
7.5.4. Resultados de Profundidade 202
7.6. ANÁLISE DAS SIMULAÇÕES 203
8. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES 206
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 208
ANEXO I - DADOS DE ENTRADA ATRIBUÍDOS NOS CONTORNOS ABERTOS . 213

1. INTRODUÇÃO

O Brasil apresenta uma matriz de transporte baseada no modal rodoviário, situação muito diferente de muitos países, em que há uma participação bem mais significativa dos modais ferroviário e hidroviário, os quais têm uma maior eficiência energética e produzem um menor custo de transporte.

Apesar de o transporte hidroviário ser o sistema de locomoção mais barato e o que menos agride o meio ambiente, a navegação fluvial no Brasil é o sistema de menor participação no transporte de mercadorias e passageiros, tendo passado por longos períodos sem investimentos. Contudo, nos últimos anos, várias obras têm sido realizadas com o intuito de tornar os rios brasileiros navegáveis.

É preciso, no entanto, ressaltar que a inadequação dos portos e hidrovias brasileiras contribui de forma significativa para a baixa participação do modal hidroviário. Para a mudança da matriz de transportes fica, assim, evidenciada a necessidade da criação de novos portos e hidrovias no Brasil, assim como a modernização e manutenção dos já existentes (NARDES, 2006).

As hidrovias são vitais para o transporte de grandes volumes de cargas a grandes distâncias, sendo uma importante ferramenta para o comércio interno e externo, pois propiciam a oferta de produtos a preços mais competitivos.

A construção de rodovias e ferrovias afeta grandes áreas ambientais, removendo milhões de metros cúbicos de terras e rochas, além da necessidade da construção de todo o leito da via. Mas, na hidrovia, as intervenções necessárias para a viabilização da navegação (como a construção de eclusas e a execução de dragagem e derrocamento) são de menor impacto, comparado aos outros modais. As dragagens e os derrocamentos são intervenções utilizadas para as remoções de eventuais obstáculos que impedem a navegação (SANTANA, 2004).

A realização de obras e serviços para a criação e melhoramento das condições de navegabilidade da via é uma das etapas mais importantes da implantação da hidrovia. O Plano Nacional de Logística e Transportes (PNLT), apresentado pelo governo brasileiro no ano de 2006, visa dobrar a participação da malha hidroviária no país até o ano de 2025. Para atingir essa meta, o governo pretende investir mais de doze bilhões de reais em melhorias no setor hidroviário. De acordo com o PNLT, uma parte do investimento visa revigorar trechos de hidrovias existentes que apresentam problemas de profundidade relativos à sedimentação (SCHAPPO et al., 2008). A sedimentação reduz a profundidade, podendo assim, restringir a navegação de embarcações de grande porte na via.

Não existe um meio que impeça o transporte de sedimentos dentro da via. O que é realizado são mecanismos para evitar e reduzir o assoreamento. A dragagem é a principal intervenção realizada na maioria dos casos, entretanto essa é uma solução considerada de curto prazo, uma vez que é uma ação aplicada principalmente às consequências do problema (sedimentação) e não às causas. A retirada de sedimentos do fundo do rio não altera a dinâmica do escoamento no trecho passível de

assoreamento, consequentemente, resultando numa provável redução de profundidade no local em um futuro próximo.

Além disso, a cada dragagem realizada, podem ocorrer uma série de impactos ambientais, como alteração da qualidade da água (aumento na turbidez, e na concentração de nutrientes e compostos químicos) e a alteração no hábitat de diversos organismos (SOARES, 2008). Os impactos podem refletir também sobre o aspecto social da região, principalmente na população que provém sua subsistência oriunda do rio, como descrito em USACE (2012). Essa realidade vincula as hidrovias do país a um ciclo de manutenção curto e oneroso. Com o intuito de prolongar esse ciclo, propõe-se a utilização de espigões ao longo do trecho passivo de sedimentação.

Espigões são estruturas que partem das margens em direção ao centro do rio, fazendo com que as correntes com velocidades elevadas sejam desviadas para longe das margens. A utilização de uma série de espigões é um dos meios mais comuns e eficazes para estabilização das margens de rios (KUHNLE; JIA; ALONSO, 2008). Entretanto, os espigões podem possuir outras aplicações, mais direcionadas para navegação, tendo como finalidade o aumento da profundidade, o realinhamento das margens e a elevação da taxa de transporte de sedimentos. As estruturas reduzem a área de passagem do escoamento, modificando a velocidade e a tensão responsável pelo transporte de sedimentos. Esse tipo de aplicação é utilizado em outros países, como na Alemanha (rio Reno) e nos Estados Unidos (rio Mississipi) (AZINFAR, 2010). No Brasil, o emprego de espigões, com essas finalidades, é pouco utilizado, tendo como principais dificuldades os baixos investimentos no transporte fluvial, a grande largura dos rios e a rígida legislação ambiental do país. Neste estudo pretende-se avaliar essa intervenção, tendo como sua principal finalidade a manutenção da profundidade da hidrovia.

A avaliação da utilização dos espigões será realizada por meio de um estudo de caso, num trecho do rio Paraguai, passivo de efeitos de assoreamento, denominado Passo do Jacaré. A região de estudo selecionada recentemente passou por um estudo de dragagem, realizado pelo Instituto de Tecnológico de Transportes e Infraestrutura (ITTI), da Universidade Federal do Paraná (UFPR).

A realização dos projetos, como os de dragagens e de espigões, englobam estudos hidrológicos, hidrodinâmicos, geotécnicos e ambientais. Para o emprego dos espigões, os estudos hidrodinâmicos são extremamente importantes, uma vez que os espigões devem alterar a hidrodinâmica da hidrovia. Os efeitos resultantes da implantação dos espigões devem ser amplificados durante o período de estiagem do rio e minimizados durante o período de cheias, reduzindo o risco da elevação dos níveis d’água nas inundações.

Para realizar esse tipo de avaliação, os estudos hidrodinâmicos podem ser realizados por meio de modelos físicos ou matemáticos, que possuem a capacidade de avaliar o comportamento do escoamento na área de estudo com cenários diferenciados. Devido ao elevado tempo necessário para a elaboração de um modelo físico, foi aplicado um modelo matemático para representar a área de estudo, obtendo resultados mais rápidos e com custos menores. A maioria dos modelos matemáticos avalia somente a hidrodinâmica do escoamento, entretanto, alguns modelos conseguem incorporar os

processos recorrentes a presença de obras hidráulicas e de transporte de sedimentos, como o modelo, Delft3D, aplicado nesse estudo.

1.1. OBJETIVO

Este trabalho tem o objetivo de avaliar os processos hidrodinâmicos e de transporte de sedimentos em rios com e sem espigões, por meio da aplicação de um modelo matemático hidrodinâmico em um estudo de caso.

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Constituem objetivos específicos da presente pesquisa:

a) Determinar a hidrodinâmica permanente tridimensional da via em função de forçantes hidrológicas;
b) Avaliar a dinâmica dos sedimentos em suspensão e no leito da via;
c) Simular as mudanças morfológicas na via;
d) Elaborar mapas das alterações de nível de água, de velocidade e da evolução morfológica devido à implementação dos espigões.
e) Comparar os efeitos da implementação de espigões de crista permanente e de crista inclinada; e
f) Avaliar o uso de espigões na via;

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Os capítulos desta dissertação foram estruturados de maneira a tornar claros os conceitos fundamentais envolvidos neste trabalho, o desenvolvimento da pesquisa e as conclusões desta dissertação.

Dessa maneira, o trabalho foi estruturado em sete capítulos que serão apresentados conforme a explicação a seguir.

No primeiro capítulo é abordada a introdução, objetivo e uma sucinta descrição da ordem da apresentação do estudo nesse documento.

Na revisão bibliográfica (segundo capítulo), são apresentados conceitos de hidráulica fluvial. Em seguida são abordados alguns conceitos de transporte de sedimentos e os métodos utilizados em modelos matemáticos. Também são descritos o dimensionamento e a aplicação dos espigões em hidrovias. As publicações envolvendo espigões, utilizando o modelo hidrodinâmico empregado neste trabalho (Delft3D), são apresentadas no final do capítulo.

No terceiro capítulo, descrevem-se os métodos e aspectos característicos do modelo Delft3D, como a grade numérica e os módulos hidrodinâmico, de transporte de sedimentos e morfológico.

O quarto capítulo trata da área de estudo, contendo características do local e do projeto da hidrovia.

A implementação do modelo na área de estudo está descrita no quinto capítulo, no qual estão apresentadas as características de calibração e validação do modelo.

No sexto capítulo são apresentados os diferentes cenários simulados e seus resultados, comparando as regiões mais afetadas pelo transporte de sedimentos em cada cenário.

No sétimo capítulo apresentam-se as conclusões do trabalho. Ao final do capítulo, são apresentadas algumas propostas para posterior continuidade dos estudos.

Finalmente, são relacionadas as referências bibliográficas utilizadas e estudadas no desenvolvimento deste trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. HIDRÁULICA FLUVIAL

Os rios têm um valor inquestionável para a sociedade, fornecendo água para consumo doméstico, irrigação, indústria, produção de energia e meio de transporte. Nos estudos fluviais é normalmente necessário prever uma série de particularidades físicas como os níveis de água, tipos de escoamentos, velocidades de escoamento e taxas de transporte de sedimentos. No entanto, essas propriedades podem ser alteradas pela ação do homem. A avaliação das características do escoamento e do comportamento geomorfológico dos rios, na sua forma natural ou causada por ações antrópicas, é chamada de Hidráulica Fluvial. Este item destina-se a descrever alguns conceitos da Hidráulica Fluvial, como a classificação dos escoamentos, as equações dominantes, a distribuições de tensões para escoamentos permanentes, a distribuição de velocidades para os escoamentos turbulentos e a resistência ao escoamento.

2.1.1. Classificação dos Escoamentos

Os escoamentos tendem a ser classificados em função de suas características internas (fluido) e externas (contorno). Uma das classificações ocorre em função do efeito da viscosidade, denominando o escoamento como laminar ou turbulento. No caso de escoamentos para rios naturais todos são considerados turbulentos, apresentando um número de Reynolds superior a 500 (CHOW, 1959). O número de Reynolds (Re) é a relação entre as forças de inércia, as forças da gravidade e as forças viscosas, sendo para uma seção do escoamento, num determinado instante representado por:

$$Re = \frac{U\,R_h}{\upsilon} \tag{2.1}$$

Onde: Re = número de Reynolds (adm);
U = velocidade média do escoamento na seção (m/s);
R_h = raio hidráulico (m), correspondente a razão entre a área molhada (A_m) e o perímetro molhado (P_m); e
υ = coeficiente de viscosidade cinemática do fluído (m²/s), que é uma grandeza definida a partir da relação entre a viscosidade dinâmica (μ) e a densidade (ρ).

Nos escoamentos turbulentos, a passagem de partículas de água, em regiões com valores de velocidades médios diferentes, provoca acelerações ou desacelerações das partículas vizinhas, permitindo com que a velocidade possa variar em qualquer ponto e em qualquer direção em torno de um valor médio. Essas variações são chamadas de flutuações turbulentas e são ilustrados pela Figura 2.1. Consequentemente os valores da velocidade, num determinado instante (U, V, W), para coordenadas x, y, e z, são apresentados na Equação 2.2 (JANSEN et al., 1979).

$$U = u + u' \qquad V = v + v' \qquad W = w + w' \tag{2.2}$$

Onde: u, v, w = componentes médios da velocidade (m/s), na direção x, y e z, respectivamente; e
u', v', w' = componentes da flutuação da velocidade (m/s), na direção x, y e z, respectivamente.

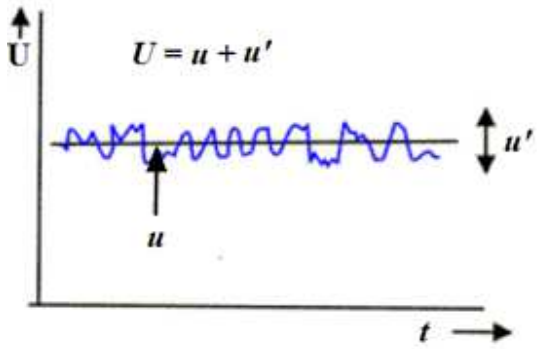


Figura 2.1 – Gráfico representativo dos componentes de velocidade na direção x, para escoamentos turbulentos, modificado de (JANSEN et al., 1979).

Os rios podem apresentar variações no regime do escoamento, considerando o efeito das forças de inercia e das forças gravitacionais. A razão entre essas forças é conhecida pelo número de Froude (Fr), representado pela Equação 2.3. O escoamento pode ser classificado, dependendo do número de Froude correspondente, como crítico, subcrítico ou fluvial e supercrítico ou torrencial. A maioria dos escoamentos em rios são tipicamente subcríticos, tendo declividades baixas, com controle a jusante (CHOW, 1959).

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{h}}}$$

$$\begin{cases} Fr < 1 \rightarrow Subcrítico\ ou\ Fluvial \\ Fr > 1 \rightarrow Supercrítico\ ou\ Torrencial \\ Fr = 1 \rightarrow Crítico \end{cases} \quad (2.3)$$

Onde: U = velocidade média do escoamento na seção (m/s);
g = aceleração da gravidade (m²/s); e
$\bar{h}$ = profundidade média do escoamento (m), também chamada de profundidade hidráulica.

Os escoamentos que não apresentam nenhuma variação temporal referente à profundidade do escoamento (H), à vazão (Q) e à velocidade média (U), para uma seção transversal, são classificados como permanentes. Caso ocorra alguma variação, o escoamento é classificado como não-permanente (CHOW, 1959).

$$Permanente \begin{cases} \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial U}{\partial t} = 0 \end{cases}$$

$$Não - permanente\ ou\ variável\ ou\ transiente \left\{ \frac{\partial}{\partial t} \neq 0 \right. \quad (2.4)$$

Os escoamentos permanentes podem apresentar diferentes características, tendo comportamento uniforme quando a profundidade do escoamento (*H*), a vazão (*Q*) e a velocidade média (*U*) são constantes ao longo de uma linha de corrente. Caso exista uma variação, inclusive da distribuição da velocidade e da intensidade da turbulência, esse escoamento é considerado variado. A Equação 2.5 apresenta essas características, considerando o percurso, ao longo do eixo longitudinal do rio, na direção da coordenada cartesiana *x* (CHOW, 1959).

$$Uniforme \begin{cases} \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial U}{\partial x} = 0 \end{cases}$$

$$Variado \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \neq 0 \right. \quad (2.5)$$

Os escoamentos permanentes variados podem proporcionar variações de forma graduais e lentas, geralmente ocasionadas por mudanças na rugosidade ou geometria, ou brusca, como uma variação repentina resultante de uma obra hidráulica.

Todos os escoamentos fluviais apresentam variações tridimensionais. Entretanto o escoamento pode apresentar características dominantes, em alguma direção, quando observados em diferentes escalas. Normalmente nos estudos fluviais com trechos longos, onde o comprimento (eixo longitudinal) é muito superior à largura (eixo horizontal) e à profundidade (eixo vertical), pode-se simplificar o escoamento como unidimensional, uma vez que as variações características nos outros dois eixos terão pouca influência, sendo assim considerados sem alterações. Trechos considerados intermediários, onde a largura do rio é relevante, o escoamento pode ter uma escala considerada bidimensional. Para trechos curtos e com a presença de estruturas, onde a variação ao longo dos três eixos é pertinente à escala, a escala deve ser tridimensional. A Figura 2.2 resume as escalas consideradas.

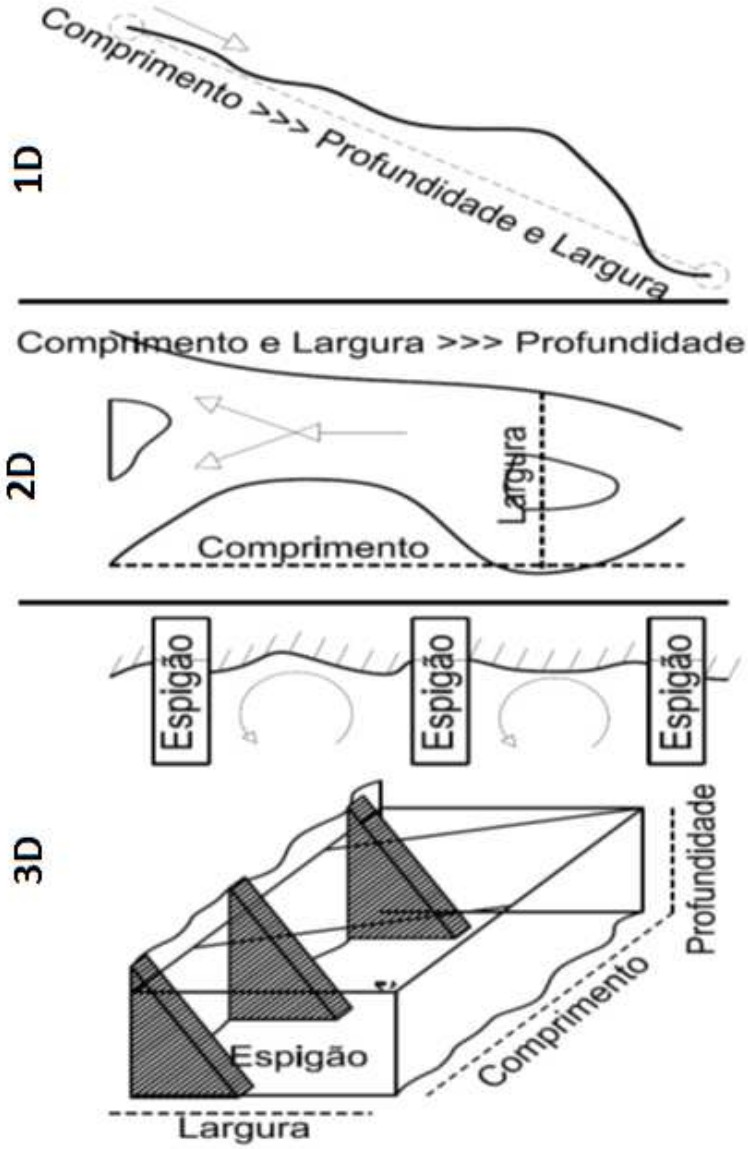


Figura 2.2 – Esquema das classes de escalas para escoamentos fluviais.

2.1.2. Equações de Base – Modelo de Águas Rasas

O movimento tridimensional do escoamento pode ser descrito matematicamente, utilizando as equações da conservação da massa (equação da continuidade) e da equação da quantidade de movimento. No caso de escoamentos fluviais, as equações podem incorporar algumas aproximações, como o pressuposto da água como um fluido incompressível e que a aceleração de Coriolis, devido à rotação do planeta, pode ser desconsiderada. A hipótese da pressão hidrostática, que considera as velocidades verticais do escoamento baixas e as acelerações verticais desprezíveis, também pode ser incorporada, estabelecendo um modelo de águas rasas. Aplicando o sistema cartesiano, as equações da conservação da massa (Equação 2.6) e da quantidade de movimento (Equação 2.7, Equação 2.8 e Equação 2.9) podem ser escrita como (DAILY e HARLEMAN, 1966):

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \tag{2.6}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} + w\frac{\partial u}{\partial z} + g\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{-1}{\rho}\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \tag{2.7}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u\frac{\partial v}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial y} + w\frac{\partial v}{\partial z} + g\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{-1}{\rho}\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0 \tag{2.8}$$

$$\frac{\partial P}{\partial z} = \rho(x, y, z)g \tag{2.9}$$

Onde: x, y, z = eixos das coordenadas cartesianas;
u, v, w = componentes da velocidade média nas direções x, y e z, respectivamente;
ρ = massa específica da água (kg/m³);
g = aceleração da gravidade (m/s²);
H = profundidade total do escoamento (m);
P = pressão hidrostática (N/m²); e
τ_{xz}, τ_{yz} = tensões de Reynolds (N/m²).

As tensões de Reynolds, presentes na Equação 2.7 e na Equação 2.8, estão relacionadas com flutuações turbulentas. As tensões de Reynolds podem são descritas pela Equação 2.10 (JANSEN et al., 1979).

$$\tau_{xz} = -\rho\overline{u'w'} + \rho\upsilon\frac{\partial u}{\partial z}$$

$$\tau_{yz} = -\rho\overline{v'w'} + \rho\upsilon\frac{\partial v}{\partial z} \tag{2.10}$$

Onde: $\overline{u'w'}$= média do produto $u' \cdot w'$, tendo u' e w' apresentados na Equação 2.2;
$\overline{v'w'}$= média do produto $v' \cdot w'$, tendo v' e w' apresentados na Equação 2.2;
ρ = massa específica da água (kg/m³); e
υ = coeficiente de viscosidade cinemática (m²/s).

2.1.3. Tensões Tangenciais em Escoamentos Fluviais

A dinâmica do escoamento do rio é influenciada basicamente pela tensão tangencial do leito. Graf (1984) descreve que a determinação direta da tensão tangencial no fundo por meio de medições de campo, utilizando o tubo de Preston. Entretanto esse método não é aplicado, sendo mais comum uma determinação mais teórica. Considerando um escoamento uniforme e bidimensional, a tensão tangencial, na direção do escoamento, pode ser obtida por consideração ao equilíbrio de forças. A tensão média de arraste no leito (τ_0) correspondente à tensão de cisalhamento exercida pela coluna d´água total, em um escoamento junto ao leito e às margens do curso d'água, pode ser obtida pela expressão (DU BUAT, 1786):

$$\tau_0 = \rho g R_h \mathrm{J} \tag{2.11}$$

Onde: τ_0 = tensão média de arraste no leito (N/m²);
ρ = massa específica da água (kg/m³);
g = aceleração da gravidade (m/s²);
R_h = raio hidráulico (m); e
J = declividade da linha de energia (m/m).

No caso de escoamentos turbulentos admite-se que a tensão tangencial total (τ) para uma profundidade qualquer (h) resulta da soma de duas componentes (CARDOSO, 1998).

$$\tau = \tau_l + \tau_t \tag{2.12}$$

Onde: τ_l = tensão tangencial viscosa, devido à viscosidade dinâmica (μ) (N/m²); e
τ_t = tensão tangencial turbulenta, devido às flutuações turbulentas da velocidade (N/m²).

A tensão tangencial viscosa (τ_l), também conhecida como lei da viscosidade de Newton, representa a propriedade do fluido que oferece resistência às tensões de cisalhamento. Os fluidos que apresentam uma relação linear entre a tensão de cisalhamento e a taxa de deformação são denominados newtonianos e representam a maioria dos fluidos, incluindo a água. A Equação 2.13 apresenta a lei da viscosidade de Newton (CARDOSO, 1998).

$$\tau_l = \mu \frac{\partial u}{\partial z} \tag{2.13}$$

Onde: μ = coeficiente de viscosidade dinâmica ou absoluta (N.s/m²); e
$\frac{\partial u}{\partial z}$ = gradiente de velocidade (s^{-1}).

O componente da tensão tangencial devido às flutuações turbulentas (τ_t) pode ser associado com as tensões de Reynolds, apresentadas na Equação 2.10. Essa associação pode ser realizada de diferentes formas, como a utilização do conceito de comprimento da mistura (l) de Prandtl, descrito pela Equação 2.14 (CARDOSO, 1998).

$$\tau_t = -\rho \overline{u'w'} = \rho \mathrm{l}^2 \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 \tag{2.14}$$

Onde: $\overline{u'w'}$= média do produto $u' \cdot w'$, tendo u' e w' apresentados na Equação 2.1;
ρ = massa específica da água (kg/m³);
l = comprimento da mistura (m); e
$\frac{\partial u}{\partial z}$ = gradiente de velocidade (s^{-1}).

Próximo das fronteiras sólidas as velocidades de perturbação tendem a zero, sendo possível correlacionar uma variação linear do comprimento de mistura (l) com a distância entre um nível d'água e o leito (z), utilizando a Equação 2.15 (GRAF, 1984).

$$\mathrm{l} = k\mathrm{z} \tag{2.15}$$

Onde: k = constante de Von Karman, geralmente considerada com o valor obtido experimentalmente de 0,4; e
z = distância entre um nível d'água e o leito (m).

Considerando um escoamento turbulento bidimensional totalmente desenvolvido, a relação das tensões tangenciais viscosas (τ_l), turbulentas (τ_t) e de z, ilustradas pela Figura 2.23, permite concluir que para valores de z, superiores a espessura da camada viscosa (δ´), a tensão tangencial total (τ) apresenta valores próximos aos valores do componente referente às tensões viscosas (τ_l). Para valores de z inferiores a camada viscosa (δ´), prevalece os efeitos referentes às tensões tangenciais turbulentas (τ_t).

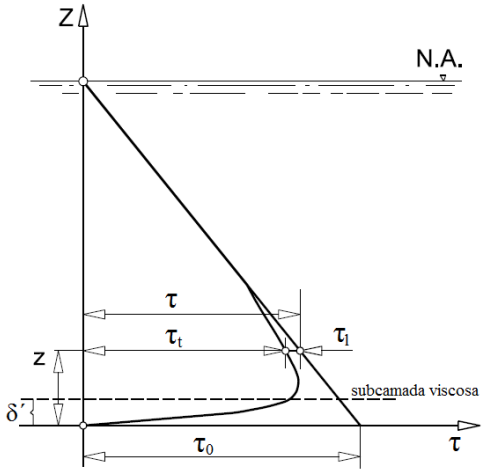


Figura 2.3 – Variação de τ_l e de τ_t com a profundidade de um escoamento, modificado de CARDOSO (1998).

2.1.4. Distribuição de Velocidades em Escoamentos Turbulentos

A espessura da subcamada viscosa (δ´) pode ser determinada em função da velocidade de atrito junto ao fundo, conhecida como velocidade de atrito (u_*), descrito pela Equação 2.17 (JANSEN et al., 1979).

$$\delta` = \frac{11{,}6\,\upsilon}{u_*} \tag{2.16}$$

Onde: $\delta`$ = espessura da camada viscosa (m);
u_* = velocidade de atrito(m/s);
υ = coeficiente de viscosidade cinemática (m²/s).

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \tag{2.17}$$

Onde: u_* = velocidade de atrito (m/s);
τ_0 = tensão de arraste no leito (N/m² ou kg/ms²);
ρ = massa específica da água (kg/m³);

Aplicando os conceitos do comprimento de mistura (l) de Prandtl (Equação 2.15) com a tensão turbulenta (Equação 2.14), pode ser obtida a distribuição do perfil de velocidade para escoamentos fluviais, chamado de perfil logarítmico da velocidade, descrito pela Equação 2.18 (GRAF, 1984).

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{k} \ln \frac{z}{z_0} \tag{2.18}$$

Onde: u = componente da velocidade média na direção x (m/s);
u_* = velocidade de atrito (m/s);
z = distância entre um nível d'água e o leito (m);
z_0 = distância máxima entre um nível d'água e o leito (m);
k = constante de Von Karmán (adm).

2.1.5. Resistência ao Escoamento

A resistência ao escoamento pode ser caracterizada por diversos fatores como: rugosidade superficial, vegetação, irregularidades do canal, erosão e assoreamento, formas de fundo, profundidade e largura da seção molhada, expansões e contrações da calha fluvial (CHOW, 1959). A resistência é simbolizada através de um coeficiente de resistência, que representa a influência de qualquer elemento que origine tensões de cisalhamento e turbulência devido às suas saliências, sendo os coeficientes mais aplicados de Chézy (C) e de Manning (n).

Utilizando a Equação 2.14 é possível correlacionar a tensão de arraste no leito (τ_0) com a velocidade média do escoamento na seção (U). Considerando um escoamento turbulento rugoso e uniforme, admite-se um coeficiente de resistência constante. A tensão de arraste no leito para uma seção é dada pela Equação 2.19 (CARDOSO, 1998).

$$\tau_0 = C_f \rho \frac{U^2}{2} \tag{2.19}$$

Onde: τ_0 = tensão de arraste no leito (N/m²);
ρ = massa específica da água (kg/m³);
U = velocidade média do escoamento na seção (m/s); e
C_f = coeficiente de resistência local (adm).

Comparando a Equação 2.11 com a Equação 2.19 é possível isolar a velocidade média do escoamento (U), resultando na equação 2.20 (CARDOSO, 1998).

$$U = \sqrt{\frac{2g}{C_f}}(R_h \mathrm{J})^{\frac{1}{2}} \tag{2.20}$$

Onde: U = velocidade média do escoamento na seção (m/s);
g = aceleração da gravidade (m/s²);
C_f = coeficiente de resistência local (adm)
R_h = raio hidráulico (m); e
J = declividade da linha de energia (m/m).

O termo da equação $\sqrt{\frac{2g}{C_f}}$ é conhecido como o coeficiente de Chézy (*C*) e a forma reduzida da Equação 2.20 é conhecida como Equação de Chézy (Equação 2.21) (CARDOSO, 1998).

$$U = C(R_h \mathrm{J})^{\frac{1}{2}} \tag{2.21}$$

Onde: U = velocidade média do escoamento na seção (m/s);
C = coeficiente de Chézy ($\mathrm{m}^{\frac{1}{2}}/\mathrm{s}$);
R_h = raio hidráulico (m); e
J = declividade da linha de energia (m/m).

Existem diferentes métodos para se determinar o coeficiente de Chézy, o mais utilizado é por meio do coeficiente de Manning (n), apresentado na Equação 2.22 (CARDOSO, 1998).

$$C = \frac{{R_h}^{\frac{1}{6}}}{\mathrm{n}} \tag{2.22}$$

Onde: C = coeficiente de Chézy ($\mathrm{m}^{\frac{1}{2}}/\mathrm{s}$);
R_h = raio hidráulico (m); e
n = coeficiente de Manning ($\mathrm{m}^{-\frac{1}{3}}\,\mathrm{s}$).

A substituição da Equação 2.22 na Equação 2.21 resulta na Equação 2.23, conhecida como Equação de Manning (CARDOSO, 1998).

$$U = \frac{1}{\mathrm{n}} {R_h}^{\frac{2}{3}}\, \mathrm{J}^{\frac{1}{2}} \tag{2.23}$$

Onde: U = velocidade média do escoamento na seção (m/s);
n = coeficiente de Manning ($\mathrm{m}^{-\frac{1}{3}}\,\mathrm{s}$);

R_h = raio hidráulico (m); e
J = declividade da linha de energia (m/m).

Os valores atribuídos ao coeficiente de Manning (n) podem ser encontrados tabelados em diferentes publicações como Graf (1984), Rijn (1993) e Chow (1959). As fórmulas de Strickler e Meyer-Peter & Muller (M-P-M) vinculam o valor do coeficiente de Manning com a granulometria dos grãos presentes no leito (AMINUDDIN et al., 2007). As duas fórmulas são apresentadas a seguir.

$$n = \frac{1}{21{,}1} d_{50}^{\frac{1}{6}} \quad \text{(Strickler)} \tag{2.24}$$

$$n = \frac{1}{26} d_{90}^{\frac{1}{6}} \quad \text{(Meyer-Peter \& Muller)} \tag{2.25}$$

Onde: d_{50} = diâmetro da partícula correspondente a 50% da amostra passante numa análise granulométrica (cm); e
d_{90} = diâmetro da partícula correspondente a 90% da amostra passante numa análise granulométrica (cm).

A equação de Manning foi elaborada e aplicada em rios e canais com contornos fixos, desconsiderando a resistência devido à forma do leito e suas variações. A aplicação da equação pode ser considerada válida para trechos homogêneos do rio, onde os parâmetros geométricos possuem baixas variações e tendem a se repetir (OLIVEIRA, 2007). O valor resultante da equação pode ser utilizado em trechos com heterogeneidade como estimativa inicial, no caso de modelagens, onde posteriormente o valor do coeficiente será calibrado. A calibração do coeficiente de resistência consiste em englobar, dentro do coeficiente, a resistência ao escoamento devido à forma do leito, que será comentada posteriormente.

2.2. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

O entendimento e formulação do transporte de partículas sólidas imersas em corpos líquidos representam uma importante questão dentro do campo da hidráulica, da geomorfologia fluvial e outras ciências (GRAF, 1984). O processo de transporte de sedimentos pode resultar em fenômenos chamados de erosão e sedimentação. O escoamento da água em um canal pode erodir os materiais disponíveis nas margens e no leito até que o escoamento esteja "carregado" com tantas partículas de sedimento quanto a energia do escoamento o permita carregar (RIJN, 1993).

Todo o processo pode ser visto como um ciclo contínuo de:

Erosão do leito → Transporte de sedimentos →Sedimentação (RIJN, 1993).

2.2.1. Propriedades dos Sedimentos

Granulometria

O transporte e deposição dos sedimentos não dependem somente de características do escoamento envolvido, mas também das propriedades dos sedimentos. A propriedade mais importante dos sedimentos é o tamanho da partícula. Porém, para a obtenção de resultados corretos em estudos de transporte de sedimentos é necessária uma descrição precisa da forma, densidade e distribuição granulométrica dos sedimentos em questão (TERABE, 2003).

Normalmente, sedimentos são conhecidos como cascalho, areia, silte ou argila. Estes termos referem-se ao tamanho da partícula de sedimento. A Tabela 2.1 apresenta a escala de tamanho do diâmetro (d) dos grãos segundo a União Geofísica Americana (RIJN, 1993).

Tabela 2.1 - Escala de dimensões dos grão de sedimentos de acordo com a União Geofísica Americana (RIJN, 1993).

Nome da classe	d [mm]
Cascalho	>256
Pedras	256 - 64
Pedregulho	64 - 2
Areia muito grossa	2,0 – 1,0
Areia grossa	1 – 0,5
Areia média	0,5 – 0,25
Areia fina	0,25 – 0,125
Areia muito fina	0,125 – 0,062
Silte grosso	0,062 – 0,031
Silte médio	0,031 – 0,016
Silte fino	0,016 – 0,008
Silte muito fino	0,008 – 0,004
Argila grossa	0,004 – 0,002
Argila média	0,002 – 0,001
Argila fina	0,001 – 0,0005
Argila muito fina	0,0005 – 0,00024
Coloides	< 0,00024

Velocidade de Sedimentação

A força resultante para uma partícula em queda, em um fluído, pode ser considerada a somatória da força gravitacional (F_g), da força de empuxo (F_{emp}) e da força de arraste (F_D) atuando na direção da velocidade relativa entre o fluido e a partícula. A força de arraste (F_D) pode ser definida pela Equação 2.26 (CARDOSO, 1998).

$$F_D = C_D \rho A_s \frac{w_s^2}{2} \tag{2.26}$$

Onde: C_D = coeficiente de arraste (adm);
ρ = massa específica da água (kg/m³);
A_s = área de projeção da partícula no plano normal a direção do escoamento (m²); e
w_s = velocidade de sedimentação da partícula (m/s).

Quando a força gravitacional (F_g) e a força de empuxo (F_{emp}) se igualam, admite-se que a velocidade de sedimentação (w_s) passa a ser constante. Utilizando o conceito de corpos livres, pode-se calcular a velocidade de sedimentação (w_s) utilizando a Equação 2.27 (JANSEN et al., 1979).

$$F = F_g - F_{emp} - F_D$$

$$\mathrm{m}\frac{\partial u}{\partial t} = \mathrm{m}g - \frac{\mathrm{m}g\rho}{\rho_s} - C_D \rho A_s \frac{w_s^2}{2} \tag{2.27}$$

Onde: m = massa da partícula (kg);
ρ = massa específica da água (kg/m³);
ρ_s = massa específica da partícula (kg/m³);
C_D = coeficiente de arraste (adm);
A_s = área de projeção da partícula no plano normal a direção do escoamento (m²); e
w_s = velocidade de sedimentação da partícula (m/s).

Utilizando a lei de Stokes, válida para partículas esféricas e com um número de Reynolds da partícula (Re_s) inferior a 1, é possível se determinar a velocidade de sedimentação (w_s) pela Equação 2.28 (GRAF, 1984).

$$Re_s = \frac{w_s d}{\upsilon}$$

$$w_s = \frac{gd}{18\upsilon}\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right) \tag{2.28}$$

Onde: υ = viscosidade cinemática (m²/s);
d = diâmetro da partícula (m)
γ = peso específico do fluido (N/m³);
g = aceleração da gravidade (m/s²); e
γ_s = peso específico do sedimento (N/m³); e
$\frac{\gamma s}{\gamma}$ = densidade específica entre a partícula e o fluido.

Para Reynolds da partícula (Re_s) superiores a 1, a velocidade de sedimentação (w_s), para partículas esféricas, pode ser obtida em função do coeficiente de arrasto (C_D), utilizando a Equação 2.29 (RIJN, 1993).

$$C_D = \frac{24}{Re_s}$$

$$w_s = \sqrt{\frac{3}{4}\frac{gd}{C_D}\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)} \tag{2.29}$$

Onde: C_D = coeficiente de arraste (adm);
d = diâmetro da partícula (m)
γ = peso específico do fluido (N/m^3);
g = aceleração da gravidade (m/s²); e
γ_s = peso específico do sedimento (N/m^3); e
$\frac{\gamma s}{\gamma}$ = densidade específica entre a partícula e o fluido.

Os sedimentos naturais não são verdadeiramente esféricos e a velocidade de queda depende do seu formato. A Figura 2.4 apresenta diferentes curvas para obtenção do C_D em relação ao número de Reynolds da partícula (Re_s) e o fator de forma do sedimento (S.F.), apresentado na Equação 2.30, sendo "a" a maior dimensão, "b" a dimensão intermediária e "c" a menor dimensão do elipsoide que se assemelha à partícula considerada. Van Rijn (1993) também estabeleceu um gráfico, Figura 2.5, referente a uma partícula de areia (S.F.=0,7).

$$Fator\ de\ forma\ (S.F.) = \frac{c}{\sqrt{ab}} \tag{2.30}$$

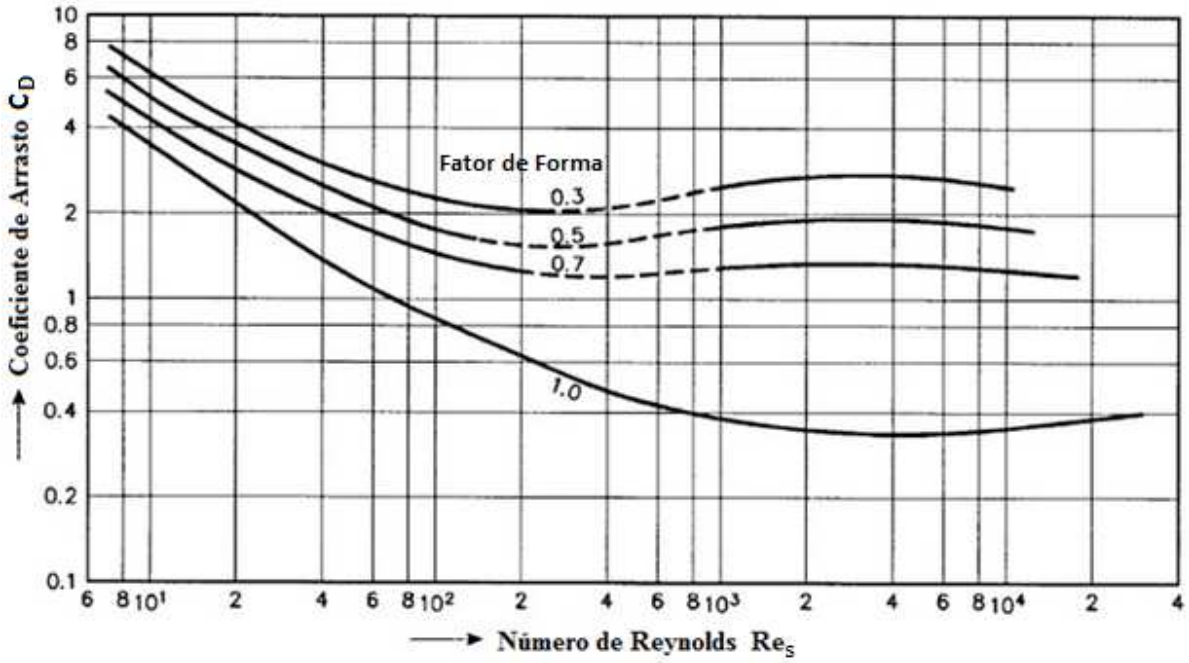


Figura 2.4 – Coeficiente de arraste (C_D) em função do número de Reynolds da partícula (Re_s) para diferentes fatores de forma, adaptado de (RIJN, 1993).

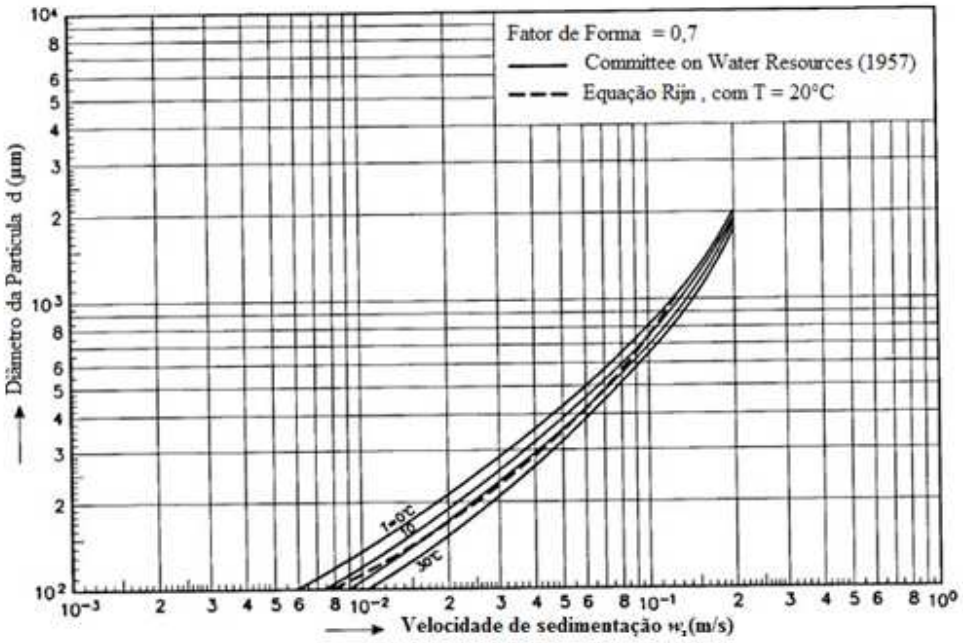


Figura 2.5 – Velocidade de sedimentação (w_s) para partículas maiores de 100μm de acordo com o Committee on Water Resources (1957), adaptado de (RIJN, 1993).

Efeito da Concentração de Sedimentos

A velocidade de sedimentação pode ser alterada simplesmente pela presença de outra partícula. A velocidade de sedimentação para uma determinada concentração de partículas (c_s) é maior se comparada à velocidade de sedimentação de cada partícula isoladamente, vinculando a concentração com a velocidade. Esse efeito é causado pelo escoamento de retorno do fluido ocasionado pela velocidade de sedimentação (RIJN, 1993). A Equação 2.31 mostra a relação descrita para esse efeito.

$$w_{ss} = (1 - c)^{\psi} w_s \tag{2.31}$$

Onde: w_{ss} = velocidade de sedimentação da partícula em suspensão, no meio concentrado (m/s);
w_s = velocidade de sedimentação da partícula em suspensão, isolada (m/s);
c = concentração volumétrica de sedimentos em suspensão na coluna de água (adm), referente à concentração de partículas (c_s) divido pela densidade da água (ρ);
ψ = coeficiente empírico em função de testes de laboratório, recomenda-se que valores entre 2,3 e 5 (RIJN, 1993).

2.2.2. Processos de Transporte de Sedimentos

A partícula sólida pode se movimentar de maneiras distintas. Isso pode variar de acordo com as características do escoamento e também do sedimento.

O transporte de sólidos no meio aquoso, também chamado de vazão sólida, pode ser classificado de duas formas: vazão sólida do leito (*bed load*) e vazão sólida em suspensão (s*uspended load*). A primeira, também conhecida como descarga sólida de arraste, corresponde ao transporte de partículas consideradas mais pesadas, que chegam a tocar o leito, sendo necessária uma tensão maior para transportá-las. Na vazão sólida de arrastamento de fundo, o sedimento pode ser transportado por saltitação, rolamento ou deslizamento das partículas. A segunda é a quantidade de sedimento transportada na região principal do escoamento, não tocando no leito do curso d'água, sendo geralmente partículas com baixa granulometria (GRAF, 1984). A Figura 2.6 ilustra os tipos de movimentos possíveis no curso d'água.

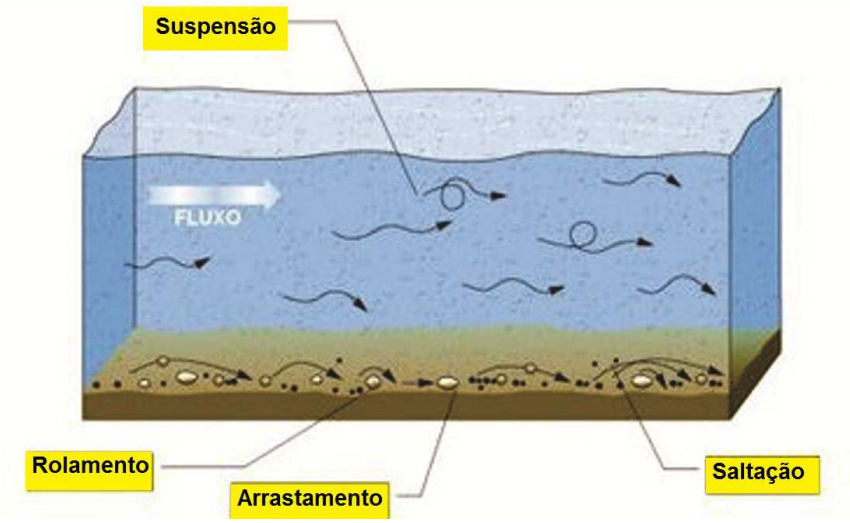


Figura 2.6 – Movimento das partículas sólidas dentro do escoamento (SANTOS, 2009).

Geralmente, em rios, o transporte sólido em suspensão ocorre com materiais de baixa granulometria, porém em escoamentos turbulentos, com o aumento da velocidade, algumas partículas com diâmetros superiores podem ser transportadas por suspensão. Quando uma parcela dessas partículas provém do processo de deslizamento e erosão da bacia ocorre o chamado transporte por lavagem (*washload*) (GRAF, 1984). A soma do transporte sólido por suspensão e de arrastamento de fundo pode ser chamado de transporte sólido total.

2.2.1. Movimento Incipiente e Diagrama de Shields

A estabilidade de uma partícula (não-coesiva) sobre o leito de um canal depende das forças que atuam sobre a mesma, como o peso, forças de arrastos e as forças sustentação (empuxo), comentadas no item 2.2.1. Para o início do movimento de uma partícula, também chamado movimento incipiente, é necessário que a atuação dessas forças no leito resulte numa tensão, que pode ocorrer por pelo menos dois motivos. Em primeiro lugar, suponhamos que uma parte das partículas sob análise localiza-se na parte inferior de um canal. Esta é a zona onde o gradiente de velocidade é mais acentuado, portanto, uma diferença de pressão dinâmica é criada, o que resulta no levantamento da partícula. Em segundo lugar, a mesma partícula pode experimentar erguer-se por causa dos componentes de velocidade ascendentes adjacentes ao leito, como resultado da turbulência (GRAF, 1984).

O diagrama de Shields (1936), ilustrado na Figura 2.7, é um dos métodos mais usado para determinação da condição incipiente de movimento baseado na tensão tangencial no leito. Pontos situados acima da curva representam a condição de movimento, pontos abaixo da curva correspondem à partículas em repouso. Shields determinou que a condição crítica pode ser relacionada com dois parâmetros adimensionais: a tensão crítica de Shields (τ_*), também conhecida como parâmetro de Shields, e o número de Reynolds de atrito da partícula (Re*), dado pela expressão:

$$Re^* = \frac{u_* d}{\upsilon} \tag{2.32}$$

Onde: u_* = velocidade de atrito (m/s);
d = diâmetro da partícula do sedimento (m); e
υ = viscosidade cinemática do fluído (m²/s).

A tensão crítica de Shields (τ_*) pode ser interpretada como a razão entre a força que produz o movimento da partícula e a força que resiste ao movimento. A força que produz o movimento é expressa pelo produto da tensão de arraste no leito (τ_0) com a área da seção transversal da partícula exposta ao escoamento, representada pelo quadrado do diâmetro da partícula. A força que resiste ao movimento é o produto do peso específico submerso do sedimento com o volume da partícula, representada pelo cubo do diâmetro da partícula. A tensão crítica de Shields é calculada pela expressão adimensional (SHIELDS, 1936):

$$\tau_* = \frac{\tau_0 d^2}{(\gamma_s - \gamma) d^3} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) d} \tag{2.33}$$

Onde: τ_* = tensão crítica de Shields (adm);
τ_0 = tensão de arraste no leito (N/m²);
d = diâmetro da partícula do sedimento (m);
γ = peso específico da água (N/m³); e
γ_s = peso específico do sedimento (N/m³).

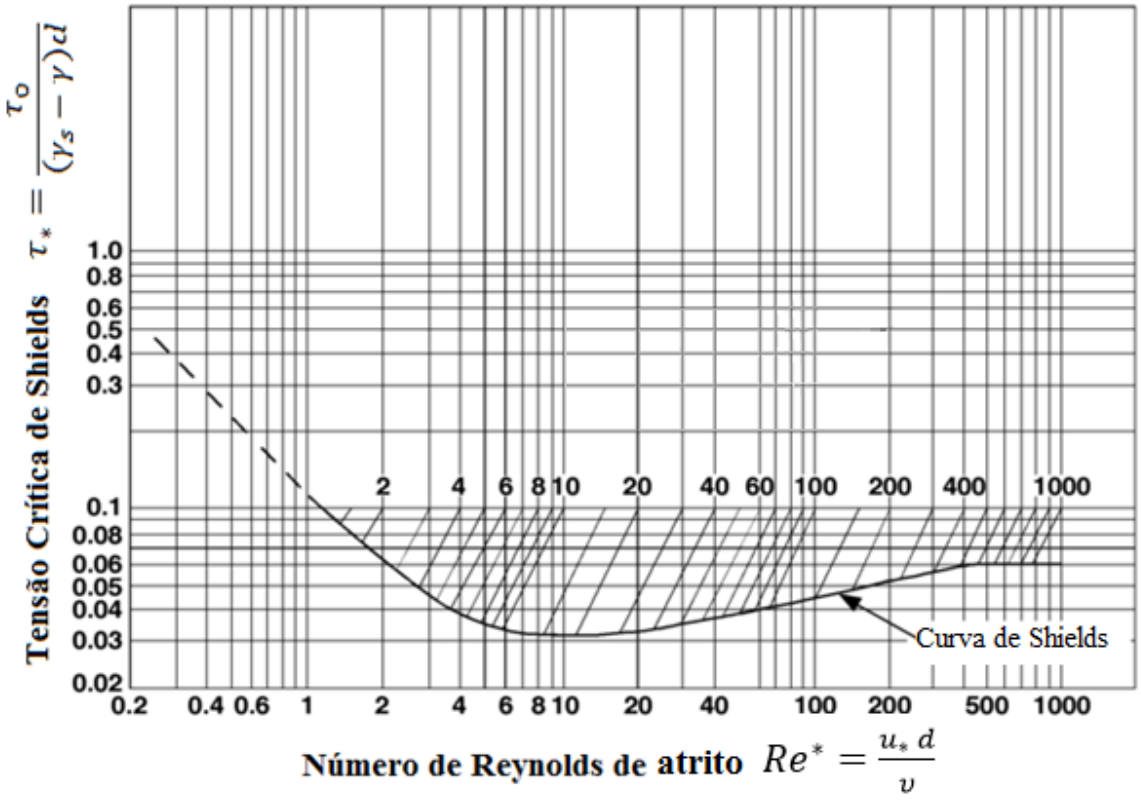


Figura 2.7 – Diagrama de Shields para tensão inicial de arraste (SHIELDS, 1936).

2.2.1. Formas e Rugosidade do Leito

Com o início do transporte de sedimento, as tensões atuantes sobre o leito do rio podem gerar alterações quanto à forma do mesmo. As configurações de formas de leitos aluviais mais comuns são as rugas, dunas, leito plano e antidunas, como ilustrado na Figura 2.8. A configuração resultante do leito depende de uma série de fatores como profundidade, velocidade do escoamento e da granulometria do sedimento transportado (CARDOSO, 1998).

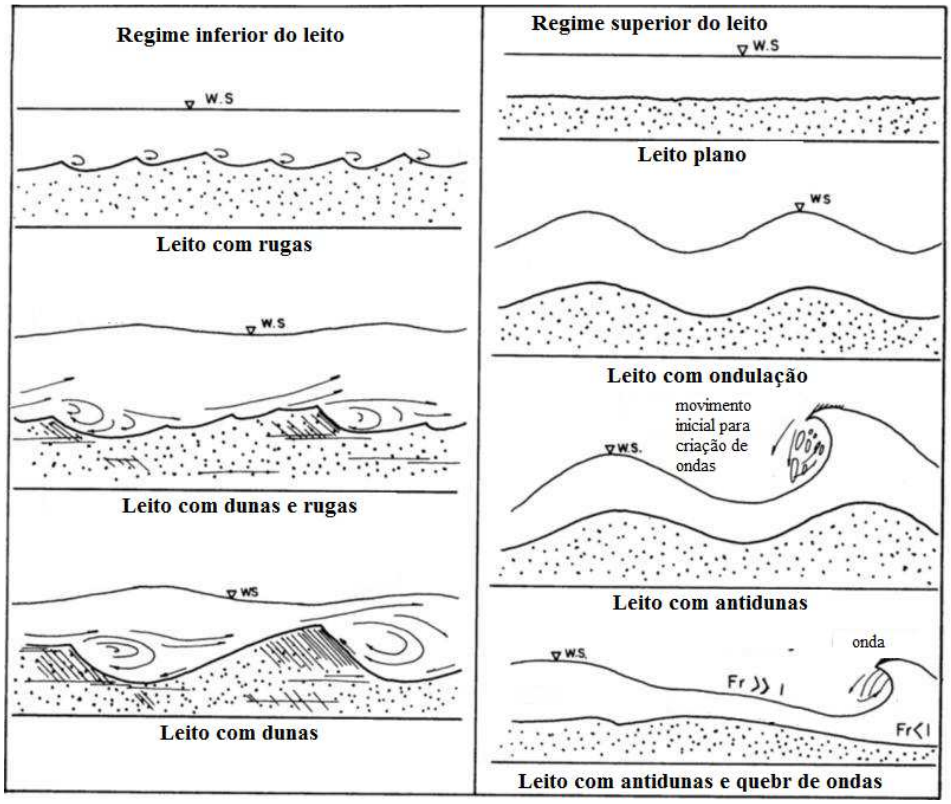


Figura 2.8 – Idealização das formas de leito aluviais, modificado de GRAF (1984).

A literatura apresenta diferentes modos de classificar as configurações do leito. Engelund (1977) classificou as formas do leito em função do número de Froude (Fr). Van Rijn (1993) apresentou uma classificação de acordo com dois parâmetros adimensionais, o diâmetro da partícula adimensional (D_*) e o parâmetro de etapa do escoamento (T). A Tabela 2.2 mostra a classificação das configurações do leito.

Tabela 2.2 – Classificação das configurações do leito proposta por Van Rijn (1993).

Regime do Transporte		**Tamanho da Partícula**	
		$1 \leq D_* \leq 10$	$D_* > 10$
Inferior	$0 \leq T \leq 3$	Pequenas rugas	Dunas
	$3 < T \leq 10$	Grandes rugas e dunas	Dunas
	$10 < T \leq 15$	Dunas	Dunas
Transição	$15 < T \leq 25$	Dunas em desaparecimento; Ondas de areia	
Superior	$T \geq 25$; $Fr < 0.8$	Ondas de areia (simétricas)	
	$T \geq 25$; $Fr \geq 0.8$	Leito plano superior; Antidunas	

O diâmetro da partícula adimensional (D_*) pode ser obtido pela Equação 2.34 (RIJN, 1993).

$$D_* = \mathrm{d}_{50}\left(\frac{g(s_s-1)}{\upsilon^2}\right)^{\frac{1}{3}} \tag{2.34}$$

Onde: d_{50} = diâmetro da partícula correspondente à 50% da amostra retida numa análise granulométrica (m);
S_s = densidade relativa (adm), para areia igual a 2,65; e
υ = viscosidade cinemática do fluído (m²/s).

Para se determinar o parâmetro de etapa do escoamento (T), primeiramente é calculada a velocidade de atrito junto ao leito devido à rugosidade dos grãos (u_*'), pela Equação 2.35. O parâmetro de etapa do escoamento pode ser obtido pela Equação 2.36 (RIJN, 1993).

$$\frac{u}{u_*'} = 5{,}75\log\frac{12H}{3\mathrm{d}_{90}} \tag{2.35}$$

$$T = \left(\frac{u_*'}{u_{*cr}}\right)^2 - 1 \tag{2.36}$$

Onde: T = parâmetro de etapa do escoamento (adm), referente a capacidade de alteração do fundo, com a formação de rugas e dunas (*Stage Parameter Flow*);
H = profundidade total do escoamento (m);
$\mathrm{u}_{*\mathrm{cr}}$ = velocidade de atrito crítica para início do movimento incipiente (m/s), obtido por meio do diagrama de Shields (RIJN, 1993).

As alterações de forma no leito do rio refletem também na rugosidade atribuída ao leito. Einstein e Barbarossa (1952) estabeleceram um critério em que a rugosidade atribuída ao contorno é subdividida em duas partes. A primeira apresenta a rugosidade devido aos grãos do sedimento e a segunda devido à forma do leito. Utilizando esse critério considera-se que a tensão de arraste no leito (τ_0) e a velocidade de atrito (u_*) podem ser expressas pela Equação 2.37.

$$\tau_0 = \tau_0{}' + \tau_0{}''$$

$$u_* = u_*{}' + u_*{}'' \tag{2.37}$$

Onde: $\tau_0{}'$ = tensão de arraste no leito devido a rugosidade dos grãos (N/m²);
$\tau_0{}''$ = tensão de arraste no leito devido a rugosidade da forma (N/m²);
$u_*{}'$ = velocidade de atrito junto ao leito devido a rugosidade dos grãos (m/s); e
$u_*{}''$ = velocidade de atrito junto ao leito devido a rugosidade da forma (m/s).

O critério pode ser estendido para os coeficientes de rugosidades. De acordo com Bajorunas et al. (1952) os coeficientes de Chézy (C) e de Manning (n) também podem ser divididos.

Em cursos d'água compostos por leitos arenosos, muito comuns no Brasil, a forma do leito é irregular, sendo composto basicamente por dunas. As dunas podem ser descritas como formas de fundo triangulares com tendência ao aparecimento de rugas ou mesmo de pequenas dunas superpostas, considerando-se baixos valores de velocidade de corrente (OLIVEIRA, 2007). Nessa forma de leito a rugosidade atribuída ao grão do sedimento representa uma parcela percentual reduzida da rugosidade hidráulica total. Portanto as dunas representam a maior e mais significativa parcela deste parâmetro que define a resistência ao escoamento, sendo um balizador da hidrodinâmica característica de curso d'água (GRAF, 1984).

A estimativa da tensão vinculada à forma dos leitos foi estudada por diferentes pesquisadores, obtendo-se diferentes equações matemáticas, onde se destacam as metodologias de Einstein e Barbarossa (1952), Engelund (1977) e de Van Rijn (1993). Entretanto, devido à complexidade e singularidades dos cursos d'água, a obtenção de uma equação que possa ser aplicada a qualquer rio torna-se muito difícil. Tais metodologias, baseadas em correlações empíricas, apesar de qualitativamente semelhantes, podem conduzir a resultados significativamente divergentes (OLIVEIRA, 2007).

2.2.2. Transporte de Sedimentos em Suspensão

O transporte de sedimentos em suspensão é calculado utilizando a equação da advecção-difusão (balanço de massa) na sua forma tridimensional (RIJN, 1993):

$$\frac{\partial {c_s}^{(l)}}{\partial t} + \frac{\partial u{c_s}^{(l)}}{\partial x} + \frac{\partial v{c_s}^{(l)}}{\partial y} + \frac{\partial\left(w - w_s^{(l)}\right){c_s}^{(l)}}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial x}\left(\varepsilon_{s,x}^{(l)}\frac{\partial {c_s}^{(l)}}{\partial x}\right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(\varepsilon_{s,y}^{(l)}\frac{\partial {c_s}^{(l)}}{\partial y}\right) - \frac{\partial}{\partial z}\left(\varepsilon_{s,z}^{(l)}\frac{\partial {c_s}^{(l)}}{\partial z}\right) = 0 \tag{2.38}$$

Onde: ${c_s}^{(l)}$ = concentração da fração do sedimento *l* (kg/m³);
u, v, w = componentes médios do vetor velocidade (m/s);
$\varepsilon_{s,x}^{(l)}, \varepsilon_{s,y}^{(l)}, \varepsilon_{s,z}^{(l)}$ = coeficientes de difusão turbulenta da fração de sedimento *l* (m²/s);
$w_s^{(l)}$= velocidade de queda da fração de sedimento *l* em suspensão (m/s).

A Figura 2.9 ilustra um esboço do transporte de sedimentos por suspensão por um modelo de difusão.

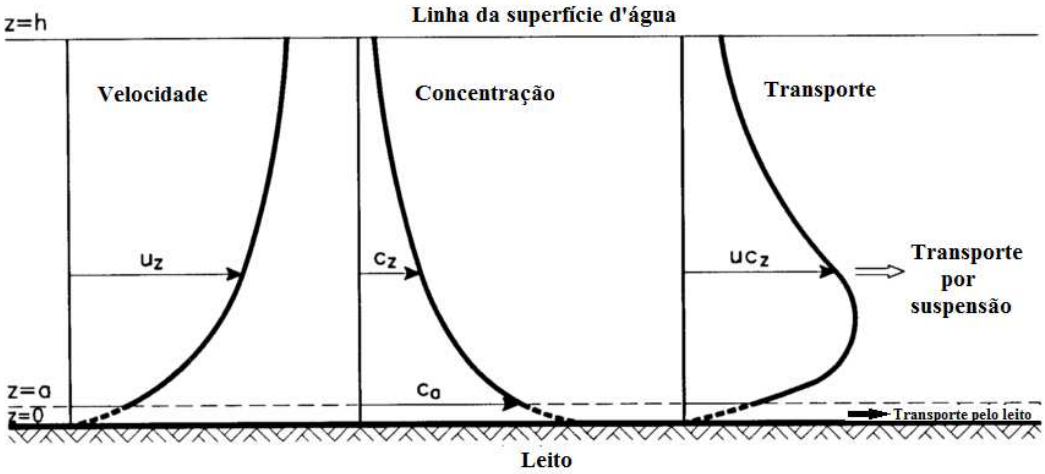


Figura 2.9 – Esboço do transporte em suspensão para o modelo de difusão (RIJN, 1993).

O campo local de velocidades e os coeficientes de viscosidade (também locais) são baseados nos resultados da hidrodinâmica. O transporte tridimensional de sedimentos em suspensão é calculado da mesma forma que constituintes conservativos, como um traçador ou o calor. Porém apresentam algumas diferenças como o fluxo de sedimento entre o fundo e a coluna de água e a velocidade de queda do sedimento sobre a ação da gravidade. Também podem ser citados outros efeitos como: a influência do sedimento na densidade da água e a consequente redução da turbulência. Como consequência, um fluxo preferencial de sedimentos, quer seja de deposição, quer seja de re-suspensão, acarreta em uma variação na batimetria, a qual reflete na hidrodinâmica (RIJN e WALSTRA, 2003).

2.2.3. Transporte de Sedimentos pelo Leito

Diversos pesquisadores publicaram fórmulas que descrevem o transporte de sedimentos pelo leito por unidade de largura (q_b), como DuBoys (1879), Schoklitsch (1926), Kalinske (1942), Einstein (1942,1950), Bagnold (1956), Meyer- Peter-Mueller (1934, 1948) e muitos outros (GRAF, 1984). As equações podem apresentar diferentes resultados, sendo necessária uma verificação para resolver qual das equações de transporte de leito se adequa melhor com a situação.

Seguindo os estudos de Bagnold (1966), que adota que o principal movimento de transporte pelo leito seja a saltitação, Rijn (1993) elaborou uma equação de transporte de sedimentos pelo leito (q_b), representada pelas Equações 2.39 e 2.40. As equações foram desenvolvidas com partículas que variam entre 0,2 mm e 2,0 mm (RIJN; WALSTRA, 2003).

$$q_b = 0{,}053\big((s_s - 1)g\big)^{0,5} \mathrm{d_{50}}^{1,5} D_*^{-0,3} T^{2,1} \qquad \text{para } T < 3 \qquad (2.39)$$

$$q_b = 0{,}1\big((s_s - 1)g\big)^{0,5} \mathrm{d_{50}}^{1,5} D_*^{-0,3} T^{1,5} \qquad \text{para } T \geq 3 \qquad (2.40)$$

Onde: q_b = transporte de sedimentos pelo leito por unidade de largura (m³/s/m);

$\mathrm{d_{50}}$ = diâmetro da partícula correspondente à 50% da amostra passante numa análise

granulométrica (m);
S_s = densidade relativa (adm), para areia igual a 2,65;
D_* = diâmetro da partícula adimensional, apresentada na Equação 2.34; e
T = Parâmetro da etapa do escoamento (adm), apresentada na Equação 2.36.

2.2.4. Medição do Transporte de Sedimentos

A medição do transporte de sedimentos é a determinação da quantidade de massa de sedimentos que passa em um ponto, por unidade de tempo. Esta medição envolve a mistura das amostras de sedimento com a água para determinar a concentração média do sedimento suspenso e no leito. Também analisadas a distribuição do tamanho das partículas, a gravidade específica, a temperatura da mistura dos sedimentos e outras propriedades físicas e químicas dos sólidos transportados. A concentração dos sedimentos suspensos varia da superfície da água para o leito e também lateralmente de uma margem à outra. Normalmente, é feita uma separação entre cargas do leito e em suspensão que, por suas características diferenciadas, são medidas de maneiras diferentes, utilizando equipamentos e técnicas de amostragem diferentes (SANTOS et al., 2001).

2.2.5. Modelos de Transporte de Sedimentos

A seleção e aplicação de modelos morfológicos estão fortemente relacionadas com o tipo e escala do problema a ser estudado. Quando um sistema natural é fortemente perturbado, como ocasionado em fechamento de um canal, construção de uma barragem, um porto ou aterramento, as consequências morfológicas devem ser estudadas com base na previsão dos modelos. Não apenas os impactos causados por fatores antropogênicos (interferência humana), mas também os de processos naturais, que podem ser estudados e simulados pela modelagem morfológica (RIJN, 1993).

Geralmente, o primeiro estágio de um estudo consiste na análise dos dados existentes (padrões do escoamento, composição do material do leito, desenvolvimento de contornos da profundidade). Durante o segundo estágio do estudo, o módulo hidrodinâmico é aplicado para determinar as condições hidráulicas nas situações existentes e futuras. Os resultados deste modelo são usados, então, como dados de entrada para o modelo morfológico. Dois tipos de modelos podem ser diferenciados:

- Modelos Iniciais ou de Transporte de Sedimento - calculam as taxas do transporte de sedimento e as mudanças no nível do leito para um passo de tempo ou para um ciclo de maré, resultando em uma predição em curto prazo; e
- Modelos Morfologicamente Dinâmicos - calculam as velocidades do escoamento, as alturas de onda, as taxas do transporte de sedimento, as mudanças do nível do leito e novamente as novas velocidades do escoamento, ilustrados na Figura 2.10. Estas estimativas são realizadas em uma sequência contínua, resultando em predições de longo prazo (RIJN, 1993).

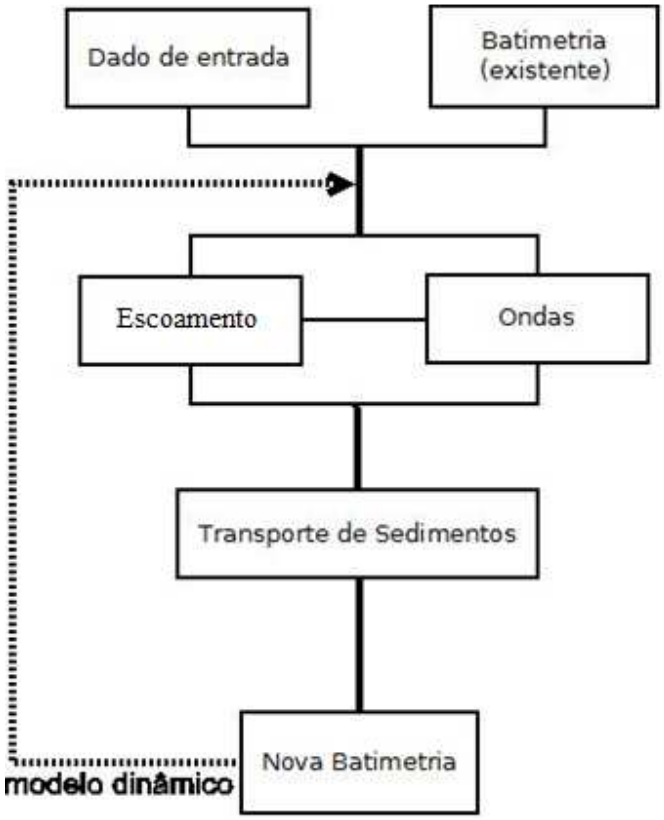


Figura 2.10- Estrutura de modelos morfologicamente dinâmicos (RIJN, 1993).

Existe uma ampla quantidade de modelos para uso em simulações de transporte de sedimentos e associados a transporte de poluentes. Esses modelos diferem quanto à sua complexidade, consideração de processos e dados necessários para calibração e uso do modelo. Em geral não existe o "melhor" modelo para todas as aplicações. O modelo mais apropriado dependerá do uso e das características que são consideradas. Outros fatores que afetam a escolha do modelo para uma determinada aplicação são (MERRITT; LETCHER; JAKEMAN, 2003):

- Dados requeridos pelo modelo, incluindo as variáveis temporais das entradas e saídas do modelo;
- A exatidão e validação do modelo, incluindo suas suposições subjacentes;
- As componentes do modelo, que refletem as capacidades do modelo;
- Os objetivos do modelador, incluindo o fácil uso do modelo, as escalas nas quais as saídas do modelo são requeridas e suas formas (tal como a correlação entre concentração e carga de sedimento); e
- Exigências de hardware do modelo.

A utilização de modelos tridimensionais pode ser relevante nos casos em que as variações geradas pelas correntes secundárias (correlacionadas com os fenômenos associados às direções transversais do escoamento principal) afetam as intensidades turbulentas existentes nas correntes

principais (na direção do escoamento principal), as quais se dissipam até a turbulência gerada pelas rugosidades dos contornos fixos. Este fato faz com que os modelos 1D e 2D não sejam capazes de estimar adequadamente aspectos particulares do escoamento, como a distribuição vertical e transversal de tensões tangenciais, assim como aspectos mais globais, como a curva chave de uma seção composta (TIAGO, 2011).

Apesar do acréscimo da capacidade computacional necessária para utilização de modelos tridimensionais, se torna importante o emprego desse tipo de modelo devido às velocidades verticais existentes próximas às estruturas, como os espigões. Além disso, a importância de uma adequada modelação da turbulência na obtenção de bons resultados globais justifica a utilização da modelação 3D, com recurso às equações de Navier-Stokes e a modelação direta ou indireta da turbulência.

A seguir são citados alguns modelos hidrodinâmicos tridimensionais que possuem a possibilidade de englobar modelos de transporte de sedimento as simulações.

- O ECOM-SED é um modulo do modelo hidrodinâmico ECOM, desenvolvido pela Hydroqual (HYDROQUAL, 2002). Sua aplicação e descrição podem ser vista, em algumas publicações como a empregada no rio Klarälven, na Suécia (ADMASS, 2005).

- O modulo de transporte de sedimento presente no modelo MIKE 21 & MIKE 3, comercializado pela Danish Hydrologic Institute (DHI) (DHI, 2007). O modelo é bastante difuso no mercado e seu aproveitamento pode ser visto em várias pesquisas (VIOLEAU et al., 2002).

- Os módulos CH3D-SED e CH3D-WES pertencem ao modelo CH3D desenvolvido pela Coastal and Hydraulics Laboratory – US Army Corps of Engineer.

- O modulo de transporte de sedimentos incluso no modelo hidrodinâmico Delft3D, desenvolvido pela Deltares (DELTARES, 2012). O modelo possui o código aberto e é amplamente empregado em diversos estudos (RIJN; WALSTRA, 2003). Por esses motivos foi escolhido para ser empregado nesse estudo.

2.3. ESPIGÕES

Normalmente empregados visando à proteção nas margens dos rios e o controle de sedimentos, os espigões são considerados obras de proteção descontínuas, uma vez que devem alterar a dinâmica do rio somente na estiagem. Durante as cheias, os efeitos provocados pelas estruturas são ínfimos.

2.3.1. Características

Os espigões são obras transversais que avançam desde a margem em direção ao eixo do escoamento, até o limite adequado para exercer sua proteção, ou até a nova linha da margem desejada. As estruturas são composta de cinco partes (BRIGHETTI e MARTINS, 2001):

- Ancoragem ou Enraizamento: Une o espigão com a margem. Deve ser perfeitamente ancorado à margem natural a fim de evitar sua destruição caso seja contornada pelas águas durante a enchente;
- Frente: Região voltada para montante do rio, com um talude que varia de 1:1 a 1:3;
- Costas: Região voltada para jusante do rio, que deve ter uma declividade suave para que a inclinação não produza um desgaste no pé da face de jusante. O talude varia de acordo com o material empregado e as condições locais, em torno de 1:3;
- Cabeça: Ponta do espigão, com um talude que vai de 1:4 a 1:5, até 1:10 ou 1:20. É uma parte muito sujeita a ação das correntes e, por isso deve ser construída à prova de erosões. Se a cabeça do espigão permanece por debaixo do nível de estiagem, chama-se "banhado";
- Crista: Espécie de plataforma na parte superior do espigão, com largura variando de 1 a 3,5 m. Se a crista está abaixo do nível de estiagem, diz-se que o espigão é submerso.

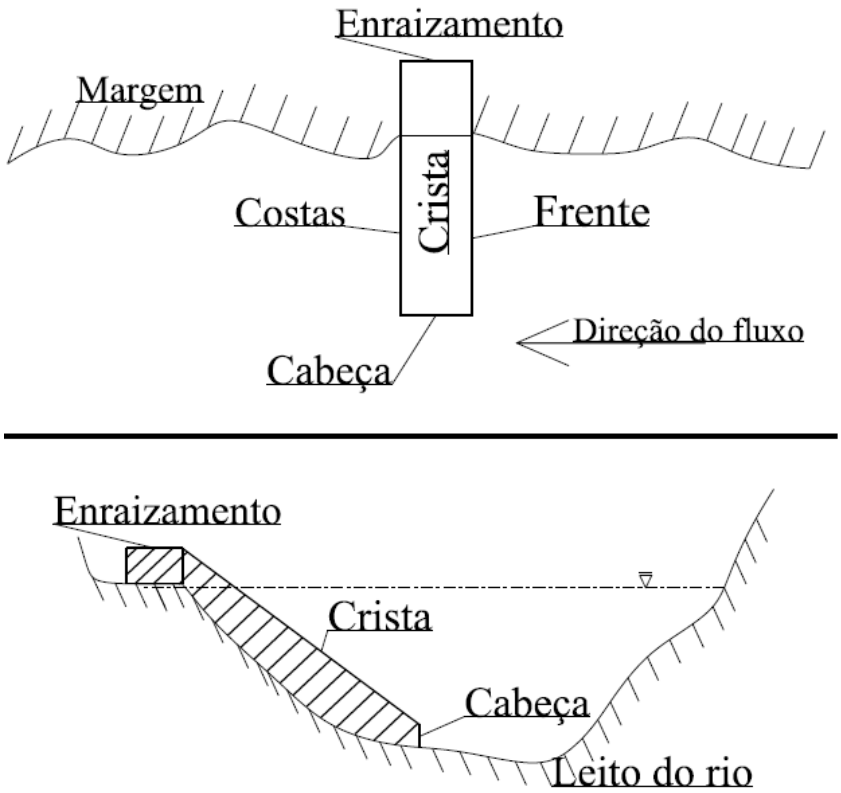


Figura 2.11– Estruturas do espigão em planta (superior) e em corte (inferior).

2.3.2. Classificação

Os espigões podem ser diferenciados quanto à sua finalidade, orientação e permeabilidade. A seguir serão apresentadas as classificações devido ao seu intuito:

- Espigão Isolado ou Banco: é na realidade uma beirada artificial destinada a empurrar a corrente líquida para longe da margem. Geralmente empregado como proteção de encontro

de pontes, proteção de talude de ensecadeiras, direcionamento da corrente líquida para vertedores de barragens no encontro, ele cria uma recirculação e condições turbulentas acima da face de jusante do espigão e, se esta recirculação se estender muito mais para baixo, a margem irá erodir mais do que se não existisse o espigão. Para essas condições, o espigão isolado atrai a corrente em vez de afastá-la.

- Espigões de Repulsão: Com a finalidade de se evitar os efeitos erosivos que ocorrem no espigão isolado, constrói-se uma série de espigões, de tal forma que eles se protegem mutuamente e criam entre eles, a margem e a corrente do rio, um colchão líquido estático que desvia a corrente da margem. A desvantagem dessa forma de proteção é no aspecto econômico, pois, se torna mais cara do que a proteção direta da margem.
- Espigões de Sedimentação: A finalidade desses espigões é formar um depósito de material sólido no espaço entre eles, através da diminuição da velocidade do escoamento entre as estruturas, o que causa a sedimentação do material em suspensão, protegendo-se assim a margem da ação erosiva da corrente. Esses espiões podem ser do tipo permeável. Para se evitar a formação de turbilhões, os espigões devem ser curtos e nivelados abaixo da superfície livre. Conforme vai se formando o depósito de material sólido junto da margem protegida, prolongam-se os espigões, a fim de se ampliar a área de depósito, permitindo a redução de custos de implantação nas primeiras obras (BRIGHETTI e MARTINS, 2001).

Já quanto à sua orientação em relação à corrente líquida, os espigões podem ser normais à margem ou inclinados, para montante ou para jusante. A orientação do espigão se mede pelo ângulo que forma o eixo longitudinal do mesmo com a direção, para jusante, da tangente à margem, no ponto de ancoragem. Quanto à orientação eles podem ser considerados (KLUMP e BAIRD, 1992):

- Normais: São os que formam um ângulo de 90º com a tangente à margem no ponto de ancoragem. São geralmente curtos. São muito usados em rios com maré, onde a inversão da corrente conduz a adoção de um traçado normal às margens.
- Inclinantes ou para montante: São os espiões que formam um ângulo maior que 90º com a tangente à margem no ponto de ancoragem. A orientação favorece o acúmulo de sedimentos entre os espigões, exigindo menos proteção nessa face do espigão. Entretanto, espigões inclinantes necessitam de menores espaçamentos, consequentemente, um maior número deles, para um mesmo comprimento de proteção.
- Declinantes ou para jusante: São os espigões que formam um ângulo menor que 90º com a tangente à margem no ponto de ancoragem. Sua inclinação reduz o acúmulo de sedimento entre os espigões. Entretanto essa orientação produz menos turbulência e, de acordo com sua angulação, afasta a erosão do espigão.

Quanto à capacidade de passagem de escoamento, o espigão pode ser classificado como (BRIGHETTI e MARTINS, 2001):

- Permeável: Destinam-se a reduzir velocidade da corrente na região que se deseja preencher com material arrastado pelo rio. O escoamento, ao atravessar o espigão, tem sua velocidade reduzida, o que permite a sedimentação do material. Estes espigões são menos resistentes e exigem manutenção.
- Impermeável: também chamados de plenos são destinados principalmente a modificar a direção da corrente, desviando o escoamento da margem. São utilizados em rios que transportam mais areias e seixos que sedimentos em suspensão. Estes espigões suportam cargas menores que os diques, mas suas duas faces são submetidas à ação da corrente e elas devem resistir ao desvio da água sobre sua crista.

2.3.3. Materiais Empregados

Os espigões são estruturas que podem ser constituídas de diferentes materiais. As mais comuns são enrocamentos, madeira e concreto. Os classificados como impermeáveis podem ser construídos com terra e revestidos com enrocamentos, concreto (bolsacreto) ou manta geotêxtil. Os permeáveis geralmente são feitos com gabiões, ou com estruturas de madeira com pilares e estacas preenchidos com enrocamento. As Figura 2.12, Figura 2.13, Figura 2.14 ilustram espigões de enrocamento, gabiões e de manta geotêxtil.

Figura 2.12 – Espigões de enrocamento (WEITBRECHT, 2004).

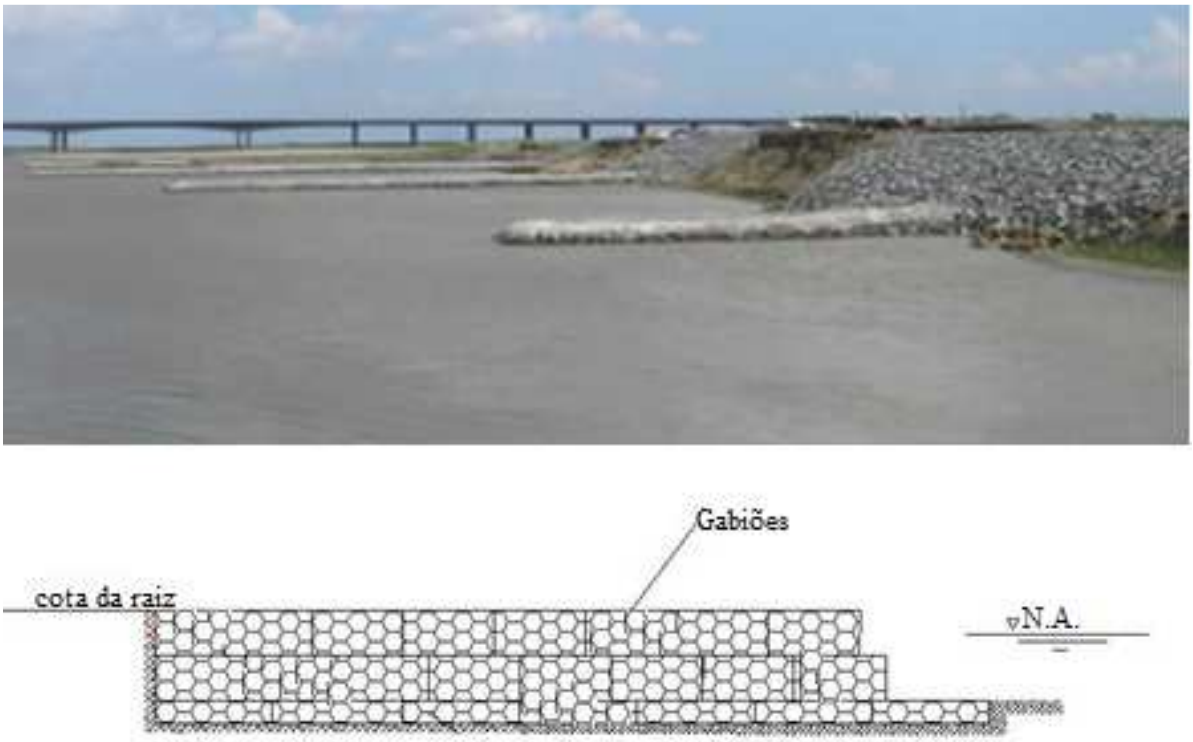


Figura 2.13 – Espigões de gabião (HAOCHANG, 2013).

Figura 2.14 – Espigões com manta geotêxtil revestida por enrocamento (HAOCHANG, 2013).

2.3.4. Dimensionamento dos Espigões

Existem algumas bibliografias e normas que descrevem o dimensionamento dos espigões. Com a exceção da publicação de Brighetti e Martins (2001), a maioria dessas bibliografias é estrangeira, se destacando as publicações Copeland (1983) e Klump e Baird (1992). Ambas as publicações são americanas e junto com a publicação brasileira serviram como base critério de dimensionamento dos espigões.

Utilizando as publicações como base, os espigões devem ser dimensionados a partir das seguintes etapas:

- Posicionamento em Planta: é traçado uma nova margem em planta, uma linha paralela ao eixo do canal principal do rio a uma distância mínima escolhida, à qual chegarão os extremos dos espigões. A distância entre o eixo do canal principal e a nova margem depende da experiência do projetista e a finalidade do espigão. Para proteção de margens é recomendado o valor no máximo de B/4, onde B é a largura da seção do rio com nível d'água médio (COPELAND, 1983). A Figura 2.15 ilustra o traçado da uma nova margem.

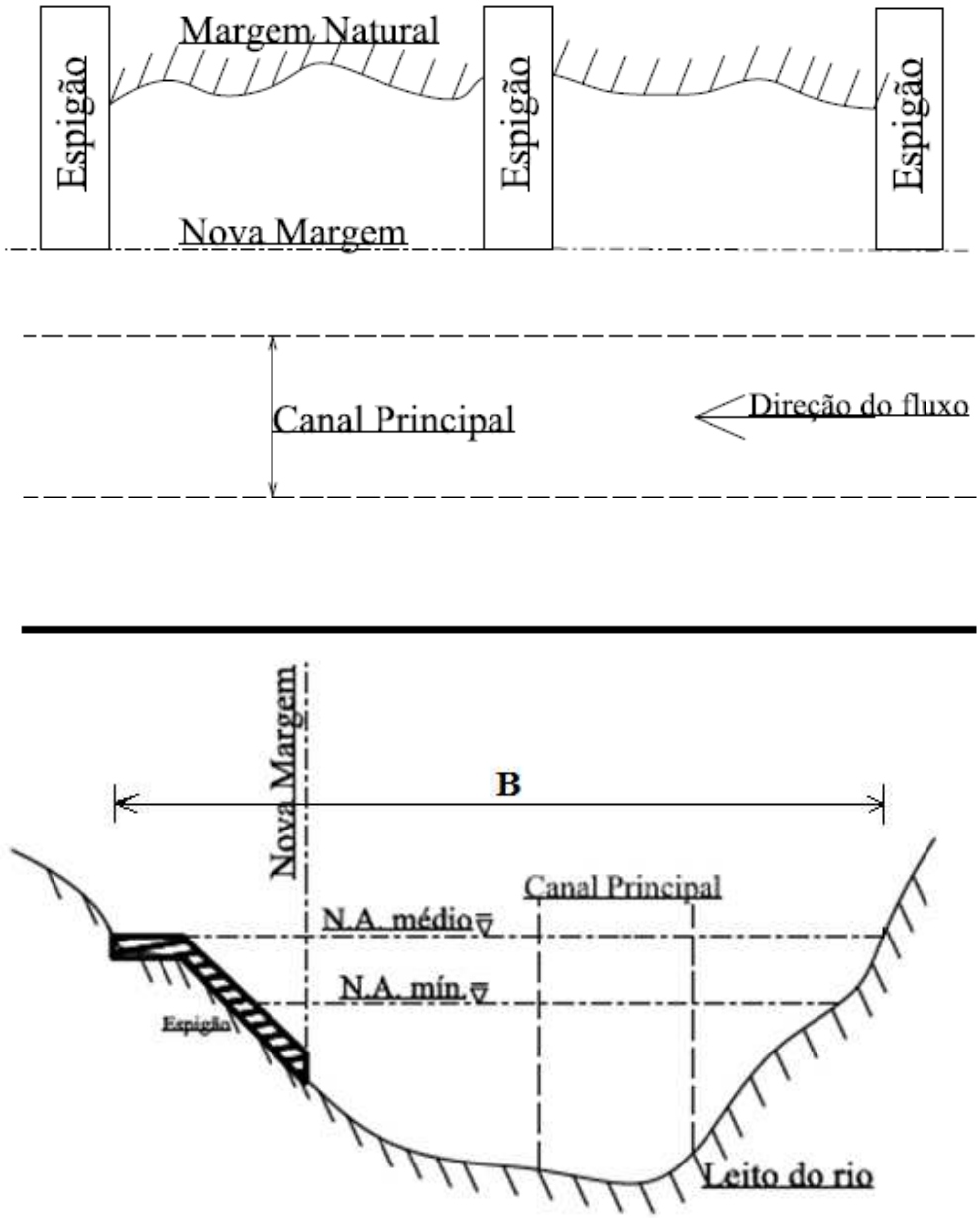


Figura 2.15 – Croqui do traçado da nova margem.

- Elevação da crista: As cristas devem ficam submersas nas situações de cheias, caracterizando o espigão como uma estrutura de contenções descontínuas. As cristas podem ser constantes ou inclinadas, sendo válida a implantação em forma de degraus. Recomenda-se manter a elevação da raiz ($Ct_{inicial}$) no nível médio do rio ($Ct_{méd}$) e a cota da cabeça (Ct_{final}) inferior ao nível de estiagem ($Ct_{mín}$) (KLUMP e BAIRD, 1992), como ilustrado na Figura 2.16.

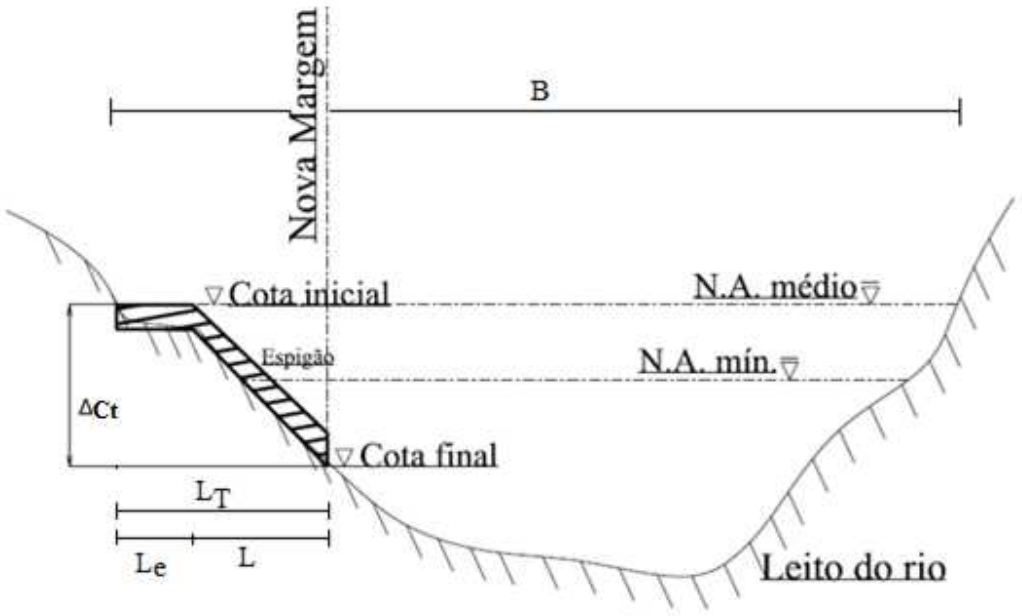


Figura 2.16 – Dimensionamento espigão, corte transversal.

- Comprimento: O comprimento total de um espigão (L_T) se divide em comprimento de enraizamento (L_e) ou cravação e comprimento efetivo (L). A primeira parte é a que está dentro da margem e a segunda a que está dentro da corrente. Seu comprimento varia de acordo com a distância entre a cota de raiz ($Ct_{inicial}$) e a cota da cabeça (Ct_{final}), que se encontra sobre a nova margem. O comprimento deve estar dentro de um limite (PRAMOD e RAVINDRA, 2012):

$$\Delta Ct \leq L \leq \frac{B}{4} \tag{2.41}$$

Onde: ΔCt = Altura do espigão (m) = $Ct_{inicial} - Ct_{final}$;
L = Comprimento efetivo do espigão (m); e
B = Largura do rio no nível médio (m).

Os espigões podem ser construídos sem ter comprimento de enraizamento, por medida de economia, porém, quando não se pode correr o risco de um espigão falhar, este comprimento será no mínimo de L/4 (KLUMP e BAIRD, 1992).

- Espaçamento: O espaçamento (s) entre os espigões tem sido geralmente relacionado ao comprimento efetivo (L) do mesmo. Recomenda-se que a relação esteja dentro do intervalo (PRAMOD e RAVINDRA, 2012):

$$1{,}5 \leq \frac{s}{L} \leq 5 \tag{2.42}$$

A proporção de comprimento do espigão em relação ao espaçamento necessário para promover a proteção das margens é menor do que o requerido para os canais de navegação (BRIGHETTI e MARTINS, 2001).

- Orientação: Não há provas conclusivas feitas em laboratório ou no campo, que deem favorecimento a uma orientação a montante ou a jusante. Os espigões deveriam ser orientados perpendicularmente ao escoamento, pois orientados em diferentes ângulos custariam mais caro, além de aumentar o tempo necessário para construção dos mesmos (COPELAND, 1983). Para esse estudo todos os espigões terão orientação perpendicular ao escoamento.

- Raio de Curvatura: Utilizando o traçado da nova margem, que liga as cabeças dos espigões, e considerando uma zona resguardada de 0,3L, conforme descrito por Pramod e Ravindra (2012), é calculado um raio de curvatura entre os espigões. A Figura 2.17 mostra o raio de curvatura entre os espigões. Esse raio não deve ultrapassar os limites (BRIGHETTI e MARTINS, 2001):

$$2B \leq R \leq 8B \tag{2.43}$$

Onde: R = Raio de Curvatura (m); e
B = Largura do rio no nível médio (m).

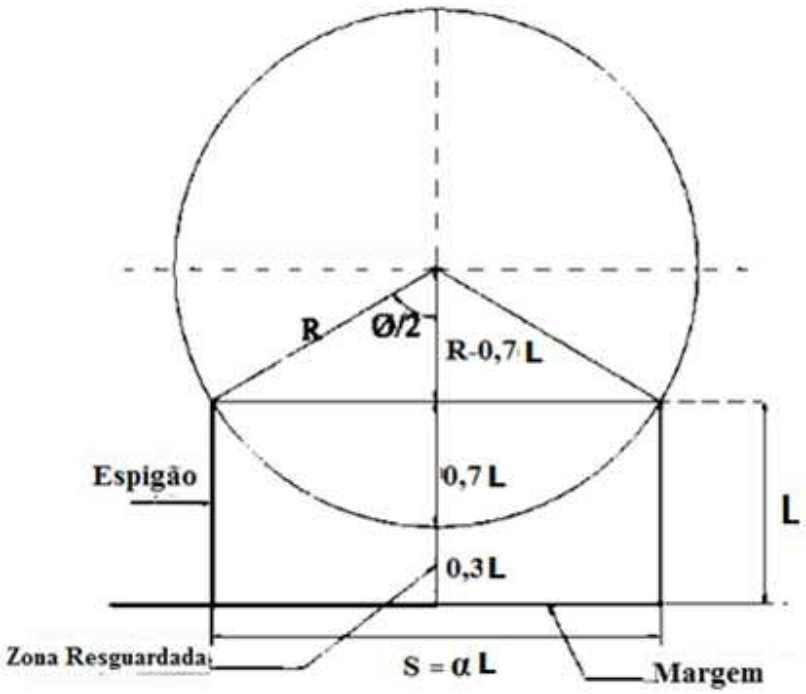


Figura 2.17– Concepção para o cálculo do raio de curvatura (PRAMOD e RAVINDRA, 2012).

2.4. MODELAGEM DELFT3D

O modelo Delft3D, por ter sido empregado neste estudo, será descrito no capítulo seguinte. Para realizar este estudo foram consultadas algumas referências de estudos utilizando este modelo.

Gerritsen et al. (2007) juntamente com outros pesquisadores elaboraram o documento de validação do Delft3D-FLOW, de modo que a validade e desempenho do Delft3D-FLOW pode ser verificada.

Macmahan e Reniers (2010) verificaram a sensibilidade do modelo Delft3D em rios com variações batimétricas. As verificações foram realizadas no rio Kootenay, que apresenta grandes proporções e se estende do norte dos EUA até o Canadá. Os resultados obtidos pelo modelo foram comparados com medições realizadas com perfilador acústico de efeito Doppler (ADCP) e veículos não tripulados de superfície (USV) e submersos (UUV). O estudo mostra que o modelo Delft3D apresentou resultados convergentes com os medidos em campo, a relação entre os níveis observados com os níveis calculados resultaram em um coeficiente de determinação (R^2) de 0,97. Para as velocidades o R^2 foi de 0,87.

Romero e Vargas (2007) utilizaram o modelo Delft3D para avaliar as taxas de erosão e a variação batimétricas do leito de longo prazo, através de diferentes cenários de modelagem do escoamento. Quatro cenários distintos de simulação foram implementados para avaliar a eficácia das proteções das margens do rio por meio de espigões e diques. O estudo foi realizado no rio Viloma, de 6,5 km de extensão, sendo um rio de montanha, com alta declividade, e localizado a 20 km a oeste

da cidade de Cochabamba, na Bolívia. O leito do rio é composto de areia fina, cascalho grosseiro, seixos e pedregulhos grandes, gerando uma rugosidade representada pelo número de Manning variando entre 0,08 e 0,15 $m^{1/3}s^{-1}$. Foram feitos levantamentos de campo para validação do modelo. As medições granulométricas obtiveram um d_{50} de 28 mm e o fator de forma (*shape factor*) de 0,9. O parâmetro de Shields atribuído foi de 0,06. A declividade média do rio foi estimada em 2%. A grade computacional apresentou 1372 células quadráticas de 100 m², sendo simuladas três vazões de modo permanente, uma na média e para as cheias equivalentes a um tempo de recorrência de 2 e 20 anos. A calibração e validação do modelo foram realizadas com comparações entre velocidades e níveis calculados pelo modelo e os observados em campo. A porcentagem absoluta de erros (APE) para as velocidades nas seções foi aproximadamente 5,66%, enquanto para níveis foi de 13,63%. O cenário com espigões e diques em conjunto apresentou os melhores resultados. A Tabela 2.3 ilustra os resultados obtidos pelo cenário.

Tabela 2.3 – Resultado obtido para o cenário com espigões e diques, reduzindo a velocidade e profundidade (resultado do efeito de sedimentação) próximas às margens (ROMERO e VARGAS, 2007).

Vazão (m^3/s)	Eficiência da Redução %	
	Velocidade	**Profundidade**
$Q_{méd}$ = 7,02	100	100
Q_{TR2} = 58,56	97	55,4
Q_{TR20} = 285,06	88,9	76,3

Para investigar a influência hidrodinâmica e de salinidades devido à implantação de um canal de navegação, no estuário de Yangtze na China, um modelo no Delft3D foi implementado. O projeto prevê um canal com aproximadamente 400 metros de largura e uma profundidade mínima de 12,5 metros. Ao longo do canal foram implementados vários espigões, com as cotas de coroamento 20 centímetros acima do nível médio do mar na região, correspondente a vazão média mensal, 40000 m^3/s. A grade computacional criada para o modelo foi curvilínea de acordo com o canal. Os volumes de controles apresentaram uma distância máxima de 300 metros na direção longitudinal ao canal e 50 metros horizontais (cruzando o canal). Verticalmente, o modelo foi dividido em 14 σ-layers. A Figura 2.18 ilustra a área de estudo e a grade computacional aplicada. Os espigões foram considerados no modelo como paredes de deflexão das correntes do escoamento (CDW). Três etapas de construção do canal distintas foram simuladas e analisadas em função da distribuição do escoamento, do padrão do escoamento e da distribuição da salinidade. A validação do modelo se deu pela verificação do nível, velocidade e salinidade obtidos em campo em dois pontos (SH1 e SH2), que também podem ser localizados utilizando a Figura 2.18. Os resultados mostraram que a divisão do escoamento no local foi reduzida em cerca de 10%, o padrão de escoamento entre os espigões foi alterado a partir de fluxos de rotação, o escoamento ao longo do canal aumentou e distribuições de salinidade mostrou que a intrusão de água salgada é maior (HU e DING, 2009).

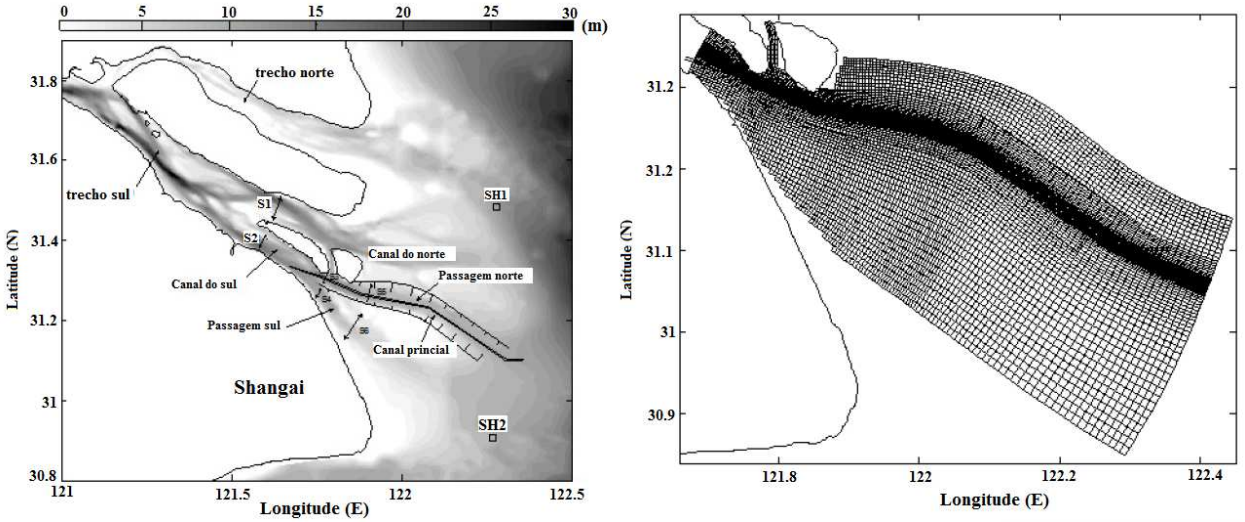


Figura 2.18 – Projeto do canal de navegação no estuário de Yangtze e sua grade computacional no Delft3D (HU e DING, 2009).

Após esse projeto, utilizando a mesma área de estudo, Chu et al. (2010) verificaram a implementação do modelo Delft3D com transporte de sedimentos e variação morfológica. A taxa de sedimentação no local é de aproximadamente 430 milhões de tonelada por ano, onde 90% são transportados por suspensão, tendo uma concentração de 0,48 kg/m³. Foram considerados dois tipos de sedimento, um coesivo com baixa granulometria, geralmente transportado por suspensão. O transporte pelo leito é realizado por sedimentos não coesivos e com granulometria equivalente à areia fina. Para o cálculo do transporte de sedimento foram utilizadas duas fórmulas de transportes diferentes. Para os sedimentos coesivos a fórmula de transporte de Van Rijn (1993). Para os sedimentos não coesivos a fórmula de Partheniades-Krone. Os resultados do modelo foram validados por meio de comparações de níveis, velocidade e direção das correntes, além da concentração de sedimentos e salinidade, em diferentes pontos. A Figura 2.19 mostra os resultados obtidos para um desses pontos. O cenário com a construção do canal de navegação e espigões manteve uma profundidade aceitável dentro do canal de navegação. A Figura 2.20 ilustra a variação da profundidade do local e o campo de velocidades, na vazão máxima e na vazante do ciclo de maré.

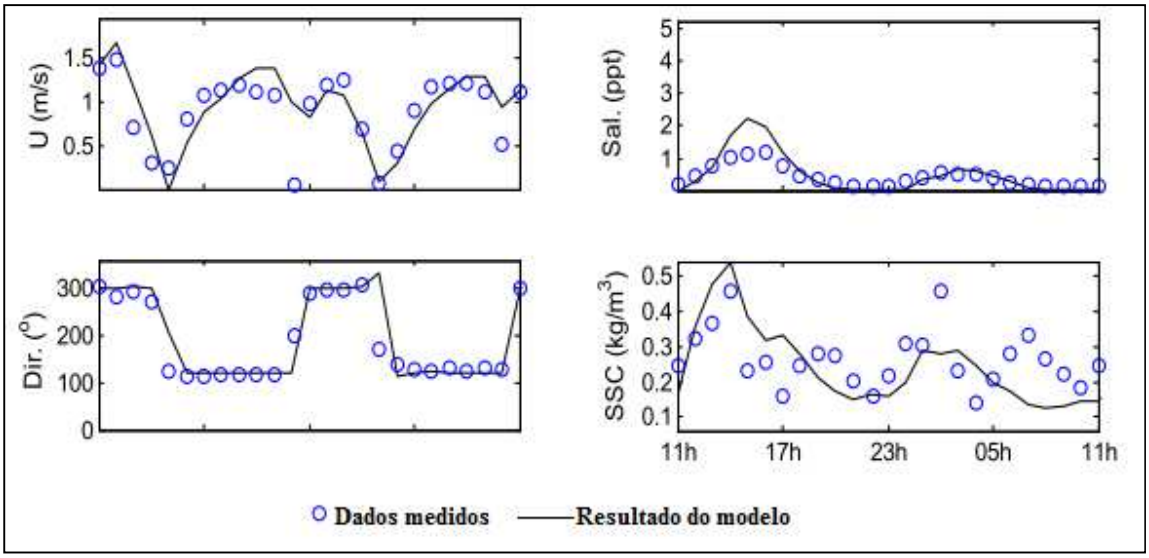


Figura 2.19 – Validação do modelo (CHU et al., 2010).

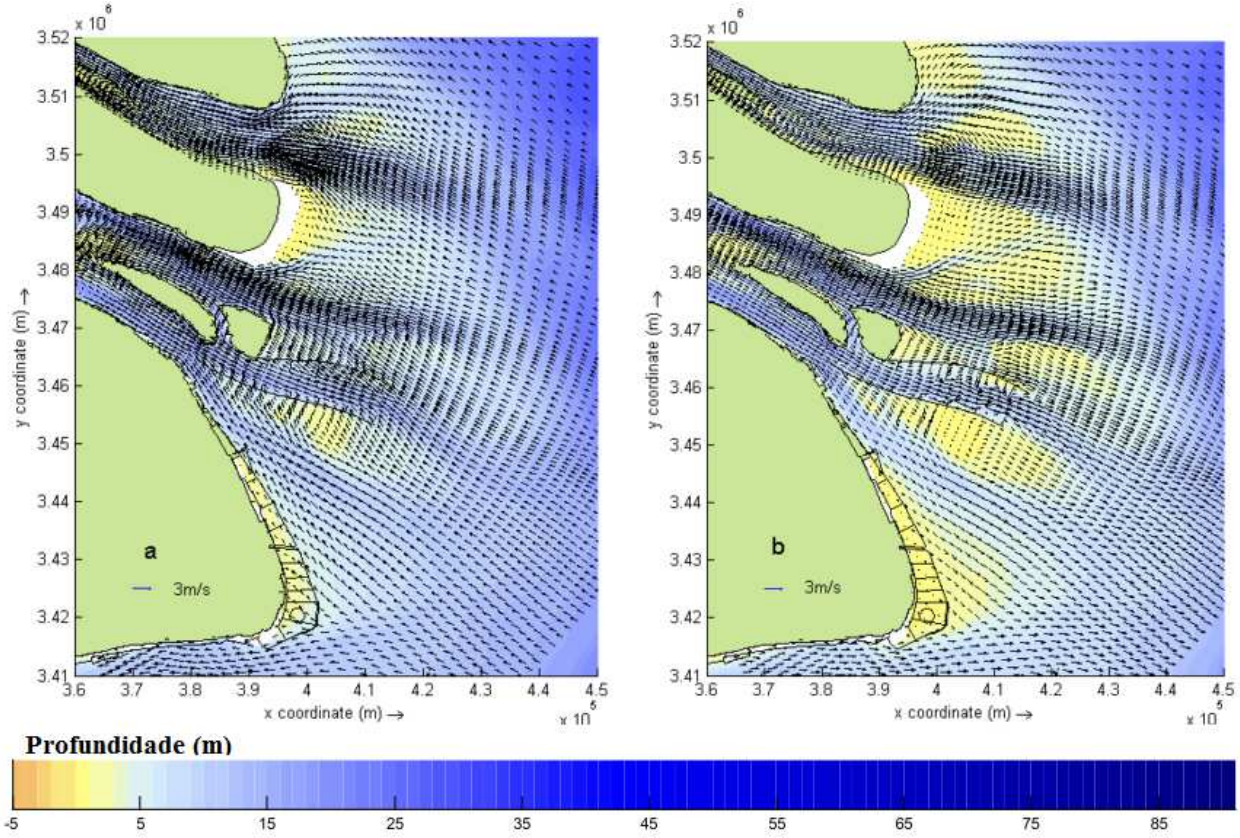
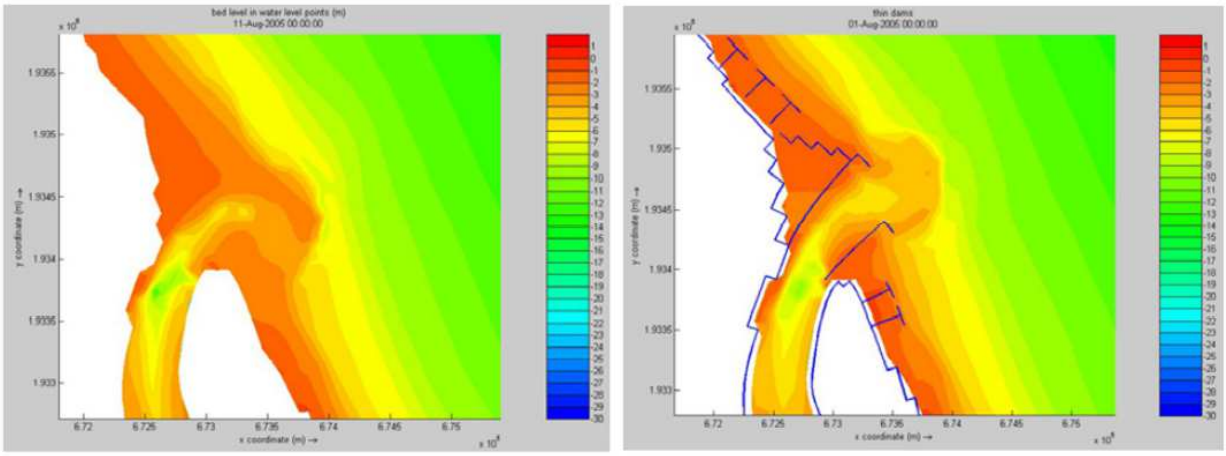


Figura 2.20– Variação da profundidade e campo de velocidade do estuário de Yangtze na vazão máxima (a) e na vazante do ciclo da maré (b) (CHU et al., 2010).

Também avaliando um estuário, Luong (2008) utilizou o modelo Delft3D na região de Nhat Le no rio Kien Giang, localizado na província de Quang Binh no Vietña. Foram analisados os fatores

hidrodinâmicos e a evolução da morfologia do local, em curto e longo prazo. Também foram simulados cenários com a implementação de estruturas. A validação do modelo se deu por comparação de níveis com medições de campo. Na análise do modelo para diferentes tempos de retorno, foram aplicados valores distintos de fator de aceleração morfológica. Para estas simulações o tempo de execução do modelo é de 1 ano e os fatores morfológicos de 10, 50 e 100 são aplicadas correspondentes aos principais cenários. Os cenários com estruturas contemplam a implementação de espigões e diques. Os espigões apresentam uma geometria em forma de "T". As estruturas foram consideradas como linhas secas (*thin dams*) no modelo. As conclusões do estudo contemplam uma análise favorável ao emprego dos diques e dos espigões, que promoveram uma melhor manutenção da profundidade no canal, como ilustrado na Figura 2.21.



(a) (b)

Figura 2.21 – Variação da batimetria para TR100 anos no estuário de Nhat Le, na forma natural (a) e com a implementação de estruturas(b) (LUONG, 2008).

3. DESCRIÇÃO DO MODELO DELFT3D

O Sistema de Modelagem Delft3D foi desenvolvido pelo WL Delft Hydraulics localizado na Holanda. Compõem o sistema os módulos: hidrodinâmicos (FLOW), de onda (WAVE), transporte de sedimentos (SED), morfologia (MOR), qualidade da água (WAQ), monitoramento da partícula (PART) e eutrofização (ECO). Os módulos FLOW, SED e MOR podem trabalhar acoplados. Esse sistema atualiza, a cada passo de tempo, as cotas batimétricas decorrentes de alterações geomorfológicas de fundo (erosão e deposição de sedimentos), além do transporte de sedimentos (de fundo e em suspensão na coluna d'água). Estes módulos possuem ferramentas de pré-processamento (RGFGRID – gerador de grade e QUICKIN – gerador de batimetria), processamento e pós-processamento (GPP e QUICKPLOT).

A seguir, são descritas as principais características do modelo, através de seus módulos: hidrodinâmico, de transporte de sedimentos e morfológico.

3.1. MÓDULO HIDRODINÂMICO

O módulo hidrodinâmico (FLOW) é capaz de simular escoamento não-permanente em duas ou três dimensões, fenômenos de transporte resultantes de marés, descarga de água e efeitos meteorológicos, incluindo o efeito de diferenças de densidade devido a gradientes horizontais dos campos de temperatura e salinidade. Este módulo pode ser aplicado em mares, regiões costeiras, estuários, reservatórios e rios.

A solução do esquema numérico é iniciada pelo mapeamento da geometria do domínio no espaço matemático, a partir da discretização da área. No ambiente matemático são resolvidas as equações de continuidade e conservação da quantidade de movimento, apresentados no capítulo 4.

3.1.1. Sistema de Discretização Espacial e Temporal

Grade Curvilínea

O Delft3D oferece três sistemas de coordenadas na qual ele pode operar:

- Sistema de coordenadas cartesianas (x,y,z);
- Sistema de coordenadas curvilíneas ortogonais (ξ,η,σ); e
- Sistema de coordenadas esféricas (λ,ϕ,σ).

Contornos de rios e estuários são naturalmente curvos, dificultando sua representação por grades retangulares. A representação de forma inadequada pode gerar erros de discretização significantes. Para redução destes erros é utilizada a grade ortogonal curvilínea. No sistema de coordenadas curvilíneas, os elementos (superfície livre; batimetria) são referenciadas em relação a

um plano horizontal de referência. A Figura 3.1 esboça a diferença entre uma grade retangular e uma curvilínea.

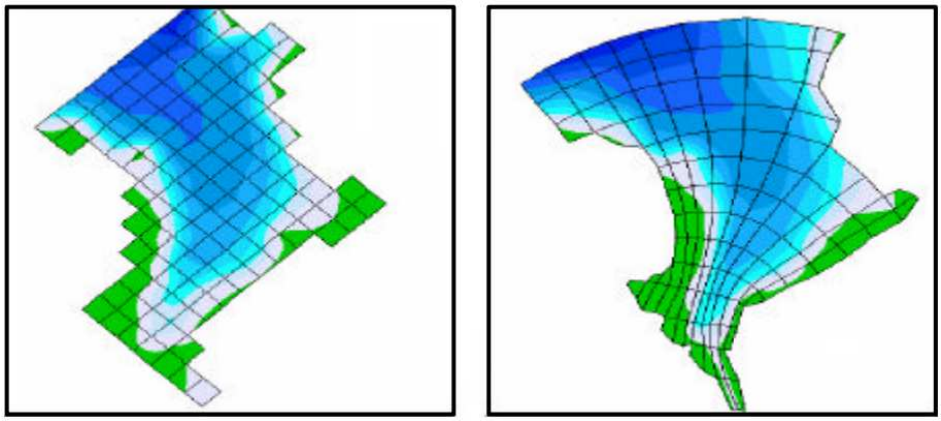


Figura 3.1 – Exemplos de grade retangular e curvilínea (UCAR, 2013).

O Sistema de Camadas (Coordenadas σ)

Muitos modelos matemáticos empregam um sistema de gradeamento para interpretar a região de estudo, em geral essa grade é inflexível e retangular. Esse tipo de grade não representa bem os contornos de rios e regiões costeiras, que normalmente apresentam contornos curvilineares. A irregularidade desses contornos pode gerar falhas expressivas na discretização do local. Para reduzir esses erros são usadas coordenadas curvilíneas.

O eixo vertical consiste em camadas limitadas por planos sigmas (σ), os quais não são exatamente horizontais, no entanto, seguem a batimetria e o nível d'água. Através dessa representação para o eixo vertical, obtém-se uma aparência suavizada para a batimetria. A Figura 3.2 ilustra um exemplo para coordenada σ.

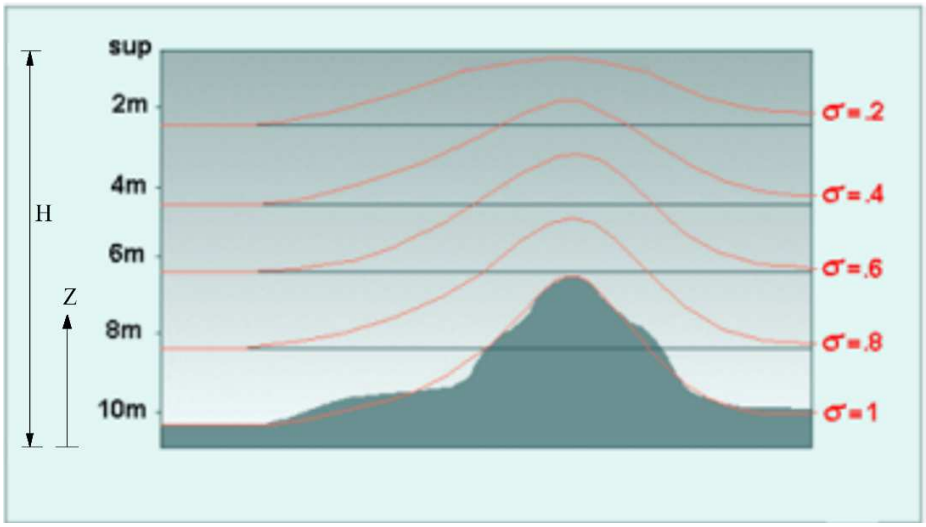


Figura 3.2– Coordenadas Sigma (σ) (UCAR, 2013).

O número de camadas é constante em todo o domínio, independentemente da profundidade local. A distribuição da espessura relativa de cada camada σ é usualmente não uniforme. Esta propriedade associada ao sistema de coordenadas σ permite resolver regiões do domínio vertical (por exemplo, o transporte de sedimentos próximo ao fundo).

O sistema de coordenadas σ é definido como:

$$\sigma = \frac{z-\zeta}{d+\zeta} = \frac{z-\zeta}{H} \tag{3.1}$$

Onde: z = distância entre um nível d'água e o leito (m);
ζ = elevação do nível d'água, acima do plano de referência (z = 0) (m);
d = profundidade abaixo do plano de referência (m); e
H = profundidade local total (m) (H = d + ζ).

No sistema de coordenadas σ, a coordenada vertical do fundo é definida como σ = -1, e na superfície como σ = 0. O sistema de coordenadas σ é um sistema que se ajusta nas fronteiras, tanto no fundo como na superfície livre. As derivadas parciais, no sistema de coordenadas cartesianas originais, são expressas em coordenadas por meio da regra da cadeia, introduzindo alguns termos adicionais (STELLING e VAN KESTER, 1994).

O domínio do escoamento no modelo 3D de águas rasas consiste em: plano horizontal para a área limitada composta de contornos abertos e fechados (terra); e em plano vertical (número de camadas). No sistema de coordenadas σ o número de camadas é o mesmo em todos os locais do plano horizontal. Para cada camada um conjunto de equações de conservação é resolvido (GARCIA, 2008).

Passo de Tempo

O passo de tempo é um parâmetro importante nas simulações computacionais. Ela influencia diretamente no tempo de simulação. Por exemplo, uma simulação utilizando passo de tempo de 2 min levou 20 h para completar uma simulação de 6 meses, enquanto que a mesma simulação utilizando passo de tempo de 1 min levou aproximadamente 40 h para completar a mesma simulação (GARCIA, 2008). O passo de tempo computacional é verificado utilizando o valor do número de Courant (*Cr*).

$$C_r = \Delta t \sqrt{\left(\frac{1}{\Delta x^2} + \frac{1}{\Delta y^2}\right)} \left(\left|\vec{U}\right| + \sqrt{gH}\right) \tag{3.2}$$

Onde: C_r = número de Courant;

Δt = passo de tempo (s);

Δx = espaçamento médio longitudinal dos nós da malha (m);

Δy = espaçamento médio transversal dos nós da malha (m);

$\left|\vec{U}\right|$ = módulo da velocidade da corrente (em geral na prática, este valor é desprezível por ser muito menor que $\sqrt{gH}$);

H = profundidade média local (m); e

g = aceleração da gravidade (m/s²).

Geralmente, o número de Courant não deve apresentar valores altos, tendo valores próximos de 1, mas por problemas de pequenas variações no espaço e tempo, o número de Courant pode ser assumido substancialmente maior (DELTARES, 2012).

3.1.2. Equações Governantes e Aproximações

O modelo aplica métodos de solução por meio de equações diferenciais (métodos das diferenças finitas), resolvendo as equações hidrodinâmicas. As equações necessárias para calcular as quatro incógnitas da circulação hidrodinâmica, velocidade na direção x, velocidade na direção y, velocidade na direção z e elevação da superfície livre (*u*,*v*,*w*, respectivamente), depende principalmente das equação da continuidade e da quantidade movimento em diferentes direções. As equações podem ser calculadas com o sistema de coordenada curvilíneas ortogonais (ξ,η,σ), realizando o sistema de camadas σ, descrito no item anterior. O modelo hidrodinâmico calcula os campos de velocidades tridimensionais, obtendo os perfis de velocidade ao longo da profundidade, como campos de correntes promediadas na vertical em função do tempo.

Equações da Quantidade de Movimento na Direção Horizontal

As equações da quantidade de movimento (Equação 2.7 e Equação 2.8) nas direções ξ e η são dadas por (DELTARES, 2012):

$$\frac{\partial u}{\partial t}+\frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial u}{\partial \xi}+\frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial u}{\partial \eta}+\frac{w}{H}\frac{\partial u}{\partial \sigma}+\frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta}-\frac{v^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \xi}-fv=\frac{-1}{\rho_0\sqrt{G_{\xi\xi}}}P_\xi+F_\xi+\frac{1}{H^2}\frac{\partial}{\partial \sigma}\left(\upsilon_V\frac{\partial u}{\partial \sigma}\right)+M_\xi \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial v}{\partial \xi}+\frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial v}{\partial \eta}+\frac{w}{H}\frac{\partial v}{\partial \sigma}+\frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \xi}-\frac{u^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta}+fu=\frac{-1}{\rho_0\sqrt{G_{\eta\eta}}}P_\eta+F_\eta+\frac{1}{H^2}\frac{\partial}{\partial \sigma}\left(\upsilon_V\frac{\partial v}{\partial \sigma}\right)+M_\eta \quad (3.4)$$

Onde: $\sqrt{G_{\xi\xi}}$ = coeficiente usado na transformação de coordenadas curvilíneas para coordenadas retangulares;

$\sqrt{G_{\eta\eta}}$ = coeficiente usado na transformação de coordenadas curvilíneas para coordenadas retangulares;

ξ = coordenadas no sistema cartesiano, longitude;

η = coordenadas no sistema cartesiano, latitude;

u = componente da velocidade integrada verticalmente na direção ξ;

v = componente da velocidade integrada verticalmente na direção η;

H = profundidade total da água;

σ = coordenada vertical;

f = parâmetro de Corilis;

t = tempo.

υ_V = coeficiente de viscosidade turbulenta vertical.

P_η, P_ξ = gradientes de pressão hidrostática;

F_η, F_ξ = força devido aos fluxos turbulentos; e

M_η, M_ξ = contribuições devido a fontes externas.

As variações da densidade são negligenciadas, exceto nos termos de pressão baroclínica (aproximação de Boussinesq), P_η e P_ξ representam os gradientes de pressão. As forças F_η, F_ξ na equação do movimento representam o desequilíbrio na tensão horizontal de Reynolds. A velocidade vertical (*w*) do sistema de coordenadas σ é calculada com base na equação da continuidade. M_η, M_ξ representam as contribuições externas (fontes ou sumidouros) – forças externas devido a estruturas hidráulicas externas, descarga ou fonte de água e cisalhamento devido a ondas (GERRITSEN et al., 2007).

Equação da Continuidade

A equação da continuidade (Equação 2.6) é dada por (DELTARES, 2012):

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial[(d+\zeta)u\sqrt{G_{\eta\eta}}]}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial[(d+\zeta)v\sqrt{G_{\xi\xi}}]}{\partial \eta} = Q \tag{3.5}$$

Onde: $\sqrt{G_{\xi\xi}}$ = coeficiente usado na transformação de coordenadas curvilíneas para coordenadas retangulares ($\sqrt{G_{\xi\xi}}$ é igual o raio da Terra vezes o cosseno da latitude);

$\sqrt{G_{\eta\eta}}$ = coeficiente usado na transformação de coordenadas curvilíneas para coordenadas retangulares ($\sqrt{G_{\eta\eta}}$ é o raio da Terra);

ξ = coordenadas no sistema cartesiano, longitude;

η = coordenadas no sistema cartesiano, latitude;

u = componente da velocidade integrada verticalmente na direção ξ;

v = componente da velocidade integrada verticalmente na direção η;

ζ = elevação do nível d'água, acima do plano de referência (z = 0);

d = profundidade da água abaixo do plano de referência;

Q = contribuição por unidade de área devido à descarga.

Hipótese de Pressão Hidrostática

O sistema em estudo, pelas equações de águas rasas, a equação vertical para o movimento é restringida à equação de pressão hidrostática, apresentado pela Equação 2.9 (GERRITSEN et al., 2007). As acelerações verticais devido aos efeitos de flutuabilidade, assim como aquelas devidas às rápidas variações da topografia de fundo (batimetria) não são consideradas. Portanto, para a direção vertical (DELTARES, 2012):

$$\frac{\partial P}{\partial \sigma} = -\rho g H \tag{3.6}$$

Após a integração, a pressão hidrostática é dada por:

$$P = P_{atm} + gH\int_{\sigma}^{0}\rho(\xi,\eta,\sigma',t)d\sigma' \tag{3.7}$$

Adotando-se a densidade da água como sendo constante e considerando a pressão atmosférica, o gradiente de pressão (gradiente de pressão barotrópico) tem-se (DELTARES, 2012):

$$\frac{1}{\rho_0\sqrt{G_{\xi\xi}}}P_{\xi} = \frac{g}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial \zeta}{\partial \xi} + \frac{1}{\rho_0\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial P_{atm}}{\partial \xi} \tag{3.8}$$

$$\frac{1}{\rho_0\sqrt{G_{\eta\eta}}}P_{\eta} = \frac{g}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial \zeta}{\partial \eta} + \frac{1}{\rho_0\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial P_{atm}}{\partial \eta} \tag{3.9}$$

Tensões de Reynolds

As forças F_ξ e F_η nas equações do momento representam o desequilíbrio da tensão horizontal de Reynolds (Equação 2.10). Os gradientes verticais são obtidos ao longo do plano σ, F_ξ e F_η são dados por (DELTARES, 2012):

$$F_\xi = \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial \tau_{\xi\xi}}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial \tau_{\xi\eta}}{\partial \eta} \tag{3.12}$$

$$F_\eta = \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial \tau_{\eta\xi}}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial \tau_{\eta\eta}}{\partial \eta} \tag{3.13}$$

Para uma pequena escala de escoamento, isto é, quando as tensões de cisalhamento nos contornos fechados devem ser levadas em conta, as tensões de cisalhamento ($\tau_{\eta\eta}$, $\tau_{\xi\xi}$, $\tau_{\xi\eta}$) podem ser determinadas como (DELTARES, 2012):

$$\tau_{\eta\eta} = \frac{2\upsilon_H}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\left(\frac{\partial u}{\partial \eta} + \frac{\partial u}{\partial \sigma}\frac{\partial \sigma}{\partial \eta}\right) \tag{3.14}$$

$$\tau_{\xi\xi} = \frac{2\upsilon_H}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\left(\frac{\partial u}{\partial \xi} + \frac{\partial u}{\partial \sigma}\frac{\partial \sigma}{\partial \xi}\right) \tag{3.15}$$

$$\tau_{\xi\eta} = \tau_{\eta\xi} = \upsilon_H\left\{\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\left(\frac{\partial u}{\partial \eta} + \frac{\partial u}{\partial \sigma}\frac{\partial \sigma}{\partial \eta}\right) + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\left(\frac{\partial u}{\partial \xi} + \frac{\partial u}{\partial \sigma}\frac{\partial \sigma}{\partial \xi}\right)\right\} \tag{3.16}$$

Onde: υ_H = coeficiente horizontal de viscosidade turbulenta.

O tensor de Reynolds é anisotrópico para escoamento em águas rasas tridimensionais. O coeficiente vertical de viscosidade turbulenta (υ_V) é desprezível frente ao valor do coeficiente horizontal (υ_H). Assume-se que o coeficiente horizontal da viscosidade turbulenta pode ser sobreposto em três partes, sendo as duas primeiras devido à "turbulência bidimensional (2D) e à tridimensional (3D)". A terceira parte associa-se à viscosidade "ambiente" ou também chamada de viscosidade molecular. A turbulência 2D (υ_{2D}) é integrada às contribuições do movimento e forças horizontais que não são resolvidas no eixo horizontal. Em compensação, modelos de turbulência são aplicados para resolução da turbulência tridimensionais (3D). A viscosidade molecular é representada por (υ_H^{amb}). O coeficiente de viscosidade turbulenta é definido como (GARCIA, 2008):

$$\upsilon_H = \upsilon_{2D} + \upsilon_V = \upsilon_{2D} + \upsilon_{3D} + \upsilon_H^{amb} \tag{3.10}$$

O coeficiente vertical da viscosidade turbulenta é definido em função do coeficiente de viscosidade cinemática molecular υ_{mol}, e expresso por:

$$\upsilon_V = \upsilon_{mol} + máx\left(\upsilon_V^{amb}, \upsilon_{3D}\right) \tag{3.11}$$

3.2. MÓDULO DE SEDIMENTOS (SED) E MORFOLÓGICO (MOR)

Para os cálculos de transporte de sedimentos e de mudanças morfológicas, a modelagem adotada analisa as características do leito, assim como a concentração de sedimentos em suspensão. Estes sedimentos podem ser coesivos, não-coesivos, ou a combinação de ambos.

O modelo numérico comporta uma completa realimentação das alterações morfológicas de fundo durante o cálculo hidrodinâmico. Uma das complicações intrínsecas nesse processo é a variação da escala temporal. A variação do escoamento hidrodinâmico associado a uma escala de tempo de dias ou meses, enquanto as alterações na morfologia no leito podem ter escalas de anos. O procedimento utilizado para fazer essa alteração é o emprego de um fator temporal na escala morfológica. Este processo permite acelerar os impactos das mudanças morfológicas para serem dinamicamente incorporadas aos cálculos hidrodinâmicos (RIJN e WALSTRA, 2003).

3.2.1. Transporte de Sedimentos em Suspensão

Equação Advecção-difusão

A equação da advecção-difusão (balanço de massa) é empregada no transporte de sedimentos, conforme descrita no subcapitulo 2.2.2 é representado no modelo dela Equação 3.15 (DELTARES, 2012).

$$\frac{\partial(\mathrm{d}+\zeta)c}{\partial t}+\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\left\{\frac{\partial\left[\sqrt{G_{\eta\eta}}(\mathrm{d}+\zeta)uc\right]}{\partial\xi}+\frac{\partial\left[\sqrt{G_{\xi\xi}}(\mathrm{d}+\zeta)vc\right]}{\partial\eta}\right\}+\frac{\partial wc}{\partial\sigma}=\frac{(\mathrm{d}+\zeta)}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\left\{\frac{\partial}{\partial\xi}\left(D_H\frac{\sqrt{G_{\eta\eta}}}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial c}{\partial\xi}\right)+\right.$$
$$\left.\frac{\partial}{\partial\eta}\left(D_H\frac{\sqrt{G_{\xi\xi}}}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial c}{\partial\eta}\right)\right\}+\frac{1}{(\mathrm{d}+\zeta)}\frac{\partial}{\partial\sigma}\left(D_V\frac{\partial c}{\partial\eta}\right)-\lambda_d(\mathrm{d}+\zeta)c+S_{fs} \qquad (3.15)$$

Onde: D_H= coeficiente de difusão horizontal;
D_V = coeficiente de difusão vertical;
λ_d = primeira ordem do processo de deposição;
S_{fs} = termo “fonte” e “sumidouro” por unidade de área, devido à entrada ou saída de fluxo, detalhado em (DELTARES, 2012).

O coeficiente de difusão turbulenta horizontal (D_H) é calculado considerando o coeficiente de difusão vertical, a difusão devido à escala de turbulência, sendo mais detalhado em Deltares (2012), assim como o coeficiente de difusão turbulenta vertical (D_V).

Velocidade de sedimentação

O modelo considera que a velocidade de sedimentação sofre efeito por conta da concentração, como descrito no subcapitulo 2.2.1. Neste tipo de sistema, a velocidade sedimentação (w_s) é determinada pela velocidade de queda, na mistura fluido/sedimento, em função da concentração de

sedimentos (RIJN e WALSTRA, 2003). A Equação 3.16 mostra a relação considerada para um sedimento *l*:

$$w_s^{(l)} = \left(1 - \frac{c_s^{tot}}{Cref}\right)^5 w_{s,0}^{(l)} \tag{3.16}$$

Onde: $Cref$ = concentração de referência (dado de entrada);
c_s^{tot} = concentração total, a partir da massa total de sedimentos;
$w_{s,0}^{(l)}$ = velocidade de sedimentação específica para a fração de sedimentos (*l*).

Transporte Turbulento

Os coeficientes de difusão turbulenta para o sedimento ($\varepsilon_{s,x}$, $\varepsilon_{s,y}$, $\varepsilon_{s,z}$) dependem das características do escoamento (nível de turbulência) e influência de ondulações no fundo (em decorrência de cisalhamento). Para cada uma das interfaces que delimitam as camadas, obtêm-se os coeficientes de viscosidade turbulenta, como resultado de um submodelo de turbulência fechado (RIJN e WALSTRA, 2003).

O Delft3D apresenta diferentes submodelos de turbulência. Nesse estudo será utilizado o submodelo conhecido como modelo de turbulência *k-ε*. Deltares (2012) apresenta uma descrição do modelo de turbulência *k-ε* aplicado no modelo Delft3D. Para modelos matemáticos hidrodinâmicos em geral, incluindo a possibilidade da presença de ondas, é apresentada no estudo de (WALSTRA; ROELVINK; GROENEWEG, 2000).

Utilizando o modelo de turbulência *k-ε,* o coeficiente de difusão turbulenta para o sedimento (ε_s) pode ser obtido diretamente do coeficientes de difusão turbulenta do fluido (ε_f) resultante do modelo de fechamento turbulento (DELTARES, 2012).

Erosão e Sedimentação

Os processos de erosão e sedimentação dependem do nível energético, o qual é uma função do volume de água e da vazão. Quanto mais energético é o escoamento do canal, maior a probabilidade de erodir o fundo (aprofundamento do canal) e suas laterais (alargamento do canal). Em contrapartida, a perda parcial (ou temporária) de energia estimula a sedimentação de uma parcela do material em suspensão. Sedimentos coesivos e sedimentos não-coesivos apresentam comportamentos distintos para essas situações.

Para frações de sedimentos coesivos, os fluxos entre a fase de água e leito, são calculados conforme as formulações de Partheniades-Krone 15 (DELTARES, 2012):

$$E^{(l)} = M^{(l)} S\left(\tau_{cw}, \tau_{cr,e}^{(l)}\right) \qquad \rightarrow \text{Fluxo Erosivo} \tag{3.17}$$

$$D^{(l)} = w_s^{(l)} c_b^l S\left(\tau_{cw}, \tau_{cr,d}^{(l)}\right) \quad \rightarrow \text{Fluxo de deposição} \tag{3.18}$$

$$c_b^l = c^{(l)}\left(z = \frac{\Delta z_b}{2}, t\right) \rightarrow \text{Concentração média próxima a camada de fundo} \tag{3.19}$$

Onde: $E^{(l)}$ = fluxo erosivo (kg/m²/s), para fração de sedimento *l*;

$M^{(l)}$ = parâmetro erosivo (kg/m2/s), para fração de sedimento *l*, definido pelo usuário;

$S\left(\tau_{cw}, \tau_{cr,e}^{(l)}\right)$ = é função do passo de erosão, sendo que:

$$S\left(\tau_{cw}, \tau_{cr,e}^{(l)}\right) = \begin{cases} \dfrac{\tau_{cw}}{\tau_{cr,e}^{(l)}} - 1 & \Big| \quad se \quad \tau_{cw} > \tau_{cr,e}^{(l)} \\ 0 & \Big| \quad se \quad \tau_{cw} \leq \tau_{cr,e}^{(l)} \end{cases}$$

$D^{(l)}$ = fluxo de deposição (kg/m²/s);

$w_s^{(l)}$ = velocidade de sedimentação (m/s), para fração de sedimento *l*;

c_b^l = concentração média de sedimento próximo à camada de fundo, para fração de sedimento *l*;

$S\left(\tau_{cw}, \tau_{cr,d}^{(l)}\right)$ = é função do passo de deposição, sendo que:

$$S\left(\tau_{cw}, \tau_{cr,d}^{(l)}\right) = \begin{cases} \dfrac{\tau_{cw}}{\tau_{cr,d}^{(l)}} - 1 & \Big| \quad se \quad \tau_{cw} < \tau_{cr,d}^{(l)} \\ 0 & \Big| \quad se \quad \tau_{cw} \geq \tau_{cr,d}^{(l)} \end{cases}$$

τ_{cw} = tensão média de cisalhamento no leito devido a correntes e ondas calculada pelo modelo de interação onda/corrente;

$\tau_{cr,e}^{(l)}$ = tensão de cisalhamento crítica para erosão (N/m²), para fração de sedimento *l*;

$\tau_{cr,d}^{(l)}$ = tensão de cisalhamento crítica para deposição (N/m²), para fração de sedimento *l*.

Para frações de sedimentos não-coesivos a transferência de sedimentos entre o transporte pelo leito e o transporte em suspensão é modelada usando termos de “sumidouro” e “fonte”, que agem na camada próxima ao fundo, gerando uma camada de referência, denominada altura de referência de Van Rijn (DELTARES, 2012).

A concentração em camadas inferiores a essa são rapidamente ajustadas a da camada de referência. A concentração no fundo da célula de referência sobre uma aproximação para conseguir quantificar a massa de sedimento que integrara o transporte por suspensão e a massa que será incorporada ao transporte pelo leito, mais detalhes podem ser vistos em Deltares (2012).

3.2.2. Transporte de Sedimentos pelo leito

O modelo apresenta como metodologia básica de transporte de leito a equação de Rijn (1993), comentada no subcapitulo 2.2.3. A magnitude do vetor de transporte de carga do leito é multiplicada por um fator de calibração (se desprezado vale 1,0) que é incluído para permitir o ajuste dos resultados do transporte total da carga de sedimentos do leito. Para determinação do parâmetro d_{90} é considerado a relação $d_{90} = 1{,}5d_{50}$.

3.2.3. Atualizações Morfológicas

A morfologia é dinamicamente atualizada em cada passo de tempo computacional. Esta é uma das distintas vantagens sobre um cálculo sem atualizações morfológicas, porque significa que os cálculos hidrodinâmicos do escoamento são realizados sempre usando a batimetria correta.

Em cada passo de tempo é calculada a mudança na massa de sedimentos no leito. Esta mudança na massa é então traduzida em uma mudança na espessura da camada de sedimentos do fundo usando a mesma expressão para a densidade de material do leito. Estas mudanças da espessura são equivalentes às mudanças na elevação do leito, que são aplicadas aos valores da profundidade armazenadas nos pontos ζ (ou nível de água). As novas profundidades nos pontos de velocidade são então ajustadas por um esquema numérico simples de redirecionamento para as novas profundidades nos pontos ζ (DELTARES, 2012).

Características adicionais foram incluídas nas rotinas de atualizações morfológicas, a fim de aumentar sua flexibilidade. Estas características são:

Mudanças morfológicas: Existe a opção de alteração ou não, das profundidades calculadas no leito.

Atraso morfológico: A simulação hidrodinâmica normalmente leva um tempo para se estabilizar. Durante esse período anterior à estabilização, os resultados obtidos dos cálculos de erosão e sedimentação não refletem corretamente as mudanças morfológicas do leito e devem ser desconsiderados. Para isso é possível especificar o tempo de início das atualizações morfológicas do fundo.

Fator de escala de tempo: A implementação de um fator de escala de tempo morfológico (MORFAC) é obtida simplesmente multiplicando os fluxos de erosão e deposição do leito ao escoamento e vice-versa pelo fator, em cada passo de tempo computacional. Isto permite que as mudanças aceleradas do nível do leito sejam incorporadas dinamicamente nos cálculos hidrodinâmicos do escoamento (DELTARES, 2012).

O fator de escala de tempo morfológico máximo que pode ser incluído em um modelo morfodinâmico sem afetar a precisão do modelo dependerá da situação particular que está sendo modelada. Testes mostraram que as simulações permanecem moderadamente estáveis em situações

ativas de morfologia, mesmo com fatores de escala de tempo morfológico excessivos. Além disso, ajustar o fator em zero é um método conveniente de impedir que a profundidade de escoamento e a quantidade do sedimento disponível no fundo sejam atualizadas, caso seja necessário realizar uma solução sem alterações morfológicas (GARCIA, 2008).

4. ÁREA DE ESTUDO

O local de estudo é um canal de navegação pertencendo à Hidrovia Paraguai-Paraná. No ano de 2010, foi realizado um estudo pelo Instituto Tecnológico de Transporte e Infraestrutura da Universidade Federal do Paraná (ITTI). O instituto elaborou um plano de dragagem para hidrovia (ITTI, 2012) e realizou toda a caracterização da região, assim como estudos hidrológicos e medições de campo. Todos esses dados foram cedidos para elaboração desse estudo.

Outros estudos foram realizados no local, como o realizado pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), cujo objetivo era a verificação dos impactos erosivos e deposição nos pilares da ponte ferroviária Eurico Gaspar Dutra (IPH, 1967). O relatório do IPH apresentou dados medidos de campo, além de relatar o forte controle do escoamento que ocorre por conta da ponte. O relatório da Agência Nacional de Transportes Aquaviário (ANTAQ) foi outra fonte importante para caracterizar a região (FIALHO, 2010).

4.1. CARACTERÍSTICAS E IMPORTÂNCIA DA ÁREA DE ESTUDO

Hoje, no Brasil, está sendo utilizado um total de 8.500 km de hidrovias, sendo as principais: Hidrovia do Madeira (Corredor Oeste-Norte), Hidrovia do Guamá-Capim (Corredor Araguaia-Tocantins), Hidrovia do São Francisco (Corredor São Francisco), Hidrovia do Rio Paraná (Corredores Transmetropolitano do MERCOSUL e do Sudoeste) e Hidrovia do Paraguai (Corredor Sudoeste). A Hidrovia Paraguai-Paraná é um dos mais extensos e importantes eixos continentais de integração política, social e econômica da América do Sul. Ela corta metade da América do Sul, iniciando no município de Cáceres, no Mato Grosso, e terminando em Nova Palmira, no Uruguai (FIALHO, 2010).

O trecho em estudo para implementação das possíveis obras de dragagem localiza-se no Passo do Jacaré, na Hidrovia Paraguai-Paraná, e está situado a Noroeste do Estado do Mato Grosso do Sul e na Microrregião do Baixo Pantanal. O Passo do Jacaré localiza-se nas proximidades do Distrito de Porto Esperança, no Município de Corumbá, no Estado do Mato Grosso do Sul, no km 1391 do Rio Paraguai. A Figura 4.1, Figura 4.2 e Figura 4.3 ilustram a localização da região de estudo (ITTI, 2012).

Figura 4.1- Localização da área de estudo, mapa com os estados de fronteira (ITTI, 2012).

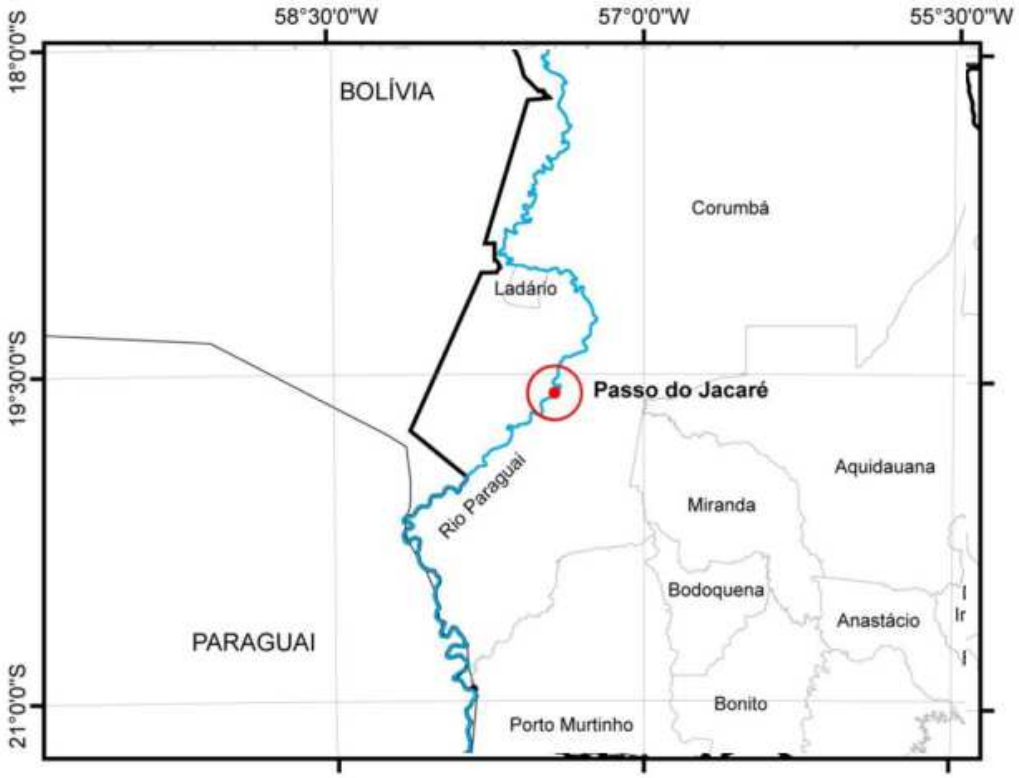


Figura 4.2- Localização da área de estudo, mapa com os municípios próximos (ITTI, 2012).

Figura 4.3 – Imagem de satélite da área de estudo (Fonte: GoogleEarth).

O eixo hidroviário Paraguai-Paraná tem sido tradicionalmente utilizado como via de comunicação interior do continente sul-americano, atendendo ao escoamento de carga argentina, boliviana, brasileira, paraguaia e uruguaia, caracterizando-se por percorrer importantes áreas destes países integrantes do MERCOSUL. A área de influência do Rio Paraguai apresenta uma grande diversidade de riquezas naturais, que envolve jazidas de minérios, agricultura e pecuária.

A hidrovia, ao proporcionar transporte barato em relação a outros modais, possibilita a implantação de indústrias de beneficiamento e transformação ao longo de suas margens, além de viabilizar grandes projetos agropecuários, criando, dessa forma, condições que possibilitam o desenvolvimento agrícola e industrial.

O Rio Paraguai, em seu estado natural, pode ser considerado como bastante satisfatório para a navegação, necessitando, todavia, ser melhorado em alguns trechos para ter condições ótimas de navegabilidade (MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, 2010).

Atualmente, em decorrência da pouca profundidade em alguns trechos do canal de navegação, os comboios não trafegam em épocas de estiagem, entre novembro e fevereiro, com sua capacidade plena de carregamento (ITTI, 2012).

4.2. LEVANTAMENTOS FLUVIOMÉTRICOS

Visando à obtenção de dados consistentes e que refletissem ao máximo a realidade de campo, foram consultados os dados de estações pluviométricas no site da Agência Nacional de Águas (ANA). Os boletins obtidos por meio do Sistema de Informações Hidrológicas – HidroWeb, permitem avaliar o padrão de cheias e estiagem no rio em questão a partir de dados coletados em uma rede de estações fluviométricas distribuídas no estados de Mato Grosso e Mato Grosso do Sul. Dentre as estações selecionaram-se as duas mais próximas à área de estudo, sendo a estação 6682.5000 de Ladário, a montante da área a ser estudada e a estação 6696.0008 de Porto Esperança, a jusante. O resumo dos dados existentes na estação Porto Esperança, localizada dentro da área de estudo, Figura 4.4, pode se visualizada na Tabela 4.1.

Figura 4.4 – Localização da estação fluviométrica Porto Esperança (66960008) (Fonte: GoogleEarth).

Tabela 4.1 – Resumo dos dados disponíveis na estação fluviométrica Porto Esperança (66960008) (ANA, 2013).

Dado	Período da Série	Nível de consistência
Cota	1964-2012	1 – Dado bruto
Cota	1964-1981	2 - Consistido
Vazão	1964-1981	2 - Consistido
Resumo de Vazão	1964-1981	2 - Consistido

4.2.1. Vazões Características

Com o intuito de verificar as vazões relevantes para o projeto, foi calculada a vazão de longo termo da série histórica (média de todas as vazões diárias) disponibilizada na estação de Porto Esperança, obtendo um valor igual a 1.888 m³/s. O estudo realizado pelo IPH (1967) relatou que a vazão de transbordamento da calha natural do rio é aproximadamente 3.500 m³/s, para a leitura 4,5 m (cota 84,6 m) na régua da estação de Porto Esperança.

O ITTI (2012) realizou um estudo hidrológico com as estações de Ladário e Porto Esperança. Por meio desse estudo foi obtido um hidrograma de cheias de projeto para a região de estudo. O tempo de recorrência considerado pelo estudo é de cinco anos. O hidrograma apresenta a vazão máxima de aproximadamente 4.800 m³/s e pode ser visto na Figura 4.5.

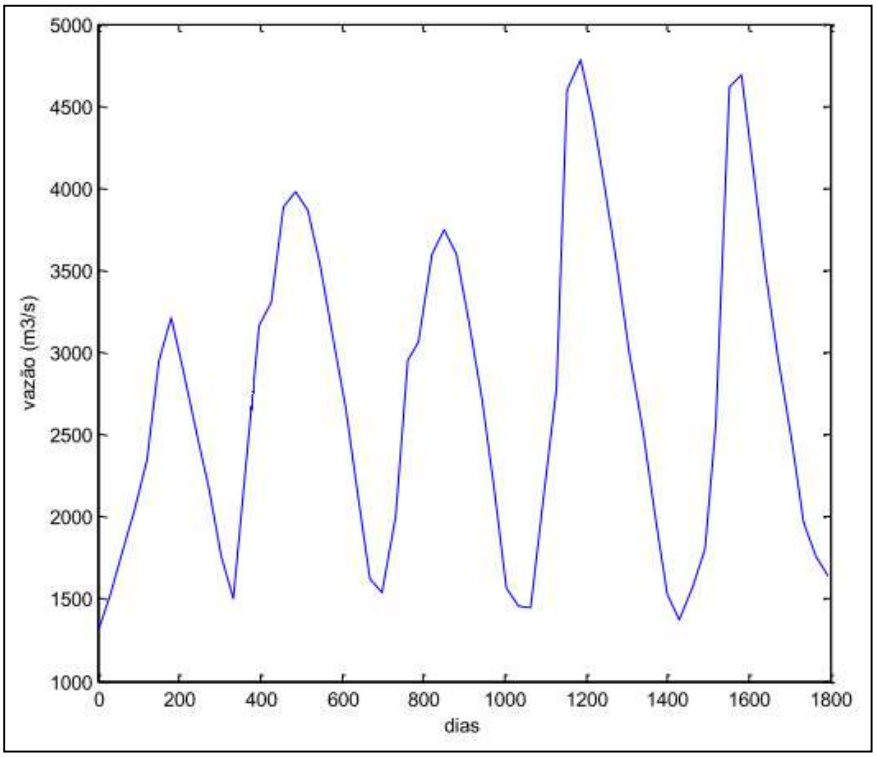


Figura 4.5 – Hidrograma de 5 anos de projeto utilizado pelo (ITTI, 2012).

4.3. ESTUDOS GEOTÉCNICOS

A área em questão situa-se na região identificada como Pantanal, a qual se caracteriza no que diz respeito à fisiografia, como uma extensa planície. Trata-se de uma planície de sedimentação com terrenos permeáveis, em geral de natureza aluvial de composição argilo-arenosa.

4.3.1. Produção e Transporte de Sedimentos

A produção de sedimentos acontece por meio de associações de eventos naturais e antrópicos que integram diversas variáveis. O relatório do ITTI (2012) apresenta a produção de sedimentos em suspensão na bacia do Paraguai na estação fluviométrica de Porto Esperança e a montante da área de estudo. A Tabela 4.2 mostra os valores mensurados nos postos fluviométricos.

Tabela 4.2 – Dados relativos à produção de sedimentos (ITTI, 2012).

Área estudada	Área de Drenagem	Vazão Média	Vazão sólida. susp. Média	Prod. sed. susp. (Vazão sól. esp. média)
	(km^2)	**(m^3/s)**	**(t/ano)**	**($t.km^{-2}.ano^{-1}$)**
Alta e média bacia (soma referente a postos com dados sedimentométricos e cálculos de Pss)	151.130	2.090,1	17.364.396	114,9
Rio Paraguai em Porto Esperança (considerada como exutório)	363.5	2.150	7.325.634	20,2

(Dados: DNOS – período 1977/1982 e ANA – período 1999-2002) *Postos do DNOS e da ANA tendo resultados desde 1978 a 2002 (sem dados entre 1983 a 1998). FONTE: DNOS e ANA. Adap. IDE, C.N. (2003)

A vazão sólida de sedimentos (Qs) pode ser entendida como a quantidade de partículas de sedimentos (massa total das partículas) transportadas pelo curso d'água em função do tempo (t). O relatório do ITTI (2012) apresenta também valores das medições, realizadas em campo, da vazão sólida média pelo leito (Qs_{leito}) e por suspensão (Qs_{susp}) na região. Esses valores foram medidos em relação a uma vazão média de 3.170 m^3/s. Esses valores são:

Qs_{leito} = 150 ton/dia;

Qs_{susp} = 29.600 ton/dia.

Os dados de transporte de sedimentos no relatório do IPH (1967) descrevem medições de transporte somente pelo leito. Foram realizadas medições em dois locais distintos, sendo um a jusante, 1,800 km da ponte Eurico Gaspar Dutra e outro a montante, 5 km da ponte. O valor do transporte

medido nas seções não é mencionado no relatório, entretanto a diferença do volume de transporte diário, entre as duas seções, foi avaliada em 250 m³/dia.

4.3.2. Análises de Sedimentos

Na realização de análises sedimentológicas, descritas em ITTI (2012), foram definidos 11 pontos de coleta para as amostras de sedimentos ao longo da área de estudo. A Figura 4.6 mostra os locais. Foram realizados os seguintes ensaios para a caracterização:

- Caracterização Física → Granulometria; e
- Caracterização Química → Metais Pesados e Arsênio - Pesticidas Organoclorados – PCBs - Hidrocarbonetos Policíclicos Aromáticos.

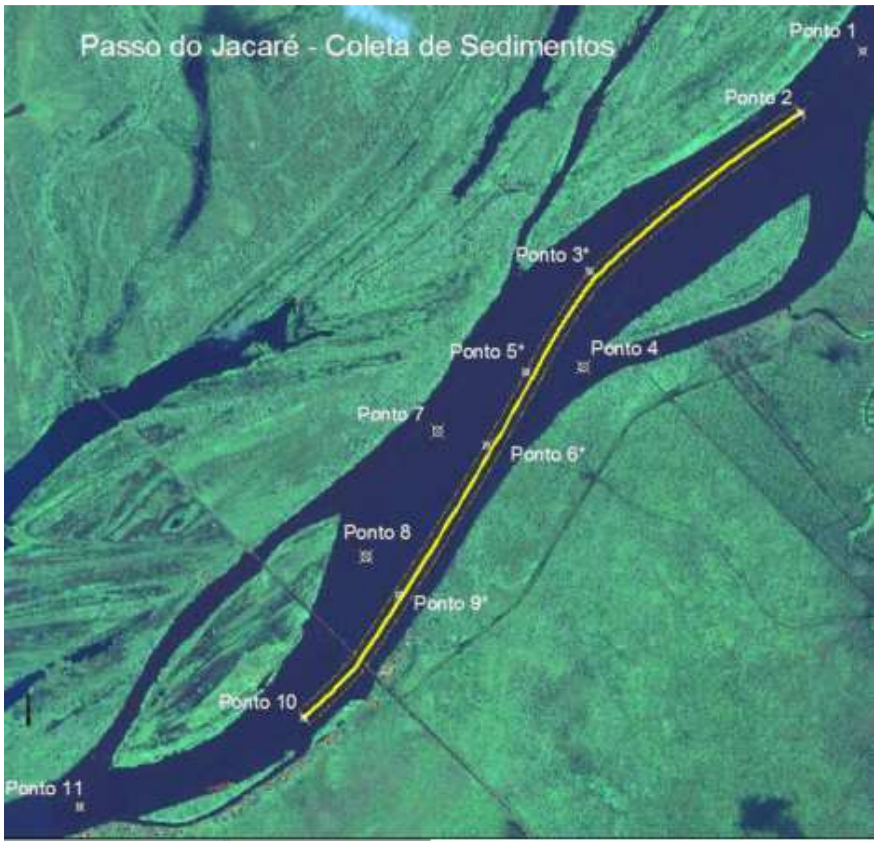


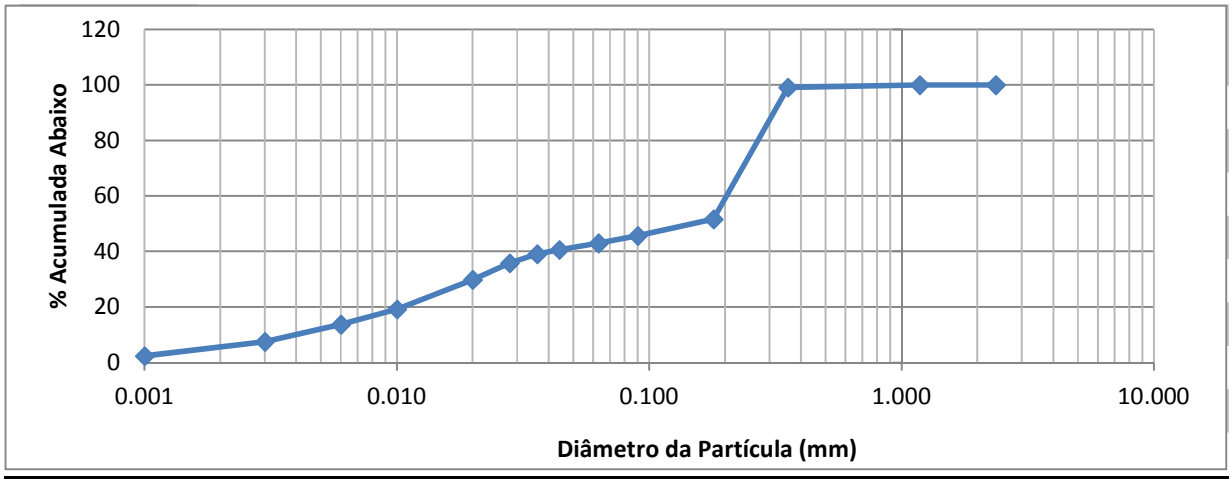
Figura 4.6 – Localização dos pontos de medição de concentração sedimentos (ITTI, 2012).

Os resultados obtidos por meio das análises de caracterização física foram semelhantes em todos os pontos, determinando a homogeneidade da predominância de sedimentos classificados como areia fina. O estudo granulométrico descrito no relatório do IPH (1967) foram referentes a 20 amostras, sendo 12 a montante da ponte, 4 no eixo da ponte e 4 a jusante da ponte. As diferenças apresentadas nas análises dos diferentes locais foram desprezíveis, sendo classificado como areia fina, com um d_{50} de 0,16 mm. O peso específico do material foi de 2,67 g/cm³. O resultado da análise granulométrica pode ser visto na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Análise granulométrica da região de estudo (ITTI, 2012).

Malhas (TYLER)	Abertura (mm)	Massa Retida (g)	% do Peso	% Acumulada Acima	% Acumulada Abaixo
8	2,360	0,00	0,00	0,00	100,00
14	1,180	0,02	0,01	0,01	99,99
42	0,355	0,80	0,9	0,91	99,09
80	0,180	94,94	47,47	48,38	51,62
170	0,090	12,10	6,05	54,34	45,66
250	0,063	5,16	2,58	57,01	42,99
325	0,044	4,79	2,4	59,41	40,59
400	0,036	3,13	1,56	60,97	39,03
500	0,028	6,55	3,27	64,24	35,76
635	0,020	11,88	5,94	70,18	29,82
	0,010	21,38	10,69	80,87	19,13
	0,006	10,84	5,42	86,29	13,71
	0,003	12,34	6,17	92,46	7,54
	0,001	10,30	5,15	97,62	2,38
menor que 0,001	0,000	4,77	2,38	100,00	0,00

			Finos abaixo de #80 micrômetros		
massa final:	200 g	Diâmetro 10%	2,13	Diâmetro 90%	98,4
		Diâmetro 50%	15,95	Diâmetro médio	31,66



4.4. DETERMINAÇÃO DA DECLIVIDADE DA LINHA D'ÁGUA

Para o cálculo da declividade do nível d'água do rio, foram implantados marcos em 4 localidades dentro da região de estudo. Determinando as altitudes ortométricas dos marcos pertencentes à rede geodésica implantada foi realizado o nivelamento para a determinação da altitude

da lâmina d'água nesses pontos. A Figura 4.7 demonstra a localização dos marcos. A leitura simultânea das altitudes da lâmina d'água nos marcos permitiu o cálculo da declividade da linha d'água local. Os resultados obtidos estabeleceram uma declividade média do trecho igual a 30 mm/km, exatamente o mesmo resultado descrito no relatório do IPH (1967). A Tabela 4.4 mostra os resultados.

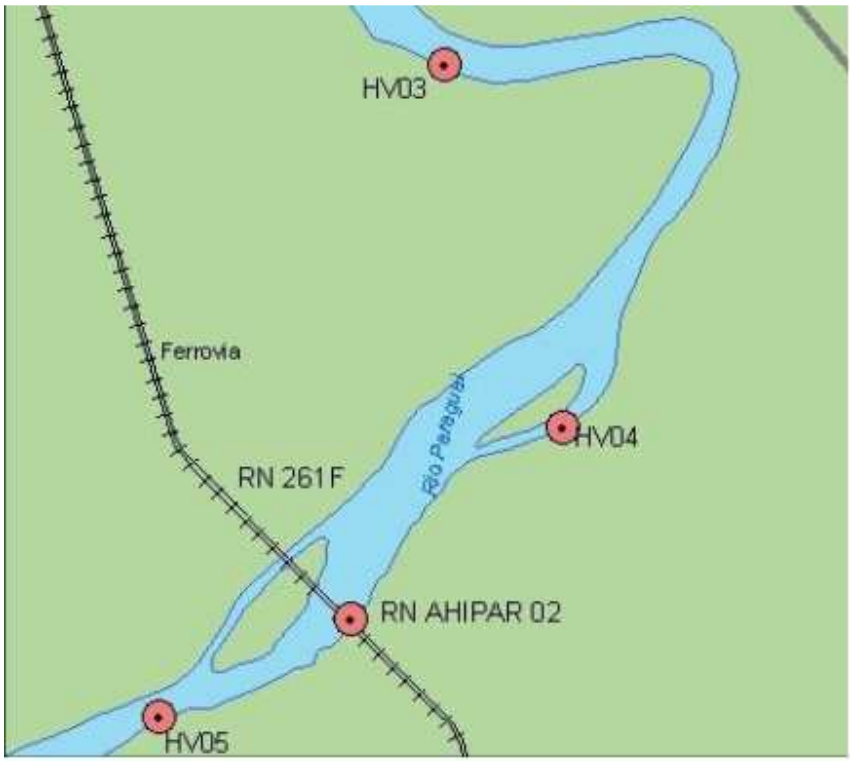


Figura 4.7 – Localização dos pontos de medição de níveis simultâneos (ITTI, 2012).

Tabela 4.4 – Resultados das medições para determinar a declividade do trecho (ITTI, 2012).

Marco	Declividade em mm/km			
	HV03	**HV04**	**AHIPAR RN02**	**HV05**
HV03	-	-26,87	-39,50	-34,09
HV04	-	-	-41,87	-28,28
AHIPAR RN02	-	-	-	-9,59
HV05	-	-	-	-
			MÉDIA	**-30,03**

4.5. ESTUDOS DE TOPOGRAFIA E BATIMETRIA

Foram realizadas 420 seções batimétricas, paralelas entre si e transversais ao eixo do rio Paraguai, ao longo do trecho, cobrindo um total de 8,4 km de rio. Os braços de rio nas duas ilhas formadas no trecho pesquisado, também foram levantados, com 195 seções (ITTI, 2012).

As coordenadas das posições sondadas foram determinadas no sistema UTM, Datum WGS-84, Meridiano Central 45°. O nível de referência para as profundidades lançadas nas plantas batimétricas foi o nível de 0,48 m da régua da Estação Linimétrica de Porto Esperança. A cota zero para batimetria foi estabelecida na cota 80,555 m (ITTI, 2012). A Figura 4.8 e Figura 4.9 ilustram as medições topobatimétricas na região.

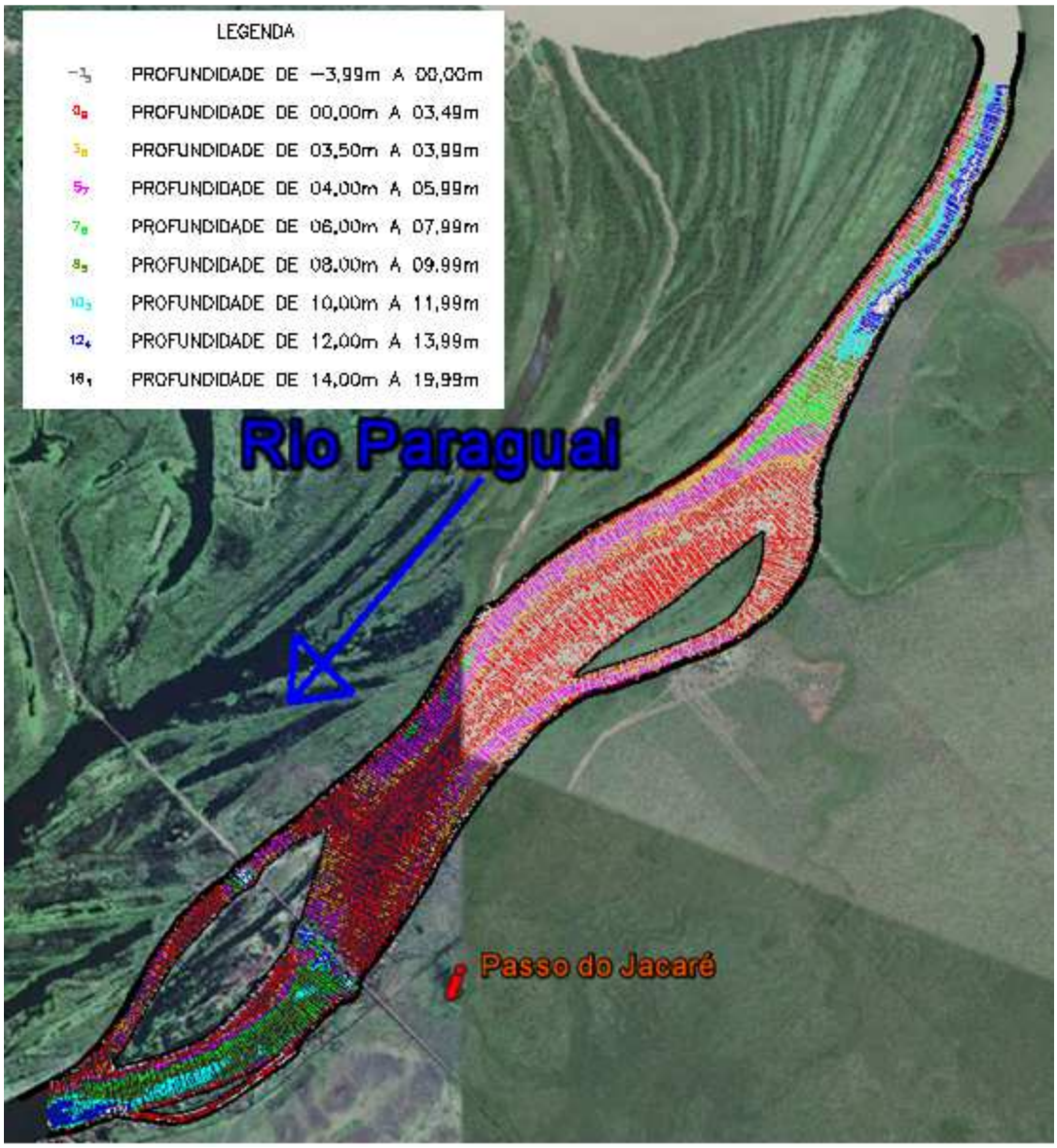


Figura 4.8 – Localização dos pontos levantados na medição batimétrica sobre uma imagem de satélite. As cores representam a elevação dos pontos, sendo que às cores mais quentes (vermelho) apresentam elevações superiores as de cores mais frias (azul) (Fonte: GoogleEarth).

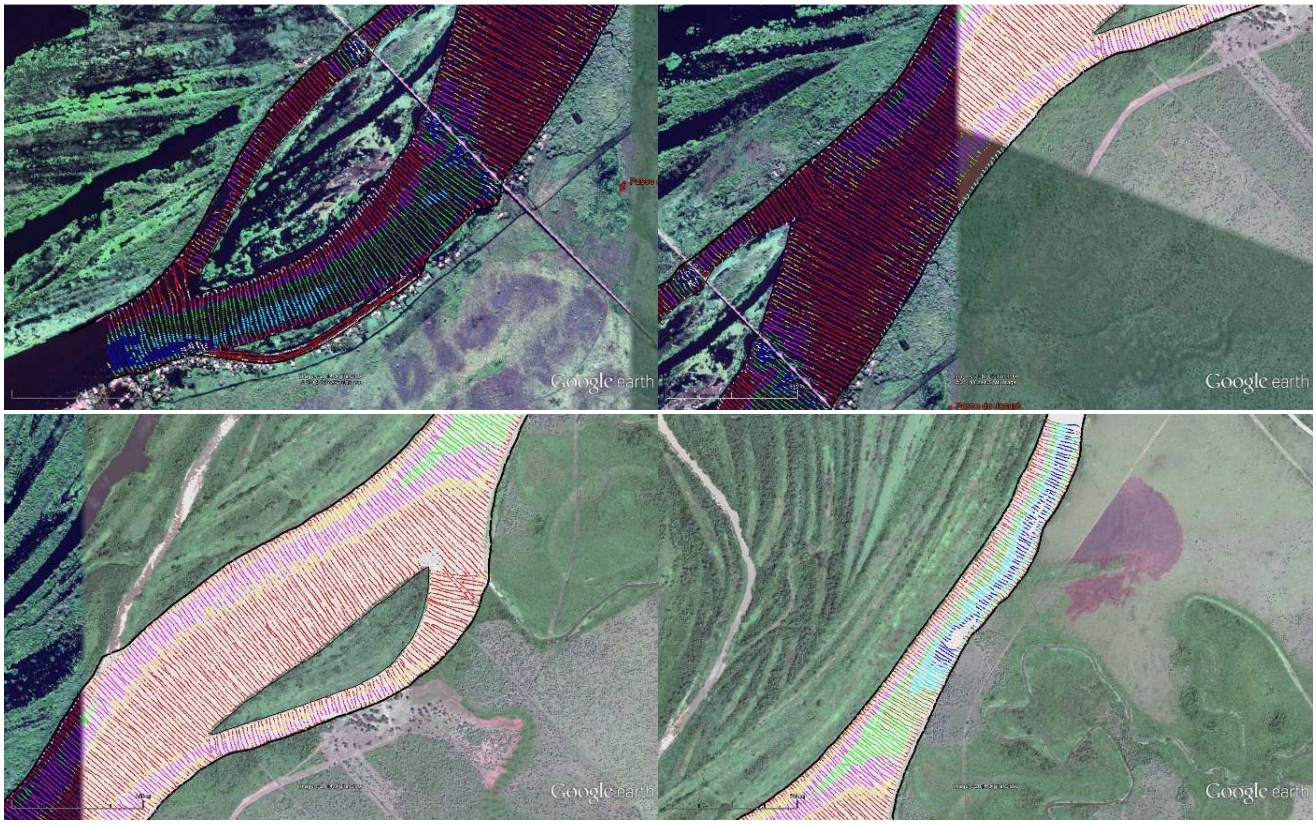


Figura 4.9 – Mosaico detalhado dos pontos levantados na medição batimétrica sobre uma imagem de satélite, tendo a mesma escala de cores da Figura 4.8 (Fonte: GoogleEarth).

4.6. MEDIÇÃO DE CORRENTES COM ADCP (ACOUSTIC DOPPLER CURRENT PROFILER)

O Perfilador Acústico de Corrente por Efeito Doppler (ADCP) é um equipamento acústico desenvolvido para medição de vazão e bastante eficiente para medição de velocidades de escoamentos permitindo a determinação dos componentes da velocidade do fluxo. Ele possibilita a realização das medições continuas de perfis de velocidade, ganhando em eficiência e sem perturbar as condições locais do fluxo (TERABE, 2003).

Para o projeto de dragagem do ITTI (2012), foram realizadas 15 seções transversais do rio com o principal objetivo de gerar informações sobre o campo de velocidades e de vazão. Essas informações foram geradas com o uso de um ADP SONTEK que opera na frequência de 1000 kHz e alcança profundidades de até 30 m. O equipamento foi acoplado à lateral de um barco (“voadeira”) para possibilitar a realização das seções. A campanha teve duração de 2 dias, sendo medidas no primeiro dia (22/05/2011) as seções 1 a 7 e o restante das seções no dia seguinte (23/05/2011).

Nenhuma medição ocorreu de forma simultânea, obtendo valores diferentes em cada medição. A diferença entre as vazões medidas ao longo da campanha chega a 18%. Essa diferença é

considerada alta para medições realizadas num curto espaço de tempo. Entretanto as seções presentes próximas aos contornos (seções 1, 14, 15) apresentam diferenças em torno de 1% entre elas, que possibilita a vinculação das mesmas. A Figura 4.10 mostra a localização das seções medidas com ADCP. O resultado das seções 01, 14 e 15 são apresentados na Figura 4.11, Figura 4.12 e na Figura 4.13, respectivamente. A Tabela 4.5 resume os resultados obtidos em todas as 15 seções no canal principal.

Figura 4.10 – Localização das seções medidas com ADCP (ITTI, 2012).

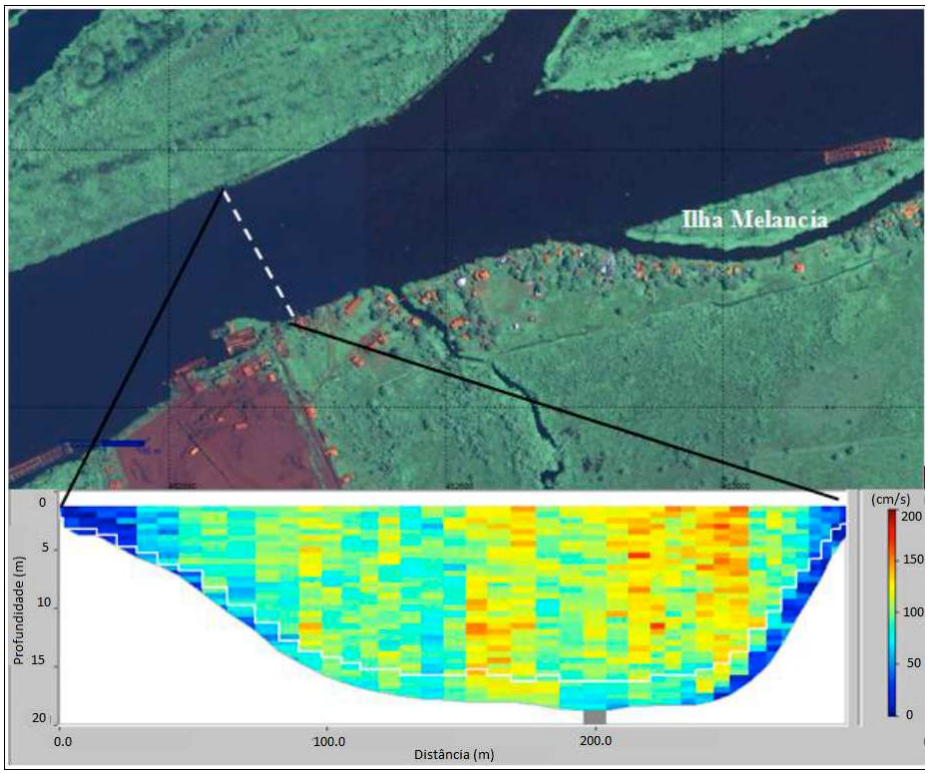


Figura 4.11 – Resultado da seção 01 medidas com o ADCP (ITTI, 2012).

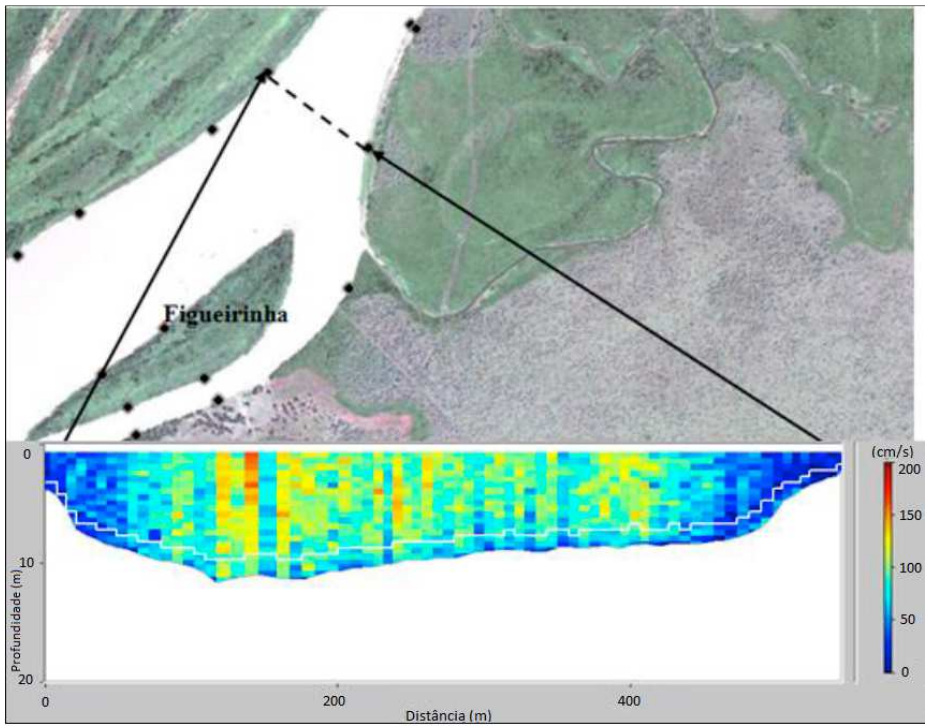


Figura 4.12 – Resultado da seção 14 medidas com o ADCP (ITTI, 2012).

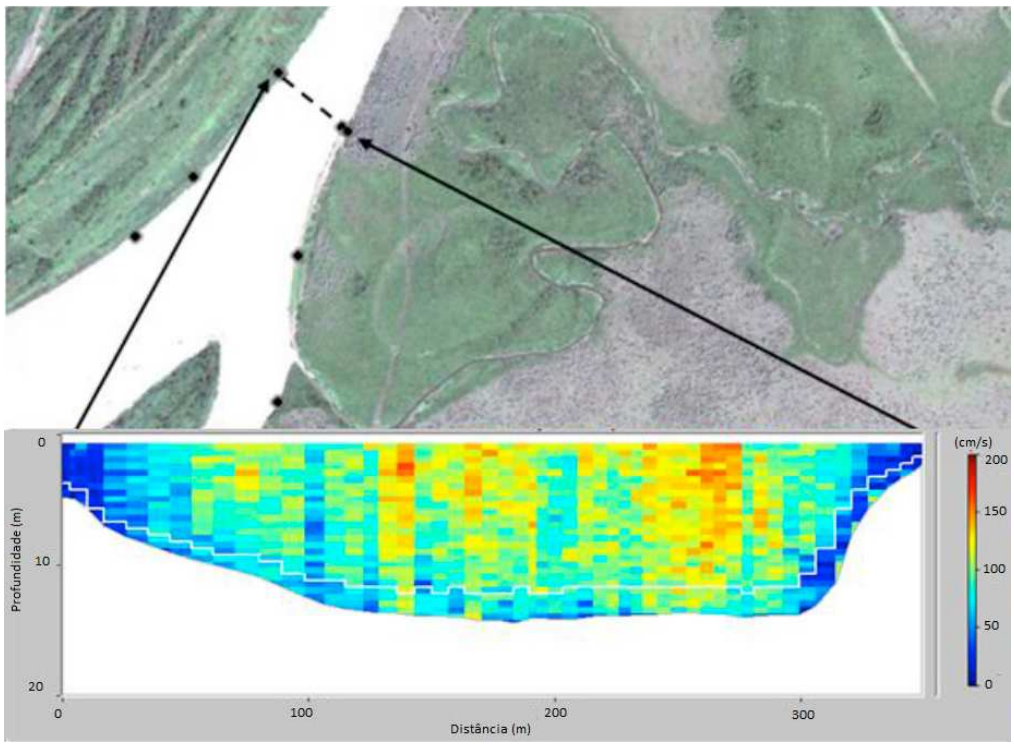


Figura 4.13 – Resultado da seção 14 medidas com o ADCP (ITTI, 2012).

Tabela 4.5 – Resultado das medições de ADCP para o canal principal do rio (ITTI, 2012).

Seção ADCP	Área (m²)	Vel. Média (m/s)	Vazão (m³/s)	Distância (m)	Distância Acum. (m)
1	4.047	0,93	3.763,5	0	0
2	4.327	0,94	4.056,7	400	400
3	4.382	0,895	3.922,8	300	700
4	5.030	0,825	4.150,3	540	1.240
5	8.910	0,481	4.289,5	570	1.810
6	5.252	0,765	4.016,5	190	2.000
7	5.863	0,71	4.177,8	545	2.545
8	5.457	0,81	4.424,0	355	2.900
9	5.071	0,86	4.344,7	430	3.330
10	6.156	0,67	4.150,3	650	3.980
11	6.038	0,71	4.291,4	485	4.465
12	5.381	0,75	4.035,5	335	4.800
13	6.305	0,64	4.009,9	570	5.370
14	4.943	0,76	3.773,6	380	5.750
15	4.131	0,90	3.726,2	500	6.250

4.7. CANAL DE NAVEGAÇÃO

O projeto de dragagem elaborado pela ITTI (2012) contemplou três alternativas para o canal de navegação, a primeira com 180 metros de largura, a segunda com 110 m e a terceira com 105,6 metros de largura. Neste estudo foi considerada apenas a terceira alternativa, uma vez que foi a alternativa recomendada na conclusão do projeto. A Tabela 4.6 mostra as coordenadas do ponto inicial e final do canal de navegação. A Figura 4.14 esboça o canal.

Tabela 4.6 – Dados de coordenadas de início e fim do canal de navegação (ITTI, 2012).

Canal de Navegação		
	Ponto de partida	**Ponto final**
	Coordenadas geográficas	**Coordenadas geográficas**
Latitude	-19° 36' 11"	-19° 34' 27"
Longitude	-57° 26' 30"	-57° 25' 00"
Datum	WGS84	WGS84
	UTM	**UTM**
E	453690.922 m	456282.894 m
N	7832366.124 m	7835598.019 m
Meridiano C.	57°	57°

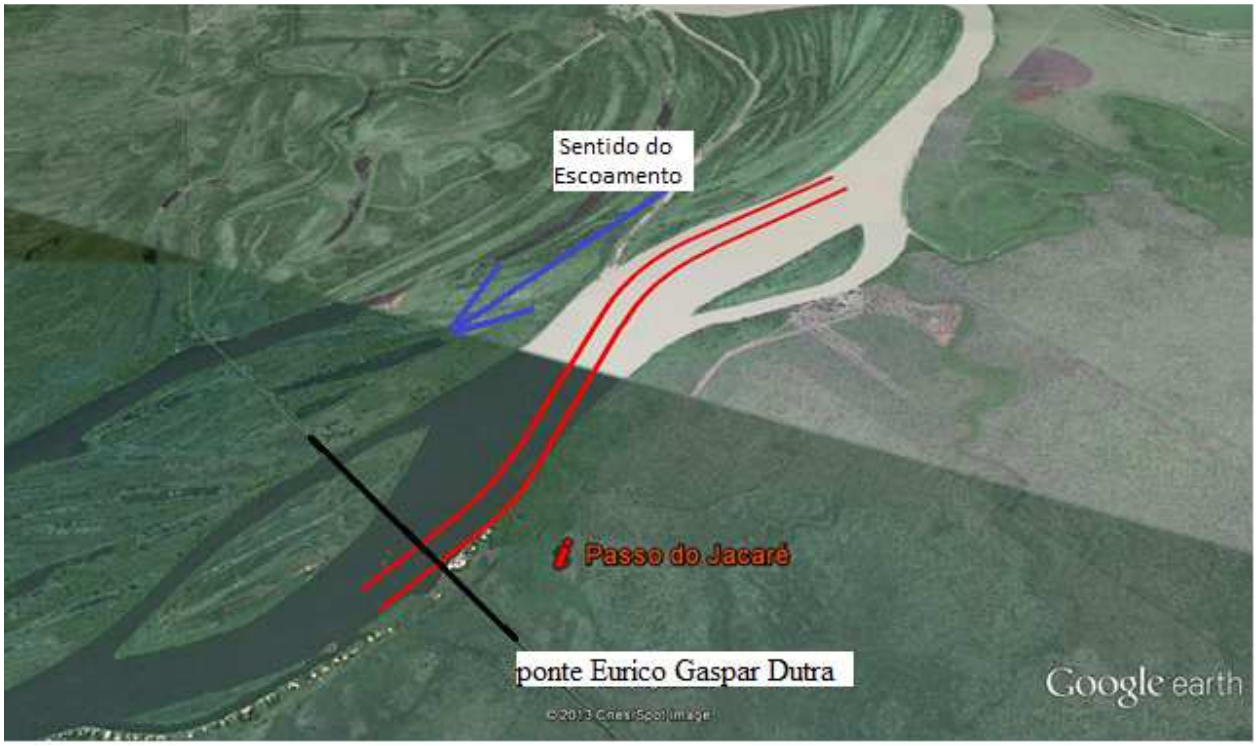


Figura 4.14 – Visão da localização do traçado do canal (em vermelho) no trecho por meio de uma imagem de satélite (Fonte: GoogleEarth).

O traçado do canal foi elaborado seguindo a publicação do PIANC et al. (1997) e apresenta uma extensão de 4.200 metros. A premissas descritas em PIANC et al. (1997) foram elaboradas para canais de aproximação para regiões costeiras, como descrito por Alfredini e Martins (2000). Foi estabelecido um comboio base para o dimensionamento do traçado. As embarcações possuem uma configuração 4x4, com chatas de 60 m x 12 m e empurrador com 50 m de comprimento. Para permitir o trânsito do comboio base durante todo o período anual foi calculado uma profundidade de 3,5 metros abaixo do nível de referência, já descrito no subcapítulo 4.5, correspondente à cota 80,555 m (ITTI, 2012).

4.8. PONTE EURICO GASPAR DUTRA

A ponte Eurico Gaspar Dutra desempenha um importante papel de desenvolvimento na região noroeste do país, além de garantir o intercâmbio dessa região com outros países, em especial com a Bolívia. Esta obra ostenta 2 km de extensão, vencidos por arcos que chegam a atingir um vão máximo de 110 m entre o leito menor, situado na margem esquerda (visão jusante para montante). Sua construção durou 8 anos, sendo iniciada em 1938 (ITTI, 2012). O croqui do projeto da ponte e uma foto são exibidos na Figura 4.15 e Figura 4.16.

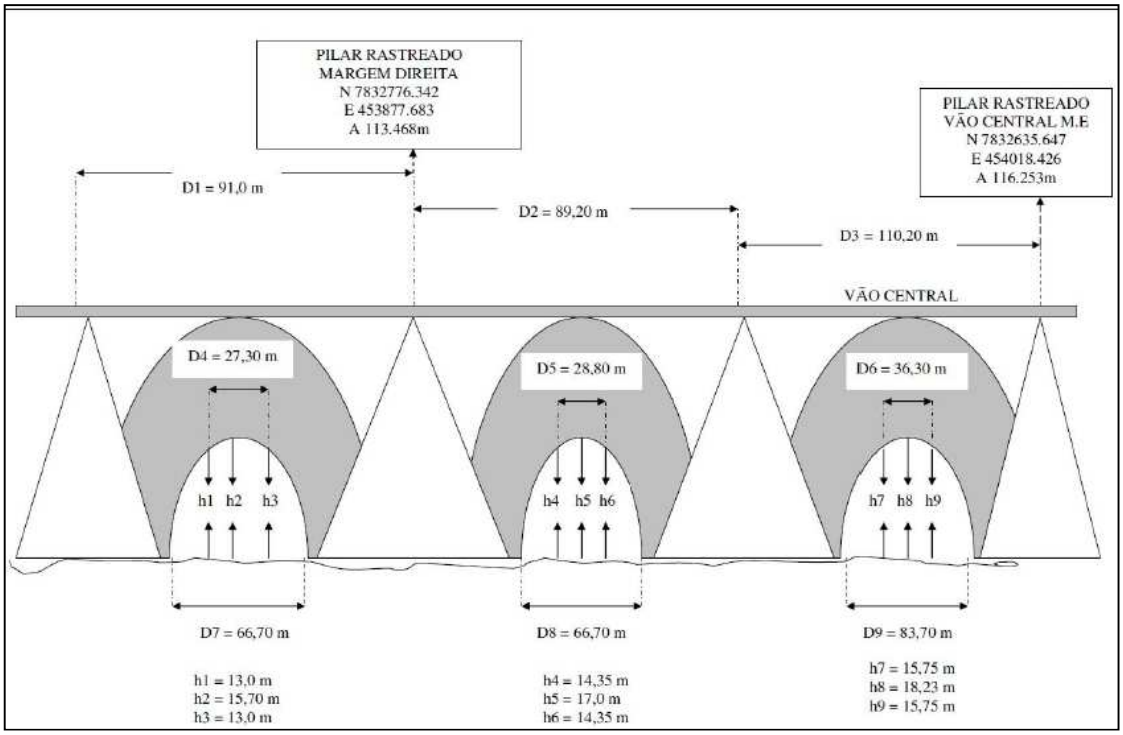


Figura 4.15 - Croqui da ponte ferroviária Eurico Gaspar Dutra (ITTI, 2012).

Figura 4.16 - Foto da ponte ferroviária (ITTI, 2012).

4.9. ESTUDOS DE MODELAGEM COMPUTACIONAL ANTERIORES

Com a finalidade de embasar o projeto de dragagem, foi realizada uma modelagem hidrodinâmica e morfológica da aplicação das alternativas dos canais de navegação, no local de estudo. Além da descrição presente no relatório do ITTI (2012), a modelagem foi descrita em mais dois artigos: RATTON et al., (2011a) e RATTON et al., (2011b).

O modelo hidrodinâmico e morfológico usado no estudo anterior é o pacote do sistema de modelagem CCHE (Universidade do Mississipi, free-software). O modelo usa métodos de solução de equações diferenciais (métodos de elementos finitos) e utiliza as equações de Navier-Stokes/Reynolds médias, de forma bidimensional (ITTI, 2012). O modelo foi implementado e calibrado com os dados oriundos de levantamentos de campo de vazão/velocidade, granulometria dos sedimentos e batimetria. A Figura 4.17 ilustra uma comparação de velocidade realizada para validação do modelo.

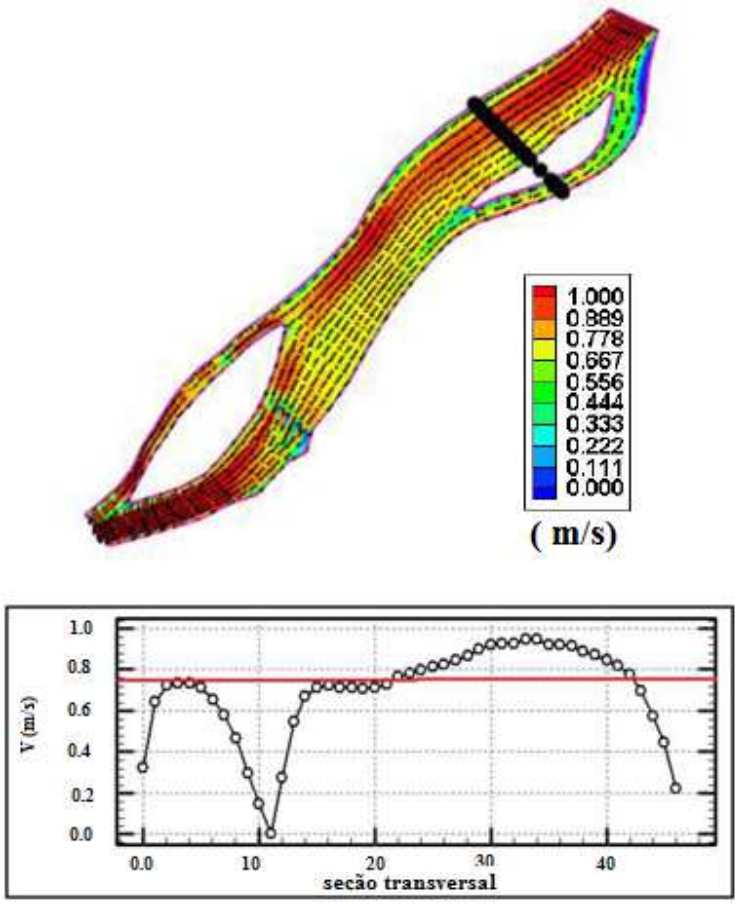


Figura 4.17 – Análise comparativa de velocidades entre o modelo (pontos) e o ADCP (linha vermelha, 0,76 m/s) (RATTON et al., 2011a).

A modelagem contemplou quatro cenários distintos: o primeiro natural do local (sem a dragagem), o segundo com a alternativa do canal de navegação com 180 m de largura, o terceiro com o canal de 110 m e o último com a alternativa de 105,6 m. Todas as alternativas do canal simuladas apresentam uma profundidade igual a 3,5 m. Em todos os cenários foi feita a evolução da morfologia por um período de 5 anos (RATTON et al., 2011a).

A comparação entre os estudos realizados e os registros históricos de erosão/sedimentação nas imediações do Passo do Jacaré permitiu constatar que o problema de assoreamento do Rio Paraguai está associado à existência da ponte ferroviária, que diminuiu a capacidade hidráulica de escoamento do rio neste local (RATTON et al., 2011b).

A simulação de evolução sem intervenção confirma a atual situação de passagem crítica do Passo Jacaré, já que demonstra uma tendência de assoreamento na parte central do rio. A simulação da alternativa 3 (canal de 105,6 m) foi considerada a melhor alternativa do projeto. A Figura 4.18 ilustra a evolução morfológica no trecho com e sem dragagem, no período de 1 e 5 anos.

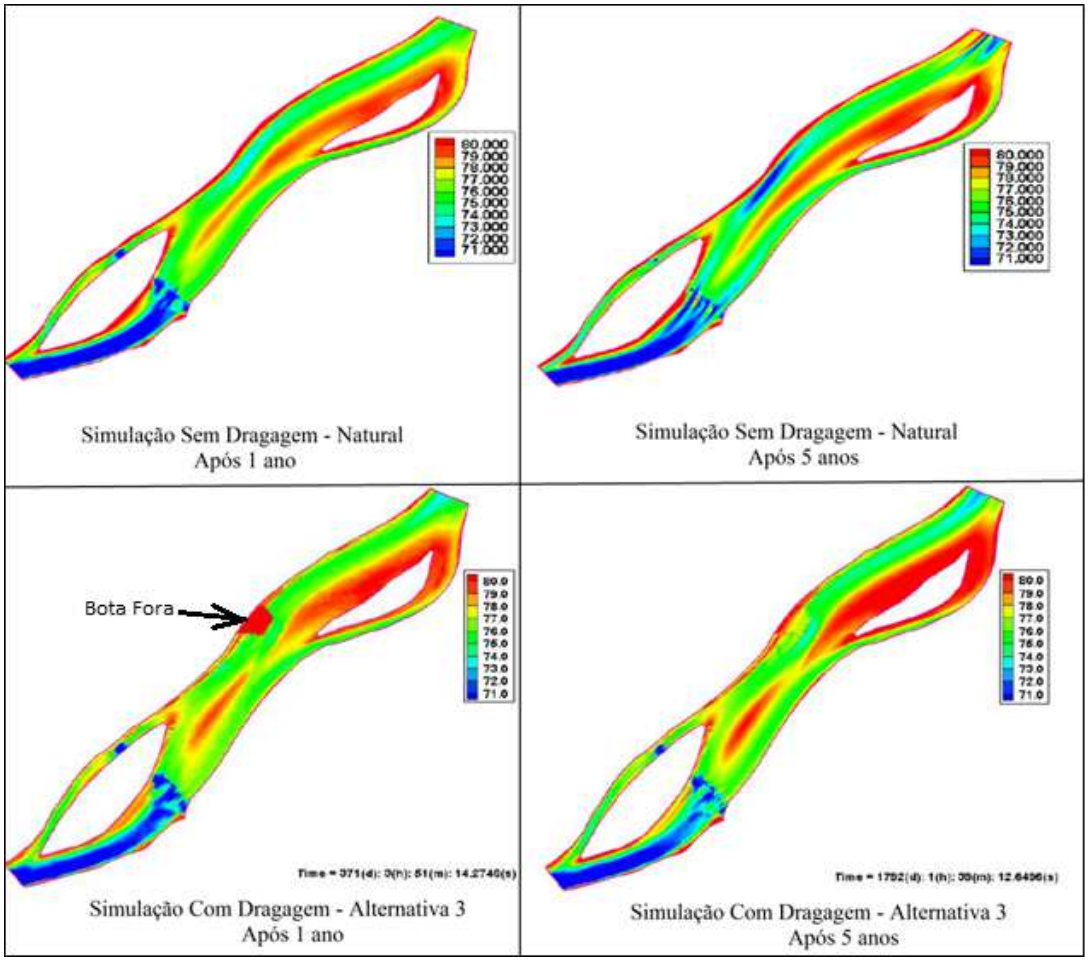


Figura 4.18 – Resultados referentes à cota de elevação do leito (m), da evolução morfológica de até 5 anos, com cenário natural e com o canal (ITTI, 2012).

Observando a Figura 4.18 é possível verificar, na situação com dragagem, a localização do bota fora do projeto na margem direita do rio. Após os 5 anos, nota-se uma tendência erosiva na ponta do bota fora. Esse efeito pode ser comparado com os efeitos resultantes da implantação de diques e espigões. Por esse motivo, o relatório do ITTI (2012) recomendou para estudos futuro a implementação de uma modelagem com essas estruturas, servindo como motivação para este estudo.

5. MODELAGEM COMPUTACIONAL

Utilizando os dados descritos no Capítulo 4, foi realizado, utilizando o Delft3D, um modelo para área de estudo. A elaboração do modelo é feita por diferentes etapas: geométrica, hidrodinâmica e sedi-morfológica. Na parte final os resultados obtidos pelo modelo são comparados aos resultados medidos em campo.

5.1. MODELO GEOMÉTRICO DA ÁREA DE ESTUDO

5.1.1. Confecção da Grade Numérica (Grid)

Utilizando uma foto por satélite e os dados batimétricos, foram criados os contornos terrestres do trecho do Rio Paraguai em questão. A área de estudo é conhecida por ser uma área de grandes alagamentos durante a época de cheias, por conta disso foi criado um segundo contorno, com a finalidade de incluir as zonas de inundação. Esse segundo contorno avança a partir da margem 300 metros de cada lado de forma paralela, seguindo o contorno da margem. A Figura 5.1 ilustra os contornos aplicados.

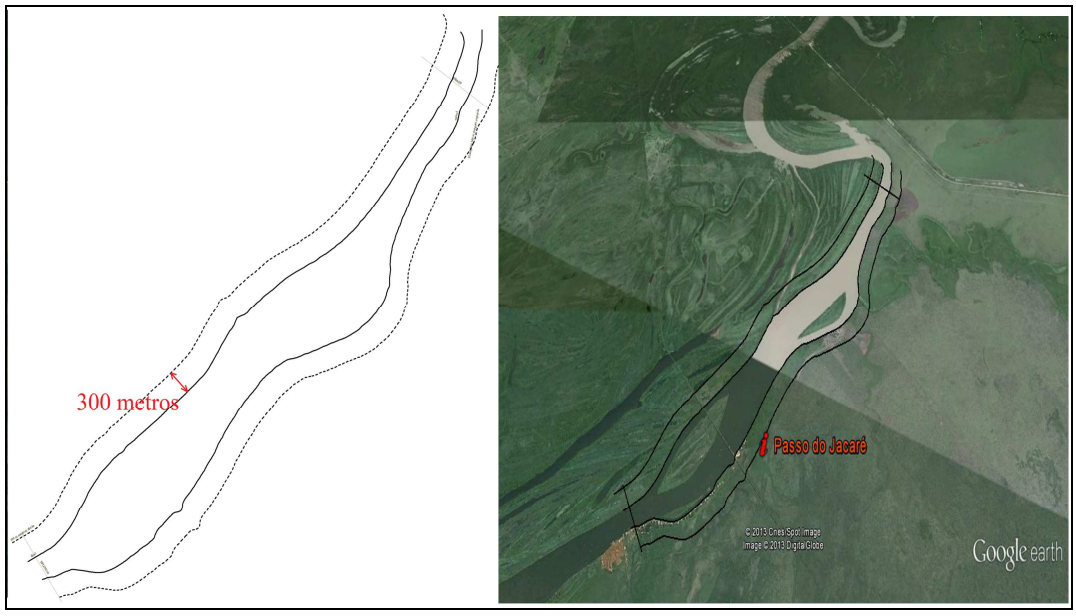


Figura 5.1 – Contornos bases para geração da grade visualizada sobre uma imagem de satélite (Fonte: GoogleEarth).

Dentro desses contornos, foi criada uma grade numérica com ajuda do módulo RGFGRID, presente no Delft3D. A grade obtida acompanha os contornos, sendo caracterizada como curvilínea, de forma que as linhas de grade na direção longitudinal acompanham a direção dos fluxos mais intensos, para minimizar erros numéricos (GARCIA, 2008). A grade é constituída por 109 linhas na direção horizontal a margem do rio (M) e 102 linhas na direção longitudinal (N). Verticalmente a grade pode ser dividida em *layers* (camadas σ) com diferentes porcentagens de espessura. No modelo

foram aplicadas 10 camadas σ, com a seguinte distribuição de espessura: 2%, 3%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12%, 15%, 20% e 20%. A grade apresenta um total de 111.180 células. A Figura 5.2 mostra a grade computacional para região.

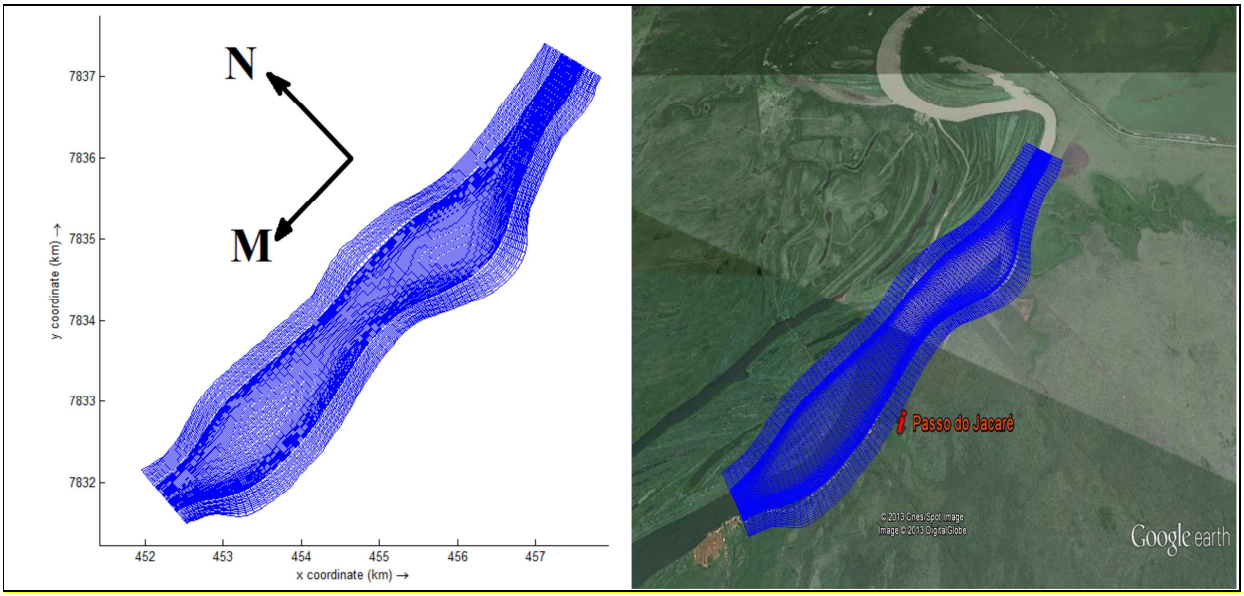


Figura 5.2 – Grade computacional vista sobre uma imagem de satélite (Fonte: GoogleEarth).

Nas regiões de inundação, a resolução da grade na direção N é menor do que na área permanente do fluxo. A grade acompanha as alterações de largura das margens, variando o tamanho das células. As dimensões das células na área de inundação podem variar entre 3,5 m e 23 m na direção N (sendo menores próximas às margens) e 65 m a 80 m na direção M. Na região da calha do rio as células variam entre 3,0 m a 21 m na direção N e 65 m a 80 m na direção M. A Figura 5.3 demonstra essa variação.

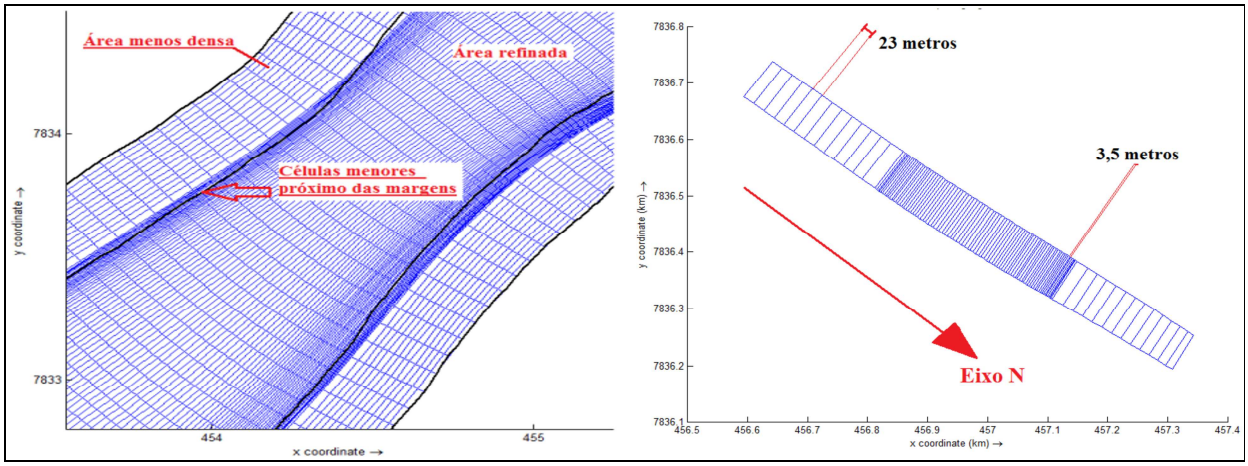


Figura 5.3 – Variação da dimensão da malha, exemplo de uma seção.

5.1.2. Qualidade da Grade Numérica

Após a elaboração da grade, foi examinada a qualidade da mesma. A verificação é realizada dentro do próprio módulo RGFGRID. Isso permitiu que a grade atingisse um patamar de qualidade exigido pelo modelo Delft3D. As verificações foram quanto à ortogonalidade, suavidade e resolução dos elementos.

Ortogonalidade: obtida com base nos valores dos cossenos dos ângulos entre as linhas da grade. Os valores obtidos devem ser próximos de zero, por exemplo, entre 0,02 e 0,04 no interior da grade. Já próximo aos limites da grade, podem ser tolerados valores maiores que na área interna da grade (DELTARES, 2012). A grade elaborada apresentou uma ortogonalidade dentro do padrão, tendo os maiores valores próximos a condição de contorno de jusante. A Figura 5.4 demonstra a verificação.

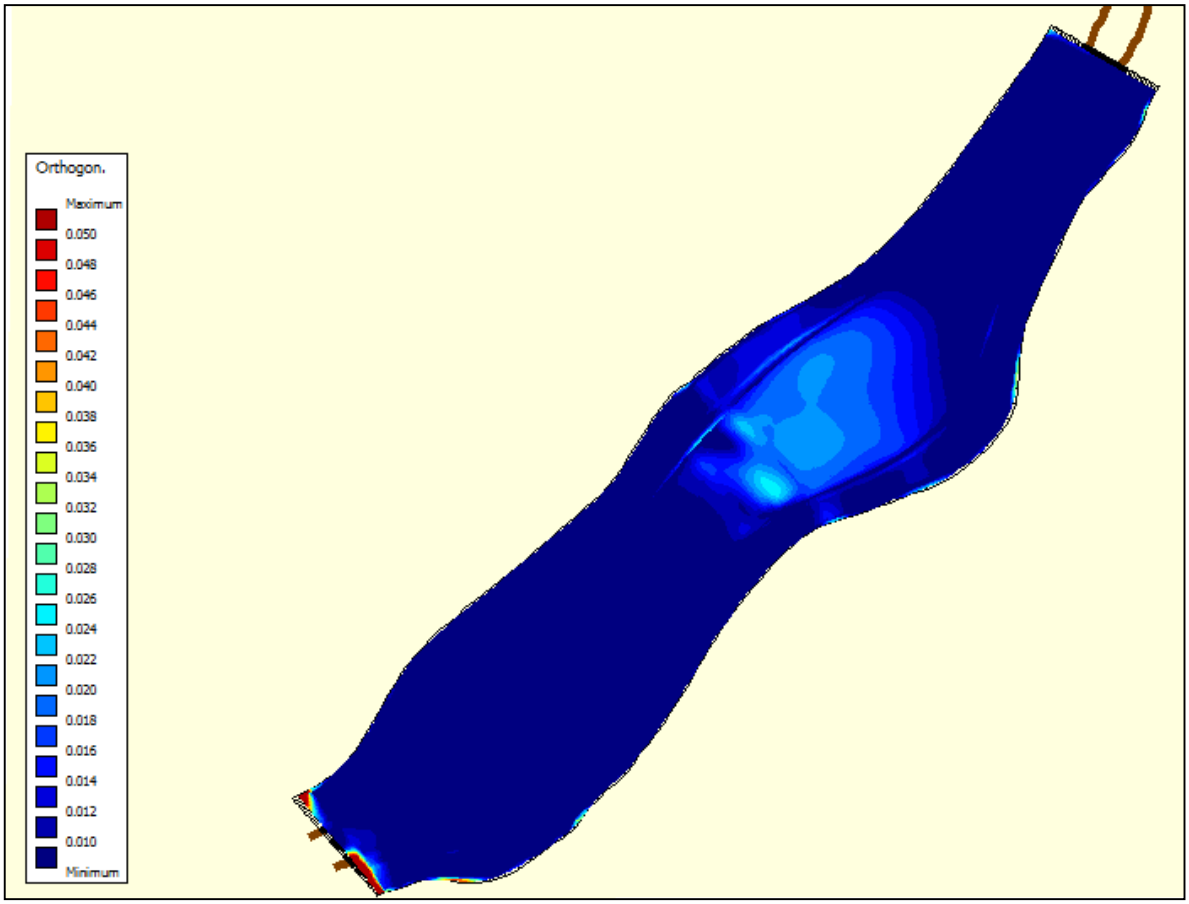


Figura 5.4 – Ortogonalidade da grade.

Suavidade: obtida pela variação entre o tamanho das células da grade nas direções (M) e (N). Este valor deve ser preferencialmente menor que 1,4 na área de interesse, podendo atingir valores ligeiramente maiores nos limites da grade (DELTARES, 2012). A suavidade encontrada na grade na direção M está dentro do padrão. Na direção N, é visível um aumento da suavidade exatamente no contorno das margens, onde a grade é mais refinada. A Figura 5.5 e a Figura 5.6 demonstram a verificação nas duas direções.

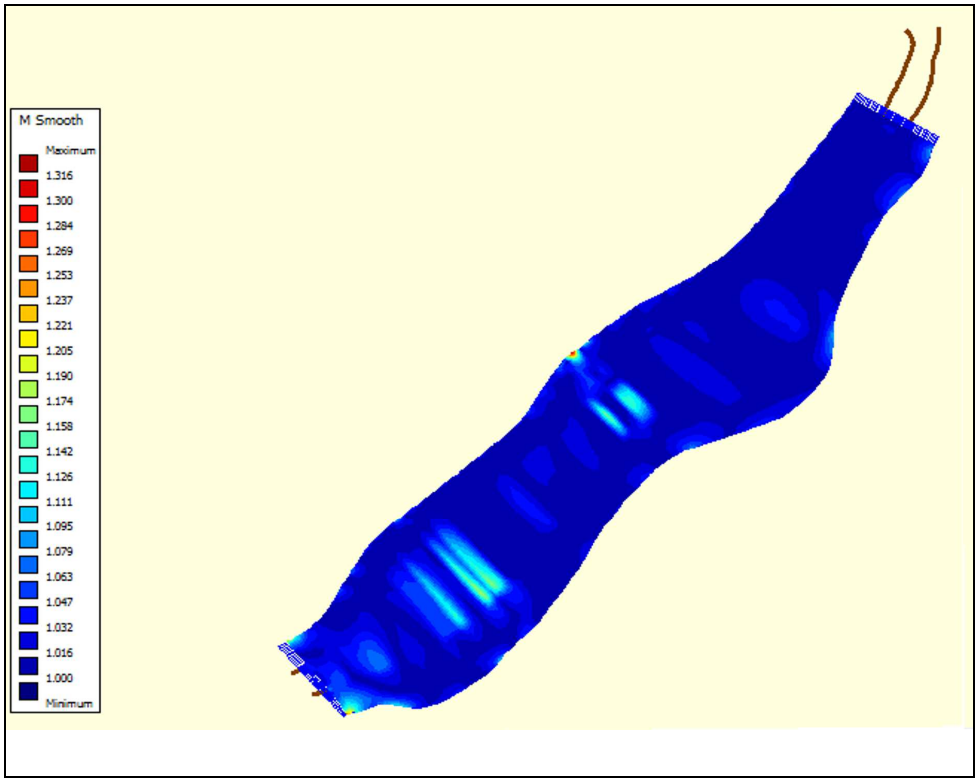


Figura 5.5 – Suavidade da grade no eixo M.

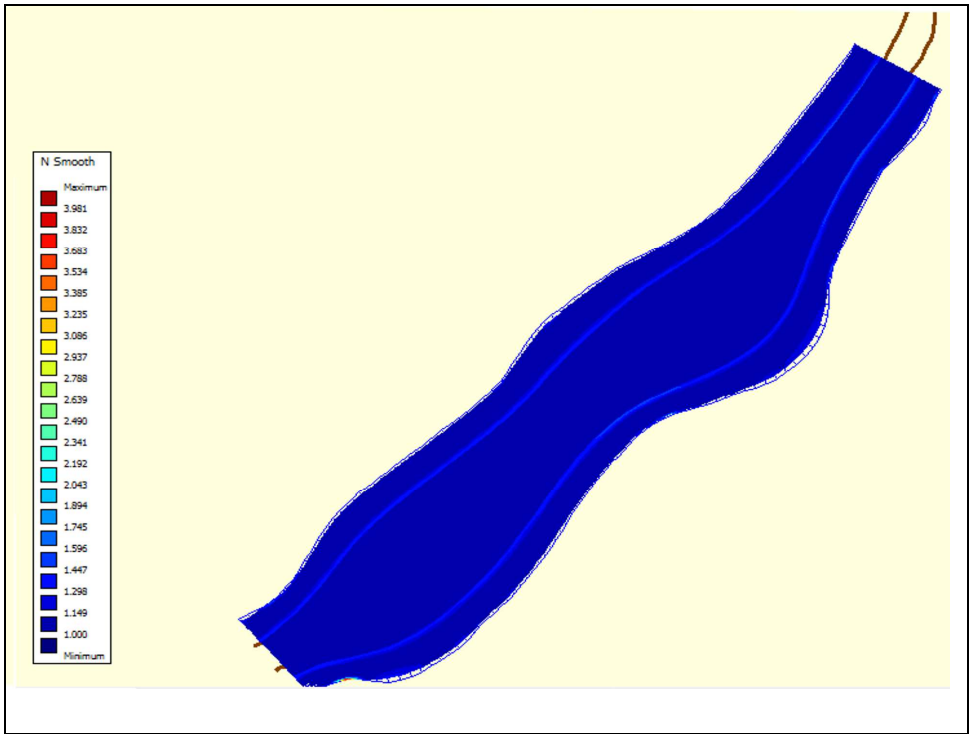


Figura 5.6 – Suavidade da grade no eixo N.

Resolução dos Elementos: Este teste permite verificar qual o tamanho médio, máximo e mínimo das células que compõem a grade. A resolução é obtida a partir da raiz quadrada da área das células. A resolução expõe novamente o refinamento da grade nas margens e na região a montante. A Figura 5.7 demonstra a verificação.

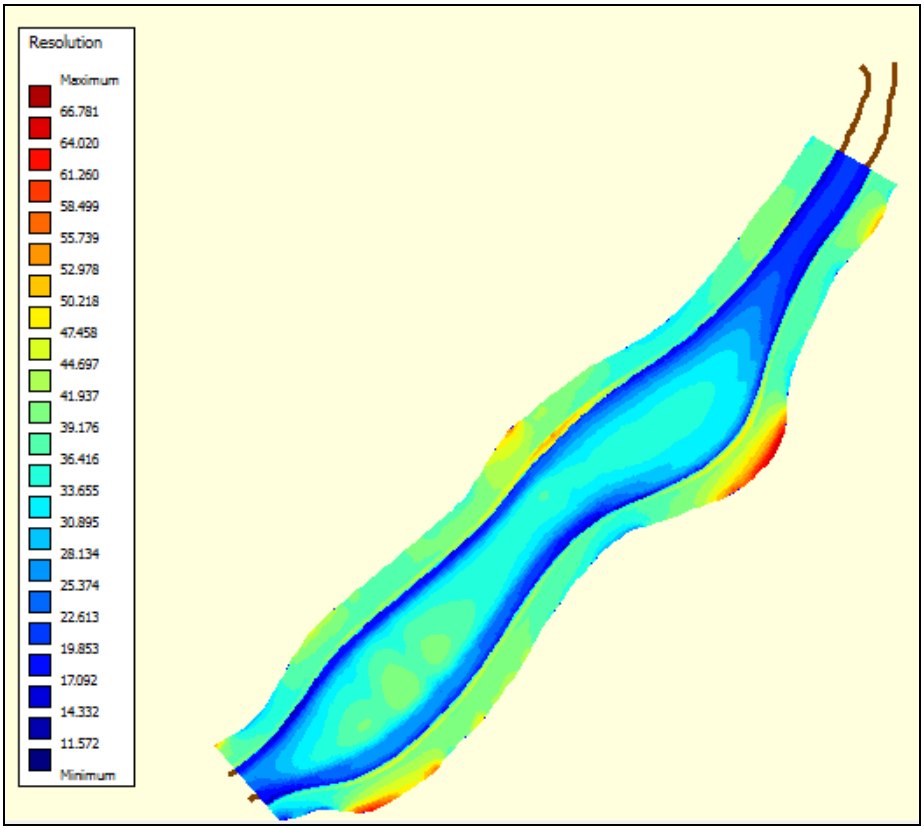


Figura 5.7 – Resolução da grade.

5.1.3. Malha Batimétrica

Para elaboração do modelo foram utilizados os dados de batimetria apresentados em ITTI (2012). Como descrito no subcapítulo 4.5, a cota zero da batimetria se encontra na cota 80,555 m. Porém a batimetria cedida abrange somente a área perene do rio, sem o levantamento das ilhas presentes ao longo da área. Não foi encontrado nenhum dado de levantamento topográfico da região de estudo. Isso gerou incerteza quanto à cota nas 3 ilhas ao longo da área de estudo. Por conta disso, foi utilizado como premissa que, em nenhum momento, o nível da água supera as cotas das ilhas. Essa premissa também foi utilizada em ITTI (2012), Ratton et al. (2011a) e Ratton et al. (2011b). Para representar essa condição no modelo, a cota das 3 ilhas foram consideradas 10 metros acima do zero. Na área de inundação ocorreu uma situação semelhante. Por ser uma área secundária para o estudo e pela falta de dados optou-se em complementar a batimetria obtida. Utilizou-se de dados altimétricos provenientes do sistema Shuttle Radar Topography Mission (SRTM). Ao obter a nuvem de pontos, com a altimetria total da área de estudo, utilizou-se do módulo QUICKIN do Delft3D. O módulo determinou a profundidade de cada ponto das células por interpolação, criando assim a malha

batimétrica do modelo. A Figura 5.8 e a Figura 5.9 mostram a resolução final da malha batimétrica, em função da profundidade, no trecho e na região da ponte ferroviária.

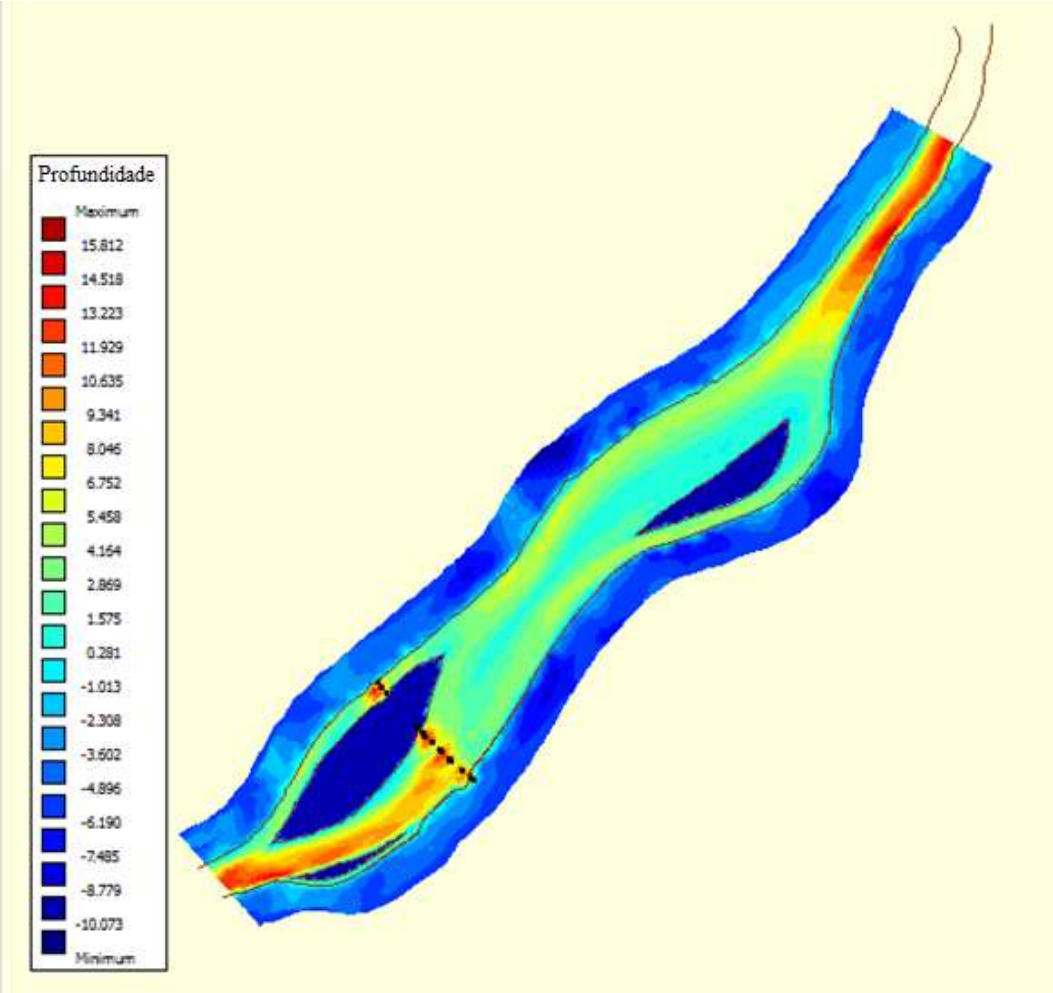


Figura 5.8 – Malha batimétrica implementada no modelo. A escala de cores representa a profundidade (valores positivos são mais profundos) em metros, sendo que zero da batimetria está na cota 80,555 m.

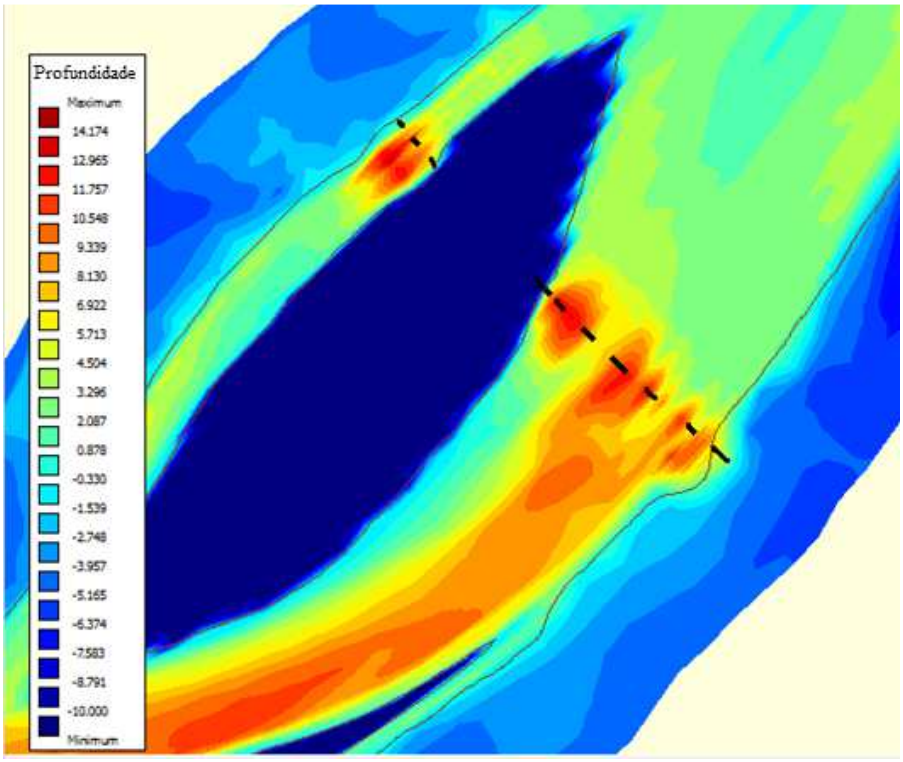


Figura 5.9 – Detalhe da malha batimétrica implementada na região da ponte, a escala de cores representa a profundidade (valores positivos são mais profundos) em metros, sendo que zero da batimetria está na cota 80,555 m.

Nota-se que a batimetria gerada permite distinguir a região da calha do rio. Também é possível visualizar a diferença de profundidade a montante e jusante da ponte, caracterizando a sedimentação descrita nos estudos realizados anteriormente na região.

5.1.4. Passo de Tempo

A verificação do número de Courant, descrito no subcapítulo 3.1.1, pode ser visualizada no próprio módulo QUICKIN, sendo possível analisar diversos passos de tempo, permitindo a determinação do passo mais adequado. Nesse estudo foi utilizado o passo de tempo de 3 segundos ou 0,05 minuto. No modelo o número de Courant ficou dentro do padrão, sendo superior ao na região a montante. Isso ocorre devido ao efeito da curva a montante do modelo incorporado na condição de contorno, que será comentado posteriormente, aumentando a velocidade e consequentemente o valor do parâmetro. A Figura 5.10 mostra a distribuição espacial da avaliação do número de Courant.

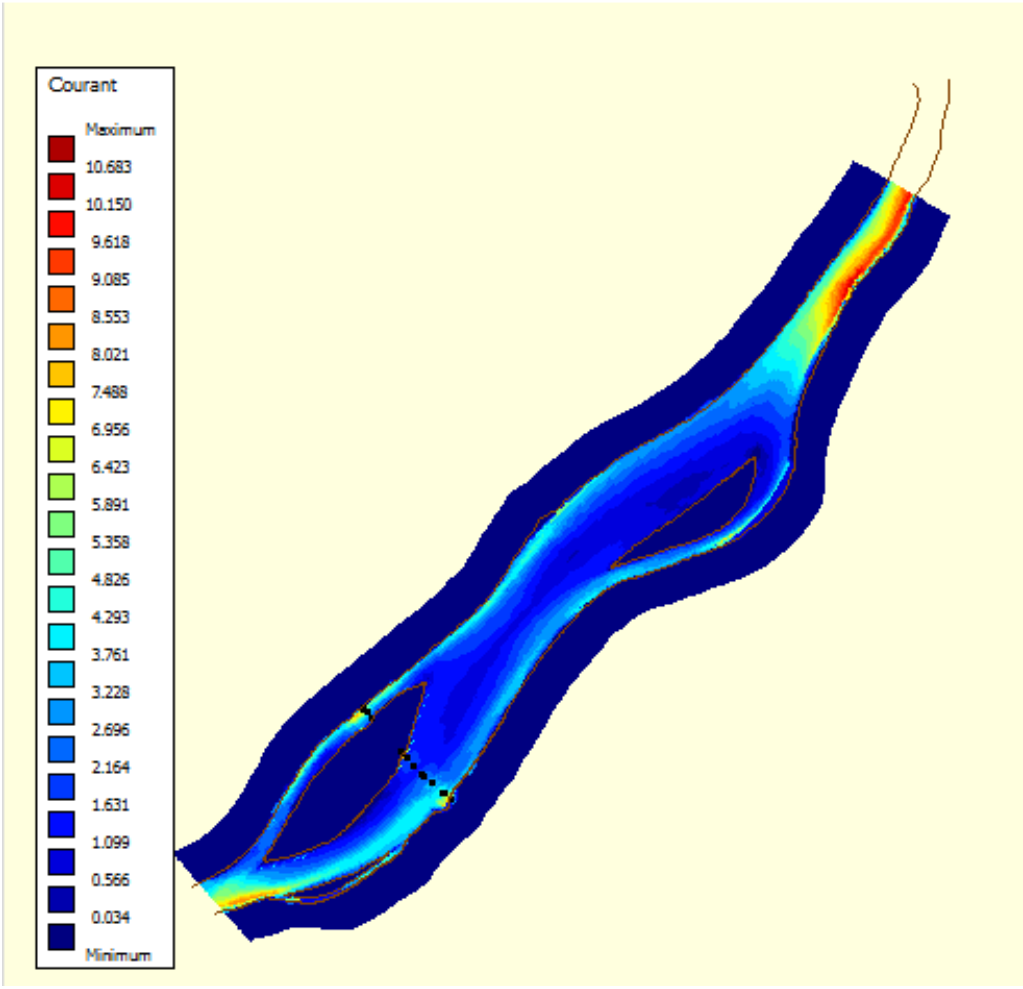


Figura 5.10 – Verificação do número de Courant.

5.1.5. Pilares da Ponte

A ponte ferroviária Eurico Gaspar Dutra, descrita no subcapítulo 4.8, é caracterizada como um ponto crítico da hidrovia. A reprodução da ponte dentro do modelo é realizada pela locação de seus pilares. Para a representação dos pilares da ponte foram incluídas linhas secas. Essas linhas, localizadas nas arestas da célula, impedem a troca de fluxo entre as duas células computacionais adjacentes, sem a redução da superfície molhada total do modelo (DELTARES, 2012). Essa característica permite que as duas células, que dividem a aresta com a linha seca, possam trocar fluxo por meio das outras arestas, evitando uma redução do volume total do modelo.

Foram considerados 5 pilares dentro do canal principal e 2 nas margens (cabeceiras). No canal que passa à direita da ilha do Jacaré foram considerados 3 pilares, sendo 2 nas margens. No total foram implementadas 10 linhas secas na direção N com dimensões próximas aos pilares da ponte, deixando vãos livres entre eles. A Figura 5.11 e a Figura 5.12 ilustram o posicionamento dos pilares na grade.

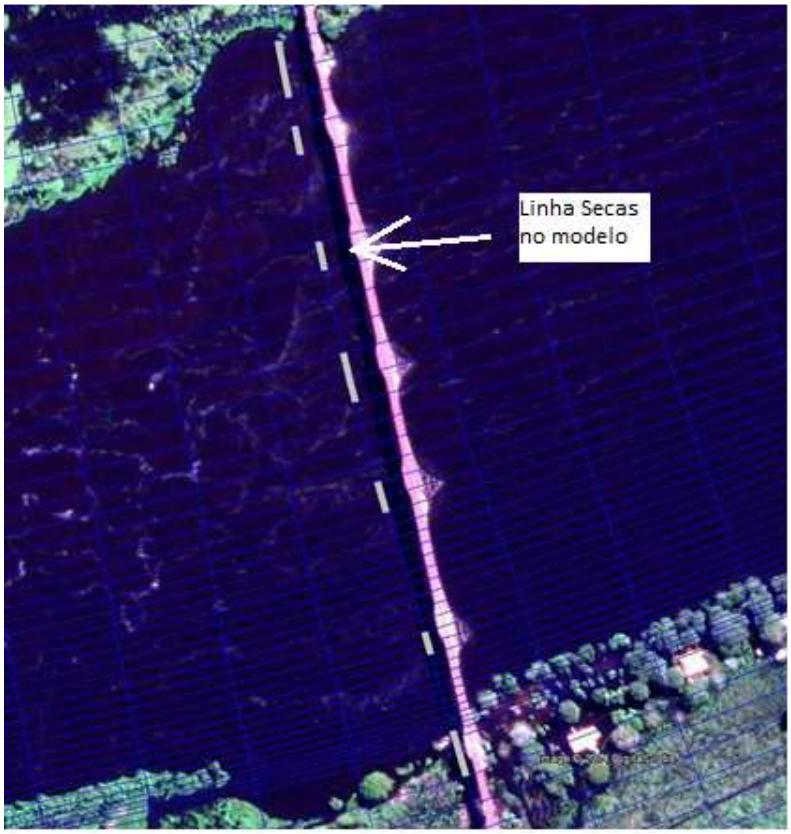


Figura 5.11 – Localização das linhas secas, que representam os pilares da ponte dentro do modelo, canal principal.

Figura 5.12 – Localização das linhas secas, que representam os pilares da ponte dentro do modelo, canal entre a ilha do Jacaré e a margem direita.

5.2. MODELO HIDRODINÂMICO

Uma vez definida a modelagem geométrica, são definidos os parâmetros físicos, as condições de contorno, os dados de entrada em cada contorno e condições iniciais do modelo hidrodinâmico.

5.2.1. Parâmetros Físicos

O modelo permite a alteração de alguns parâmetros físicos como a rugosidade. Entre as opções existentes no modelo podem ser empregadas as formulações de rugosidades de Chézy e de Manning, apresentadas no subcapítulo 2.1.5 (DELTARES, 2012). A formulação escolhida foi a de Manning (Equação 2.23), por ser altamente reconhecida e ter sido utilizada na modelagem bidimensional feita pelo ITTI (2012).

5.2.2. Análise de Sensibilidade da Rugosidade

Para definir um valor inicial do coeficiente de rugosidade empregado no modelo foi realizada uma análise de sensibilidade do mesmo. A análise utilizou os dados medidos em campo e os valores atribuídos em outros estudos.

O resultado da curva granulométrica obtido para região obteve um d_{50} de 0,016 cm e um d_{90} de 0,098 cm. Utilizando a fórmula de Strickler (Equação 2.24) e de M-P-M (Equação 2.25), a rugosidade local resultante é um coeficiente de Manning igual a 0,024 $sm^{-1/3}$ com Strickler e 0,026

$sm^{-1/3}$ com M-P-M. O valor foi considerado próximo ao valor utilizado na modelagem bidimensional (0,025 $sm^{-1/3}$) apresentada no subcapítulo 4.9.

A fim de avaliar melhor os valores, foi realizada uma verificação utilizando a equação de Manning (Equação 2.23) na seção de número 6 (montante da ponte) e 15 (seção mais a jusante no modelo) das medições com ADCP, apresentadas no subcapítulo 4.6. A Tabela 5.1 mostra os resultados obtidos.

Tabela 5.1 – Resumo dos dados para o cálculo da rugosidade.

Seção	Área molhada (m^2)	Perímetro molhado (m)	Raio hidráulico (m)	Vazão (m^3/s)	Declividade (m/m)	n ($sm^{-1/3}$)
6	5252	381	13,78	4016	0,0000097	0,023
15	4131	381	10,84	3726	0,000026	0,028

Os coeficientes de rugosidades obtidos pela Tabela 5.1 mostram que a rugosidade dos trechos antes e depois da ponte podem ser diferentes. Entretanto optou-se em utilizar um coeficiente uniforme ao longo de todo o trecho, simplificando o modelo. A média das duas rugosidades apresentadas na Tabela 5.1 é de 0,025 $sm^{-1/3}$, sendo este o valor inicial escolhido para ser implementado no modelo.

As análises granulométricas verificaram apenas os sedimentos dentro da zona permanente do rio. Na área de inundação foi utilizada uma rugosidade de 0,03 $sm^{-1/3}$, valor considerado dentro da variação dos valores para margens muito planas e constantemente inundadas, semelhante a área de estudo (AMINUDDIN et al., 2007).

As metodologias aplicadas para obtenção dos coeficientes de rugosidade são descritas no subcapítulo 2.1.5 e desconsideram a rugosidade presente no leito devido à forma, descrito no subcapítulo 2.2.1. A influência da forma do leito, na rugosidade local, pode ser verificada por meio da comparação dos resultados, obtidos pelo modelo inicial, de níveis d'água e velocidades, com as medições de campo, descritas no capítulo 4. Quanto maior for a diferença entre eles, maior é a influência da forma. Devido à forma do leito, os valores atribuídos aos coeficientes de rugosidade podem sofrer alteração, permitindo que a diferença entre os resultados do modelo e das medições de campo sejam reduzidas. Esse ajuste é conhecido como calibração do modelo.

Utilizando os dados referentes a seção de número 6 (montante da ponte), das medições com ADCP, foi verificado qual a condição de forma do leito. O critério utilizado para classificação foi a metodologia de Van Rijn (1993), apresentado no subcapítulo 2.2.1. O valor do diâmetro da partícula adimensional (D_*) estimado foi de 4,04 e do parâmetro de etapa do escoamento (T) de 3,34. Esses valores determinam que a forma do leito na região a montante da ponte é composta por grandes rugas e dunas. Entretanto o valor ultrapassa muito pouco a classificação de pequenas rugas.

5.2.3. Condições de Contorno

As condições de contorno abertas (fronteiras abertas) relacionam os dados de entrada dentro do modelo. Os contornos abertos são definidos em seções de uma ou mais células da rede e devem se localizar nas bordas da grade (DELTARES, 2012).

O modelo apresenta duas condições de contorno abertas. De acordo com a direção do curso do rio, uma se localiza à montante e a outra, jusante. A Figura 5.13 mostra a localização dos contornos abertos na grade do modelo. A área de estudo apresenta uma pequena restituição que deságua na região central do modelo. Tal contribuinte foi desconsiderado na modelagem devido à falta de dados e pelo porte do mesmo frente ao rio principal.

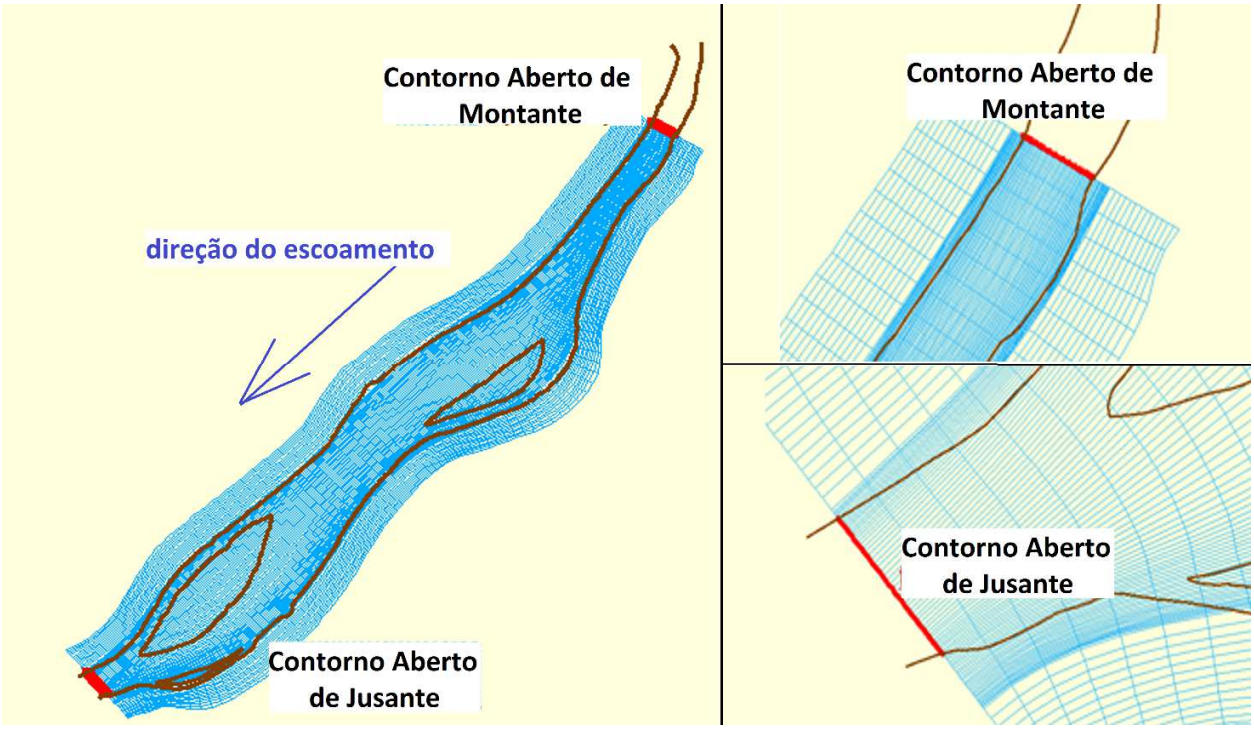


Figura 5.13 – Condições de contorno abertas.

Pode-se atribuir diferentes tipos de dados de entrada a esses contornos, de acordo com os dados medidos em campo. No estudo atual optou-se em atribuir uma vazão total na condição de montante e um nível d'água relacionado para condição de jusante.

Analisando o trecho do rio na parte montante ao modelo, observa-se a existência de uma curva bastante sinuosa, ilustrada na

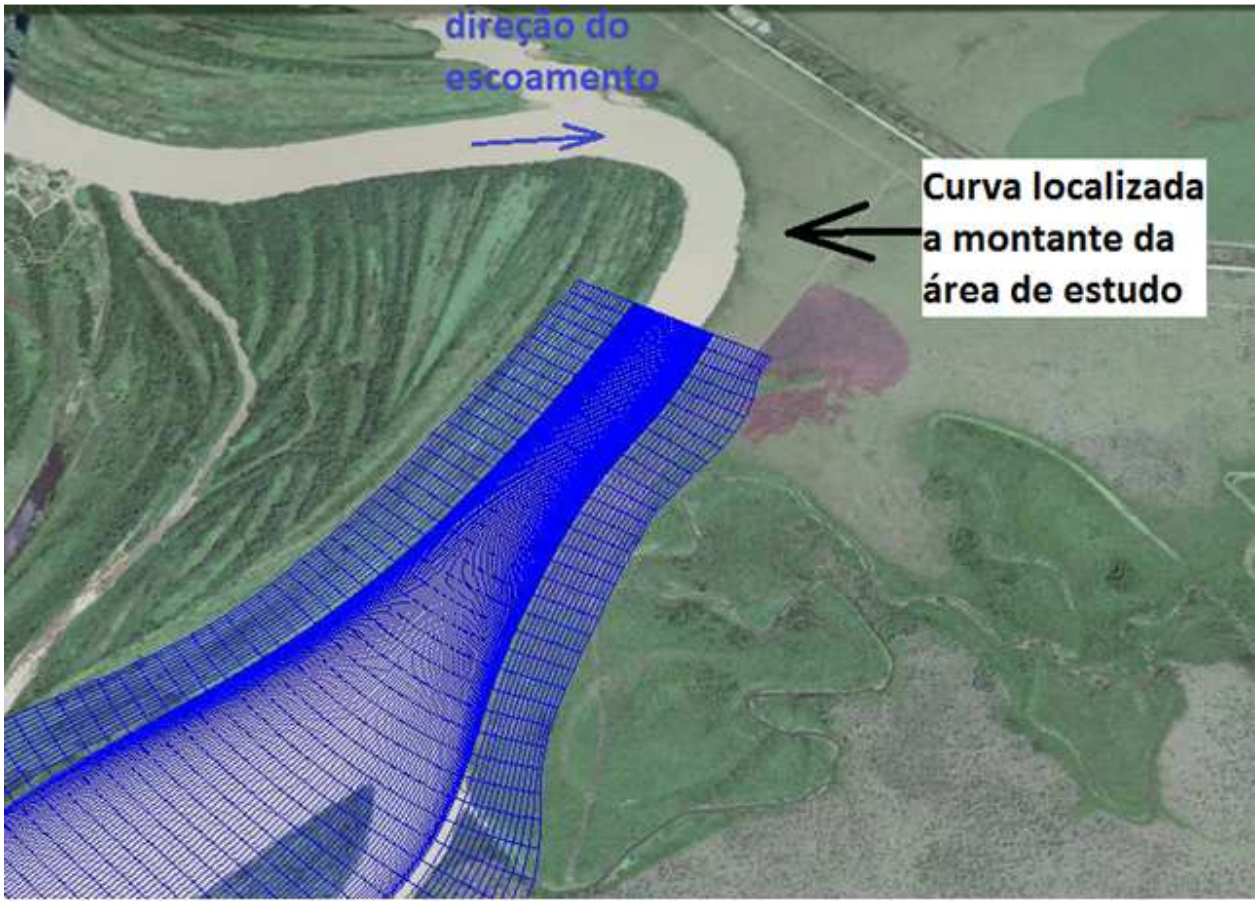


Figura 5.14. É natural que, nas curvas, as velocidades fiquem reduzidas na parte convexa, aumentando a passagem de escoamento na região côncava, como apresentado na Figura 5.15.

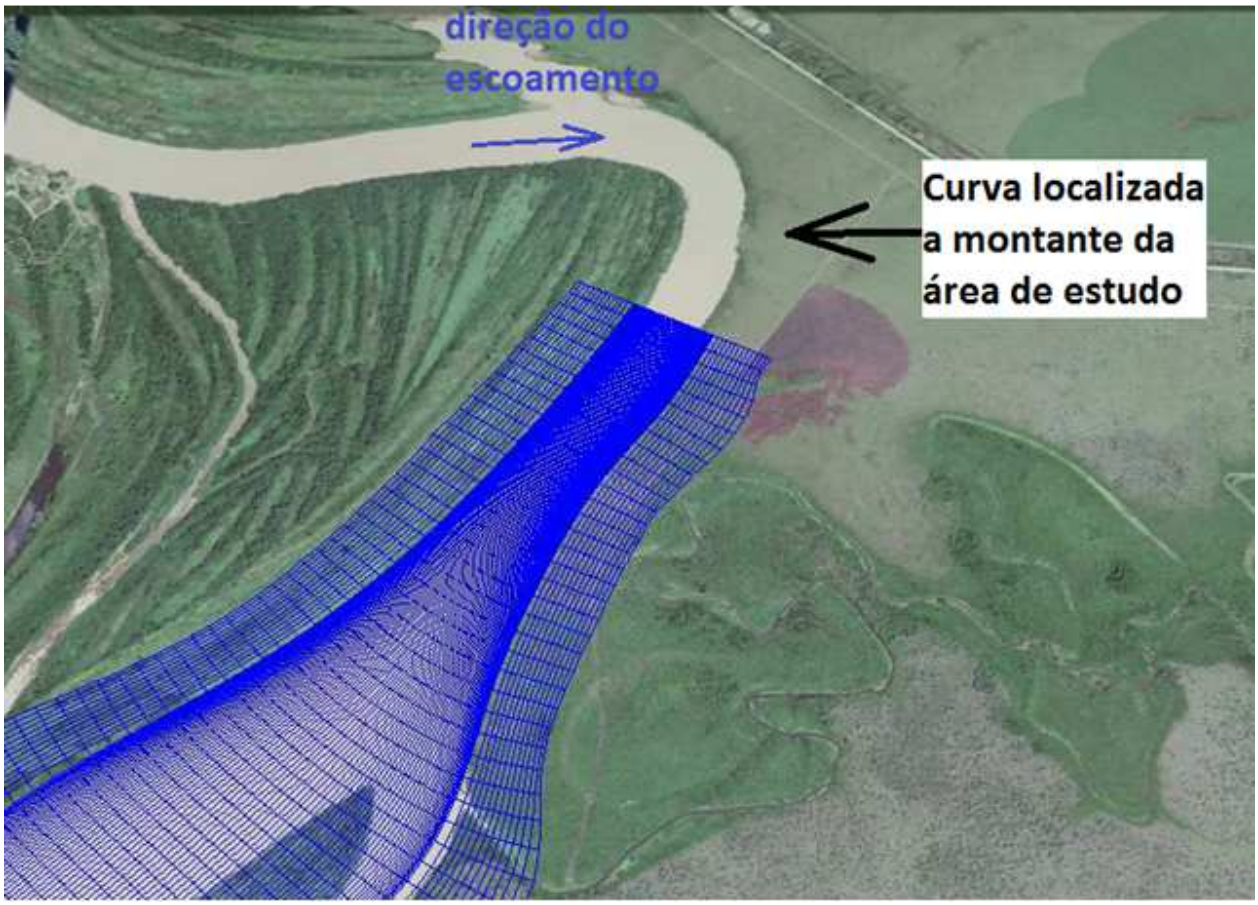


Figura 5.14 – Curva presente a montante da área de estudo que influencia na condição de contorno de montante.

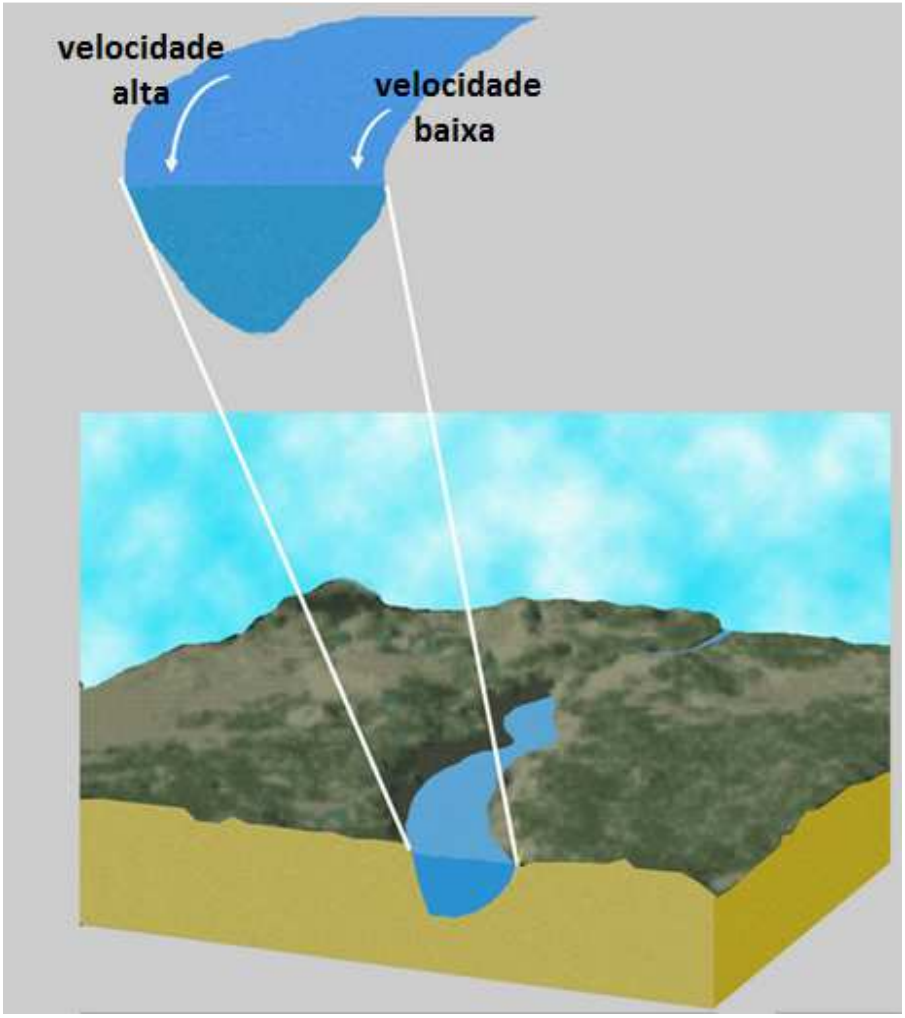


Figura 5.15 – Croqui do aumento de velocidade na região côncava da curva de um rio, alterado de (SCHOTT, 2013).

Foi considerado que esse efeito se prolonga até a condição de contorno aberta de montante. Para representá-lo, a condição de contorno de montante foi desmembrada em 5 partes. Cada parte apresenta uma porcentagem da vazão total atribuída, sendo as de menor porcentagem localizadas na parte interna da curva. A divisão na condição de montante não afeta a condição de jusante que resulta no nível d'água da vazão total. Foram testadas diversas distribuição da vazão total, A Tabela 5.2 mostra as condições do contorno aberto de montante.

Tabela 5.2 - Distribuição da vazão total na condição de contorno aberta de montante.

Parte	Porcentagem da Vazão Total (%)	Número de Células	Comprimento (m)
1	2	8	35
2	10	10	54
3	23	10	59
4	30	10	56
5	35	8	40

5.2.4. Dados de Entrada dos Contornos Abertos

Os dados de entrada do modelo correspondem aos valores de vazão e de nível d'água inseridos nos contornos abertos. Os dados de entrada de montante estão atrelados com os dados de entrada de jusante. Para cada vazão total de entrada é atribuído um nível d'água de saída.

Não foi medido nenhum dado de nível d'água e vazão atrelados na seção de contorno aberta à jusante. O único dado atual obtido de vazão vinculado com um nível d'água foi realizado durante a medição de vazão com ADCP, no qual foi verificado o nível d'água na estação fluviométrica de Porto Esperança e em seguido foi realizada a primeira medição na seção 1.

Tabela 5.3 – Dado de medição de vazão vinculado à cota da régua da estação.

Medição de vazão da seção 1 com ADCP	Cota medida na estação Porto Esperança
3.764 m³/s	85,455 m

Utilizando a medição da declividade da linha d'água, realizada pelo ITTI (2012), de 30 mm/km e a distância entre a estação fluviométrica da seção de fronteira de jusante, de 2 km, foi considerado que o nível d'água na seção de contorno de jusante é aproximadamente 60 mm abaixo da medida na estação de Porto Esperança. Empregando essa condição foi possível vincular os dados da estação de Porto Esperança aos dados de entrada dos contornos.

Para determinação dos níveis d'água para diferentes vazões, foi realizada uma verificação dos dados contidos na estação fluviométrica de Porto Esperança, com o intuito de geração de uma curva-chave.

Utilizando os dados obtidos na estação de Porto Esperança, foi selecionada a vazão de 3.760 m³/s para realizar a calibração e verificação do modelo, sendo a mesma correspondente à única medição de campo atual. Foram escolhidas duas vazões especificas para caracterizar o trecho do rio, sendo uma na condição hidrológica de média e outra na condição hidrológica de cheia. Para a condição hidrológica de cheia foi escolhida novamente a vazão de 3.760 m³/s, uma vez que o relatório da IPH (1967) constatou que o extravasamento da calha natural do rio corresponde à vazão de 3.500 m³/s. Para condição hidrológica de média, a vazão selecionada foi a vazão de longo tempo, com valor de 1.888 m³/s.

Para ambas as condições hidrológicas serão realizadas simulações considerando o escoamento estado permanente ao longo do trecho. Essa medida possibilita a verificação das alterações do nível d'água e de velocidade no trecho com diferentes cenários. Entretanto a avaliação da evolução morfológica, ao longo da via, será simulada utilizando o escoamento no estado não-permanente, verificando as evoluções do leito com uma condição mais próxima da realidade.

Curva Chave de Porto Esperança

Qualquer informação hidrológica requer uma análise prévia de consistência, para confirmar a qualidade dos dados de origem (leituras de cotas) e das funções correspondentes (curva-chave). O processo de análise dos dados da estação fundamentou-se nas seguintes etapas:

- Verificação do período das séries históricas de cota, vazão e medições de descarga;
- Análise das medições de descarga, verificando a existência de uma linha de tendência, ou mais.
- Ajuste das curvas-chave pelo Método Logarítmico, verificando-se a coerência das medições de descarga e dos períodos de validade, extensão e comportamento da curva existente.
- Cálculo das séries de vazões diárias, através da aplicação da curvas-chave consolidada.

A análise visual e comparativa da série de leitura de níveis d'água da estação não apresentou erros de leitura ou descontinuidades que pudessem impactar na geração dos registros de vazão. Dos dados de medição de descarga existentes, dados na qual vazão e cota foram medidos simultaneamente, observou-se uma dispersão na parte central. Apesar disso, foi considerada uma tendência única para a estação, consequentemente foi realizado apenas um ajuste para obtenção da curva-chave.

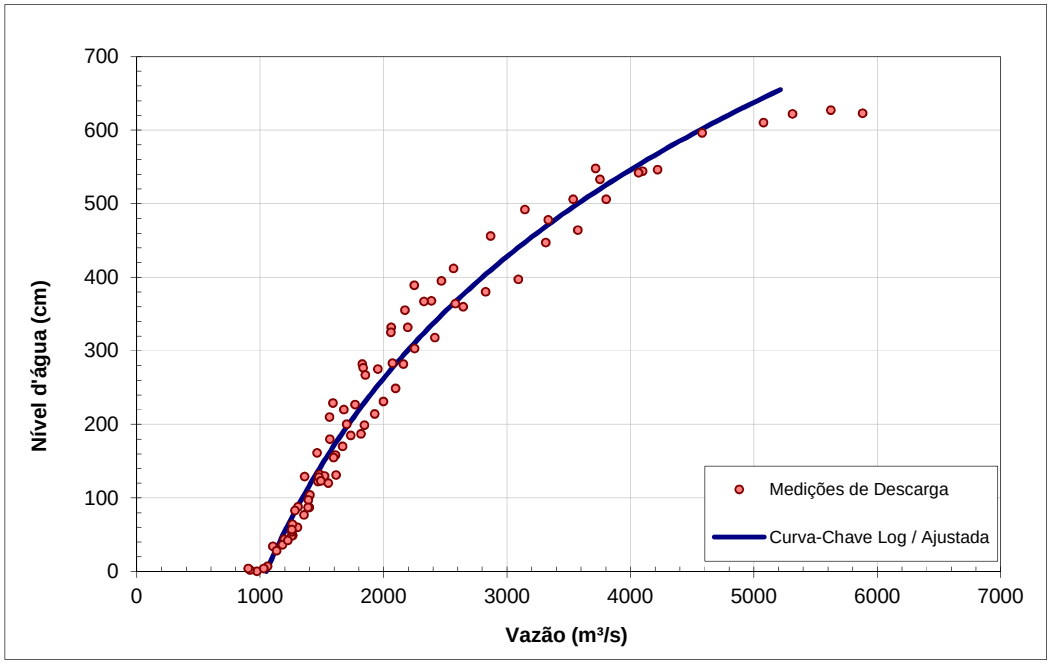


Figura 5.16 – Dados de medição de descarga utilizados para elaboração da curva-chave ajustada da estação de Porto Esperança, em função da elevação do zero da régua da estação é 80,075 m.

Empregando os valores da série histórica de leitura de níveis d'água da estação, novos valores de vazão foram obtidos por meio da curva-chave ajustada. Esses resultados foram comparados às vazões disponibilizadas pela ANA e apresentados na Figura 5.17. Essa comparação mostra algumas divergências nos dados de vazão disponibilizados pela ANA, como a estimativa de duas vazões diferentes para o mesmo nível d'água. A presença dessas divergências reafirma a necessidade da análise de consistência dos dados cedidos pela estação de Porto Esperança (66960008). A comparação também mostra a similaridade dos resultados obtidos pela curva chave gerada e dos dados disponibilizadas pela ANA.

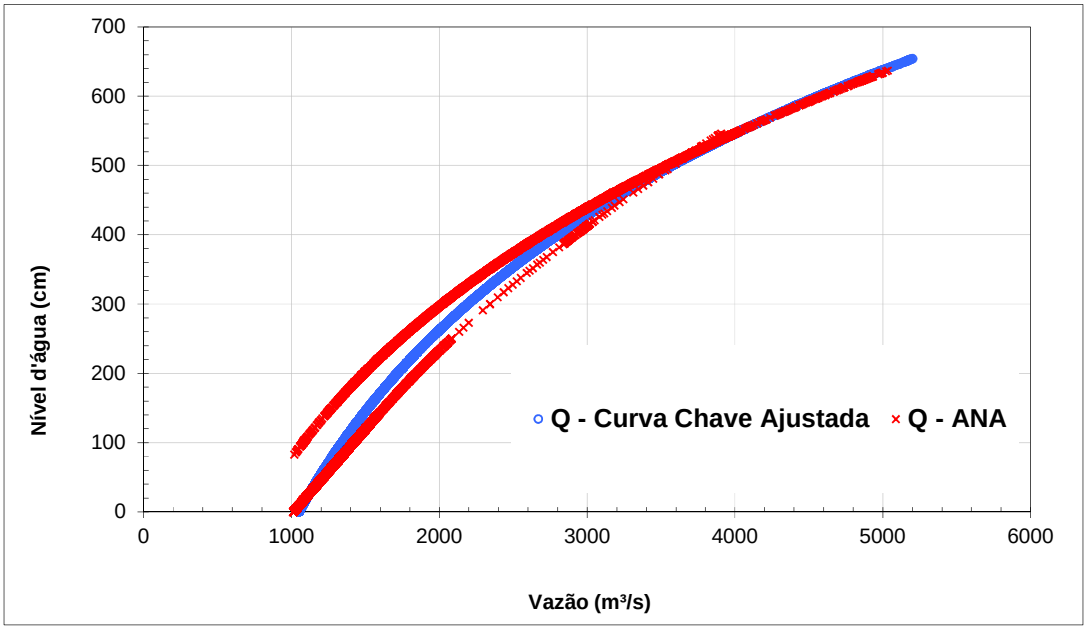


Figura 5.17 – Gráfico comparativo das vazões disponibilizadas pela ANA com as vazões resultantes da curva-chave ajustada, em função da elevação do zero da régua da estação é 80,075 m.

A curva-chave ajustada pelo método logarítmico foi embasada em dados antigos (1964 a 1981). Com a transformação da calha do rio, ao longo do tempo, esses valores podem ser alterados. Com o intuíto de verificar sua acurácia, foram comparados os níveis d'água obtidos utilizando a vazão medida na primeira seção com ADCP, apresentados na Tabela 5.3. Os resultados obtiveram uma diferença de aproximadamente 3,5% (20 cm), em função da lâmina de água acima do zero da régua (80,075).

Os dados de entrada para os contornos abertos foram vinculados em função dos resultados da curva chave ajustada. Sendo que para o contorno de jusante foram atribuídos os resultados de níveis d'água obtidos pela curva-chave ajustada (referente à vazão de entrada desejada) adicionado de 3,5% da lâmina de água, acima do zero da régua e subtraído os 6,0 cm referentes à distância entre a seção e a estação, descrito no início desse subcapítulo. Como demostrado na Equação 5.1, tendo os níveis d'água em metros.

$$\begin{cases} N\acute{i}vel\ d'\acute{a}gua_{r\acute{e}gua\ esta\c{c}\tilde{a}o} = f(Vaz\tilde{a}o\ de\ entrada) \\ Eleva\c{c}\tilde{a}o\ Ajustada_{dado\ de\ campo} = 80{,}075 + (1{,}035 \times N\acute{i}vel\ d'\acute{a}gua_{r\acute{e}gua\ esta\c{c}\tilde{a}o}) \\ Eleva\c{c}\tilde{a}o\ para\ condi\c{c}\tilde{a}o\ de\ jusante = Eleva\c{c}\tilde{a}o\ Ajustada_{dado\ de\ campo} - 0{,}06 \end{cases} \quad (5.1)$$

Simulação do Escoamento no Estado Permanente

No estado permanente, o escoamento não apresenta variações nos dados de entrada ao longo do tempo, mantendo os mesmos valores durante toda a simulação. Os valores dos dados de entrada para os contorno abertos do modelo, para as duas condições hidrológicas selecionadas são apresentados na Tabela 5.4. A Tabela 5.5 mostra como fica distribuída a condição hidrológica na condição de montante.

Tabela 5.4 – Dados de entrada para os contornos abertos, tendo referência à elevação zero do modelo (80,555 m).

Vazão (m³/s)	Nível d'água (m)
3.764	4,84
1.888	1,92

Tabela 5.5 - Vazão total distribuída no contorno aberto de montante.

Parte	Porcentagem da Vazão Total (%)	Vazão 3.764 (m³/s)	Vazão 1.888 (m³/s)
1	2	75,3	37,8
2	10	376,4	188,8
3	23	865,7	434,2
4	30	1129,2	566,4
5	35	1317,4	660,8

Simulação do Escoamento no Estado Não-Permanente

Para as simulações no estado não-permanente, o escoamento deve variar em função do tempo. A estação de Porto Esperança apresenta dados médios diários de vazão e nível d'água. Devido à falta de dados horários e com o intuito de reduzir o tempo de simulação, o valor da vazão diária foi atribuído como o valor da vazão horária. Esse artifício foi utilizado devido à possibilidade de reduzir o tempo de uma simulação de um ano (365 dias ou 8.760 horas) para 365 horas. Por consequência desse artifício é necessário utilizar um Morfac (subcapítulo 3.2.3) de valor igual a 24.

Os valores dos dados de entrada correspondem ao período de um ano, tendo 365 dados de vazões médias diárias. Os dados são referentes ao ano de 1978, um dos anos dentro do hidrograma atribuído no estudo realizado pelo ITTI (2012). Os dados de entrada atribuídos nos contornos abertos, tendo como referência de nível d'água a elevação do zero da batimetria (80,555 m), são apresentados no ANEXO I.

5.2.5. Condições Iniciais

O modelo necessita uma condição inicial ao longo de toda a grade. A possibilidade de utilizar o resultado de uma simulação como condição inicial permite ganho de tempo computacional e aumento da estabilidade do modelo. Optou-se em atribuir um nível d'água para uma primeira

simulação e, posteriormente, utilizar o resultado dessa simulação para iniciar as simulações seguintes. Essa condição produz uma estabilidade mais rápida no modelo, reduzindo o tempo computacional.

5.3. VALIDAÇÃO DO MODELO HIDRODINÂMICO

Finalizada a implementação do modelo, foram realizadas verificações dos resultados obtidos com os dados medidos em campo. Essas verificações foram realizadas por meio de comparações de nível d'água, declividade e velocidade. Os dados de níveis d'água e de velocidades são dados referentes a medições instantâneas, enquanto a declividade é um dado correspondente ao valor médio obtido na área de estudo, como descrito no subcapítulo 4.4.

A simulação de comparação foi realizada com o escoamento no estado permanente, durante o período de 24 horas, com o passo de tempo 0,05 minutos. A vazão selecionada para a condição de contorno de montante foi de 3.760 m³/s, conforme descrito anteriormente. O nível d'água de jusante foi estabelecido na elevação 85,395 m (4,84 m de lâmina d'água).

5.3.1. Níveis D'Água e Declividade

Os níveis d'água obtidos na simulação hidrodinâmica apresentaram pequenas variações. A lâmina d'água resultante na seção próxima à seção da régua da estação de Porto Esperança foi de 4,91 m, obtendo uma diferença de 1,0 cm, comparado ao observado em campo. Esse resultado mostra que o modelo consegue representar de forma adequada os níveis d'água na região para essa condição.

Alguns locais dentro da área de inundação não apresentaram valores, isso devido à cota da célula, não permitindo a passagem do escoamento. A Figura 5.18 ilustra a distribuição dos níveis d'água atingidos ao longo da área de estudo.

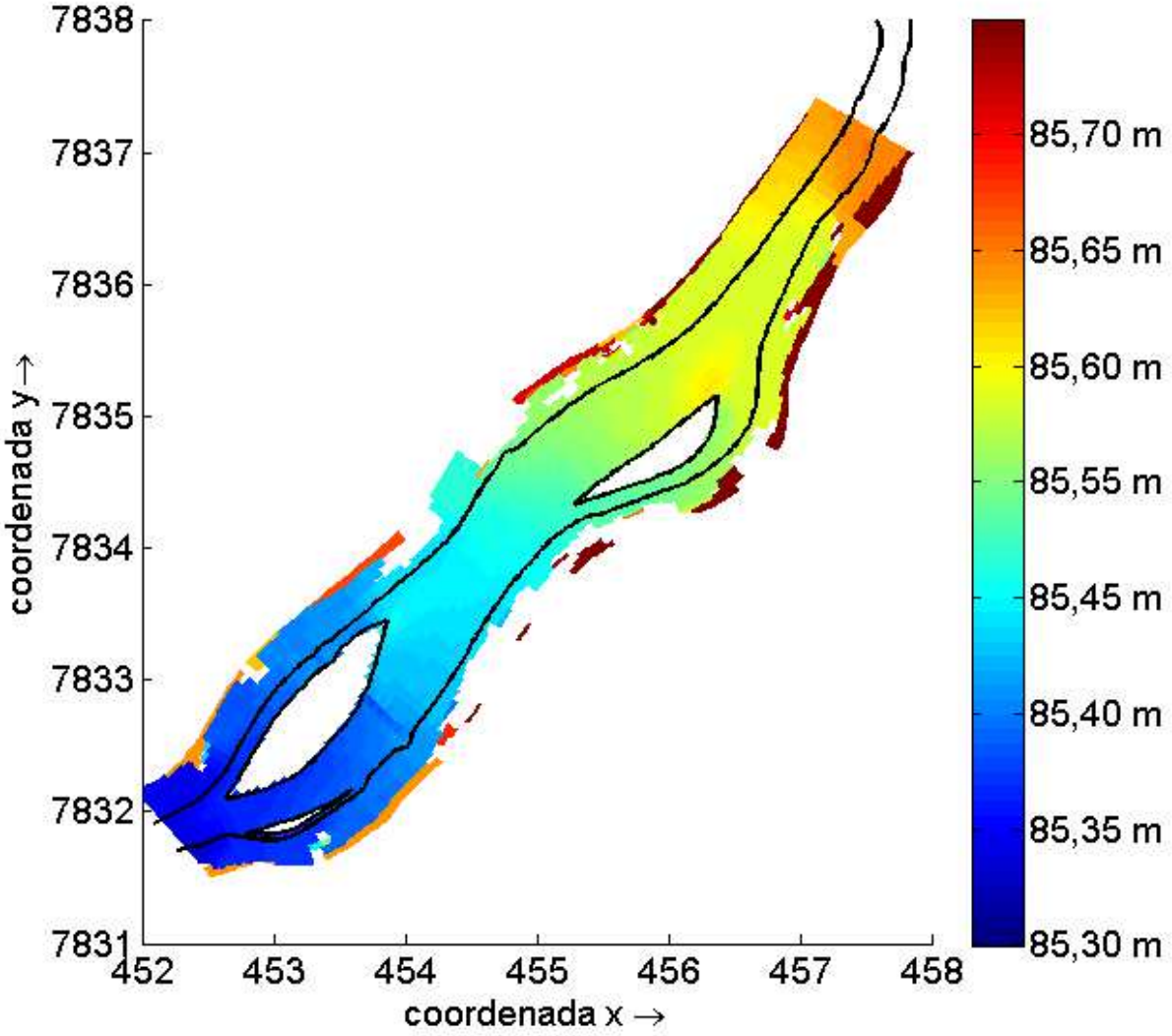


Figura 5.18 – Níveis d'água resultantes do modelo para a vazão 3.760 m³/s no estado permanente.

Para determinar a declividade da linha d'água resultante do modelo, utilizou-se como base a localização das 15 seções da medição com ADCP. Para facilitar a comparação com os dados medidos em campo foi traçada uma linha ao longo da área de estudo, seguindo o traçado do canal de navegação. O traçado da linha pode ser visualizado na Figura 5.19.

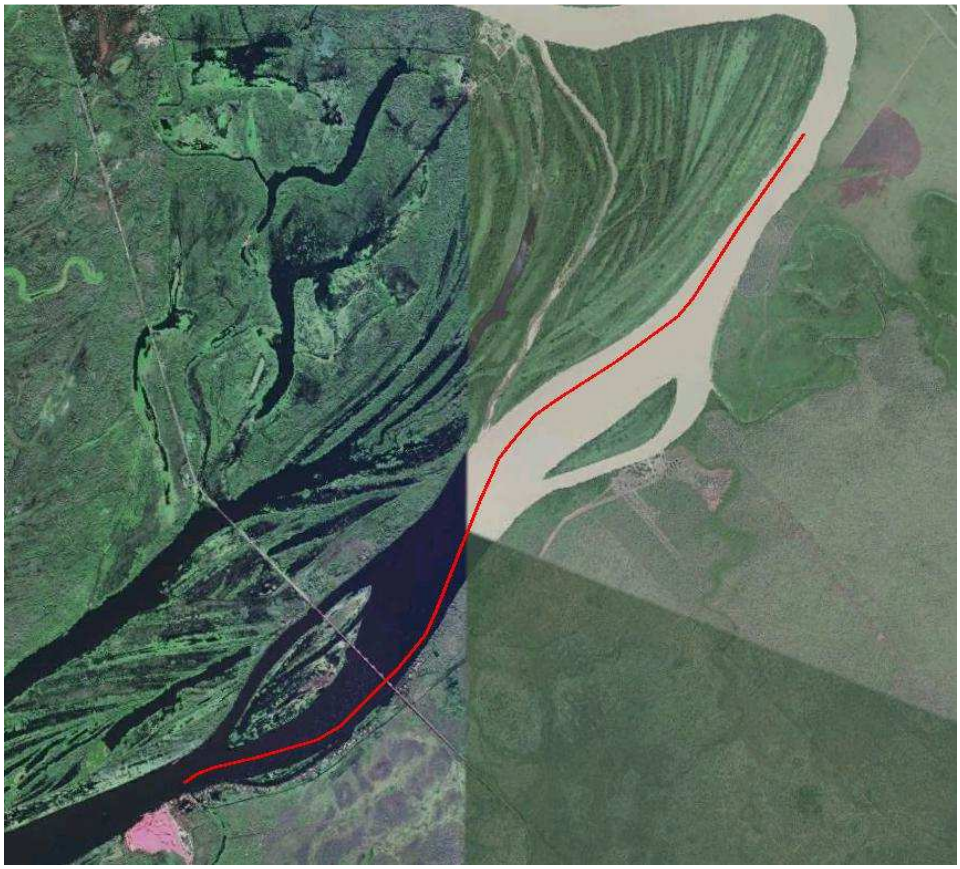


Figura 5.19 – Linha ao longo do canal nos resultados do modelo serão comparados aos medidos em campo.

Na localização de cada seção medida com ADCP foi calculado o nível d'água utilizando a declividade média medida em campo. Os valores resultantes foram comparados aos níveis d'água obtidos pelo modelo. A Figura 5.20 mostra um gráfico comparativo dos níveis d'água obtidos pelo modelo e os observados em campo utilizando a declividade média local. A Tabela 5.6 mostra os valores dos níveis d'água comparados, destacando a seção de número 6, localizada no eixo da estação de Porto Esperança.

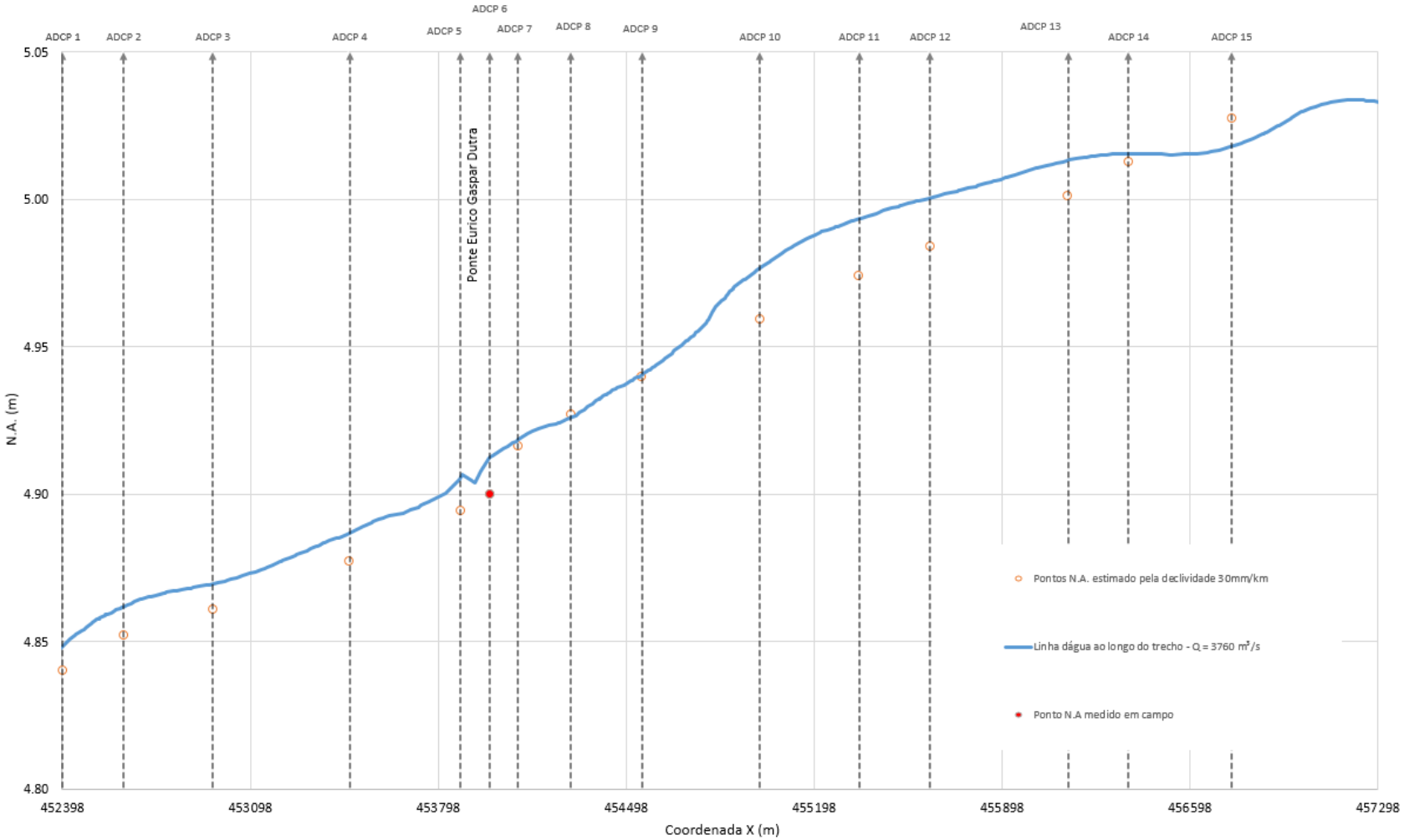


Figura 5.20 – Comparação dos níveis d'água nas seções entre o modelo e os estimados pela declividade de 30 mm/km.

Tabela 5.6 – Comparação dos resultados de níveis d'água entre o modelo e a medição de campo, tendo como referência a elevação do zero da batimetria (80,555 m).

Seção do ADCP	N.A. (m) Medição de campo S=30 mm/km	N.A. (m) Modelo	Diferença (m)
1	4,84	4,85	0,01
2	4,85	4,86	0,01
3	4,86	4,87	0,01
4	4,88	4,89	0,01
5	4,89	4,91	0,01
6	4,90	4,91	0,01
7	4,92	4,92	0,00
8	4,93	4,93	0,00
9	4,94	4,94	0,00
10	4,96	4,98	0,02
11	4,97	4,99	0,02
12	4,98	4,99	0,01
13	5,00	5,01	0,01
14	5,01	5,02	0,00
15	5,03	5,02	-0,01

A declividade média atingida pelo modelo foi de 27,05 mm/km, valor próximo ao medido em campo. O ponto HV03 utilizado para determinação da declividade no trecho, descrito no subcapítulo 4.4, não aparece no modelo, pois fica fora da área delimitada pela grade computacional. Se o ponto HV03 fosse desconsiderado, a declividade medida do local seria reduzida para 26,55 mm/km, se aproximando ainda mais da declividade encontrada no modelo.

5.3.2. Velocidades Médias e Perfis de Velocidade

Após verificar a calibração do modelo por meio da rugosidade inserida e os níveis d'água foram feitas verificações em termos de velocidade para validação do modelo. Novamente o traçado e localização das 15 seções medidas com ADCP serviram como base para as comparações. As velocidades resultantes no modelo foram comparadas às velocidades obtidas pela medição de campo com ADCP.

As medições realizadas com ADCP ocorrem no regime não permanente, diferentemente do modelo. Isso gera dificuldades na comparação de velocidade das seções, já que apresentam valores de vazões diferentes. A Figura 5.21 ilustra essa condição.

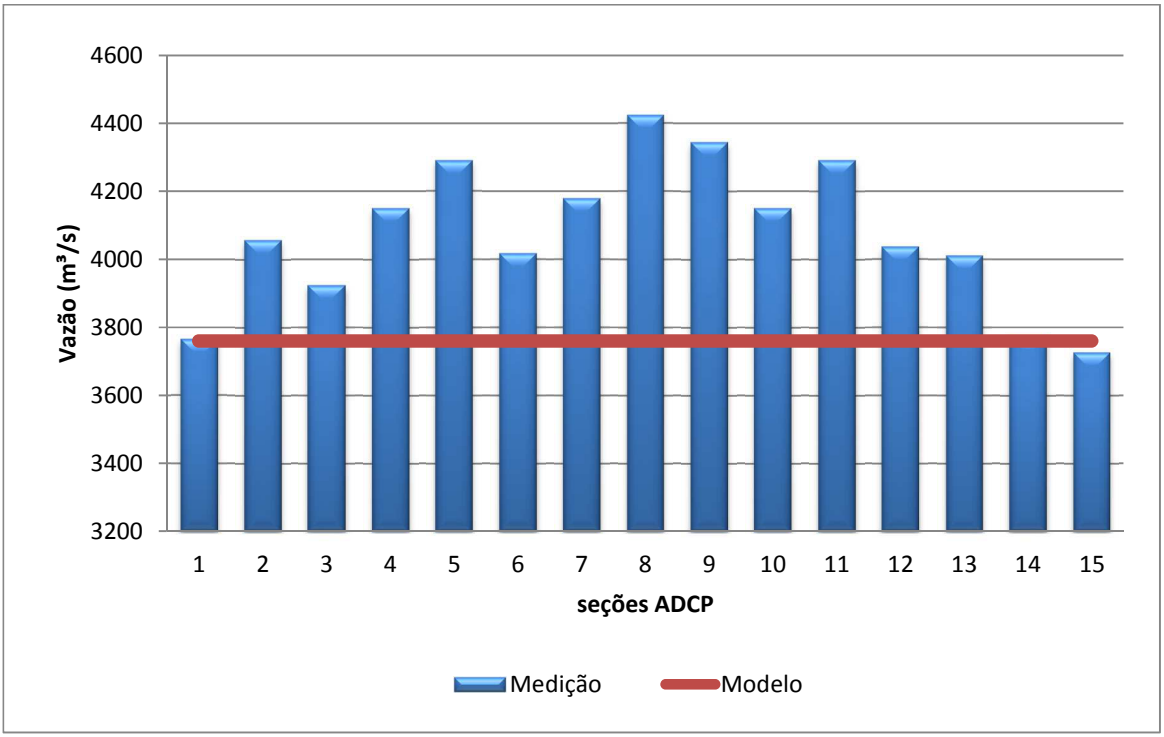


Figura 5.21 – Gráfico comparando a vazão obtida em cada seção pela medição de ADCP e a vazão constante do modelo.

Como descrito no subcapítulo 4.6, somente as medições nas seções 1, 14 e 15 resultaram em valores próximos à vazão simulada pelo modelo. As três seções foram as únicas a terem sua velocidade média medida ao longo de cada seção, comparada a velocidades médias resultantes do modelo. A Tabela 5.7 mostra as comparações.

Tabela 5.7 – Valores das velocidades médias obtidas nas seções e sua comparação com as medidas em campo, com erro em módulo.

	VAZÃO (m³/s)		VELOCIDADE MÉDIA NA SEÇÃO (m/s)		
Seção no rio	**Medição**	**Modelo**	**Medição**	**Modelo**	**|Erro%|**
1	3.764	3.760	0,93	0,88	5%
14	3.774	3.760	0,76	0,69	9%
15	3.726	3.760	0,90	0,83	8%

Foi verificada uma superioridade das velocidades medidas em campo frente às calculadas pelo modelo, entretanto os resultados obtidos no modelo apresentaram erros inferiores a 10%. O valor pode ser considerado satisfatório, sendo próximo aos valores obtidos em outros estudos, descritos subcapítulo 2.4. A Figura 5.22 e Figura 5.23 mostram a distribuição dos resultados obtidos pelo modelo.

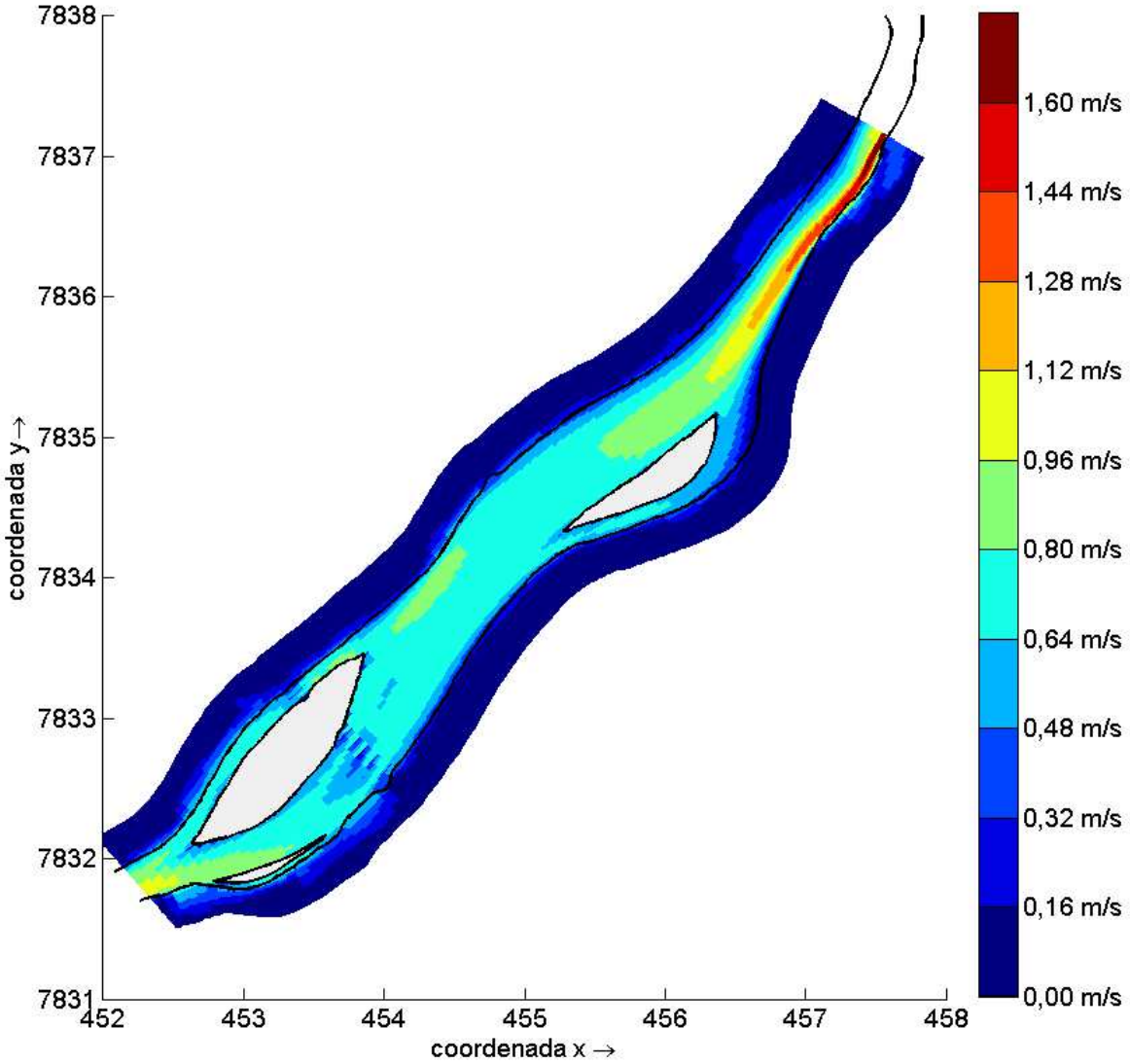


Figura 5.22 – Velocidade média ao longo da área de estudo.

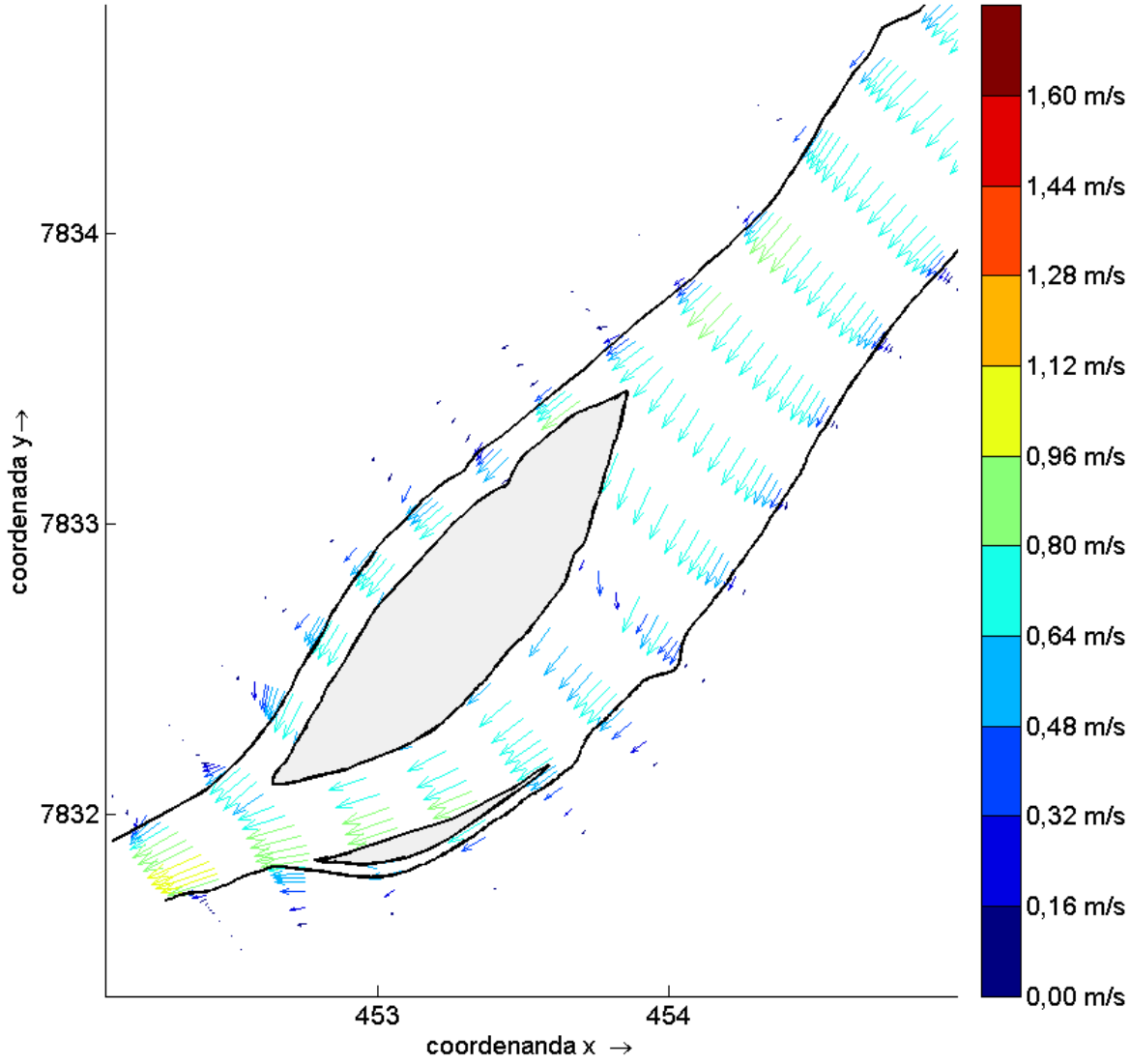


Figura 5.23 – Detalhe a jusante da direção da velocidade média na área de estudo.

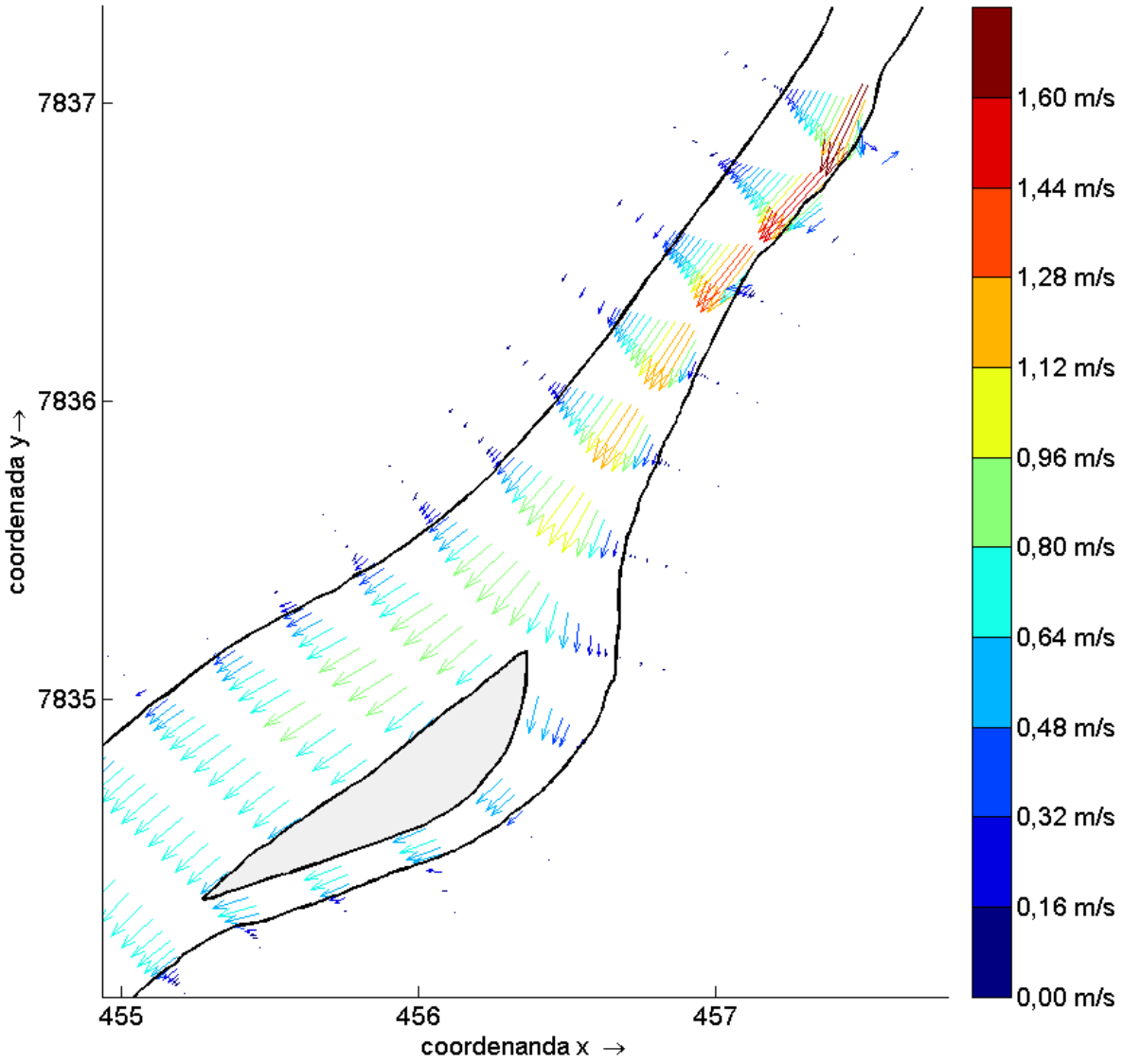


Figura 5.24 – Detalhe a montante da direção da velocidade média na área de estudo.

Um segundo teste foi realizado nas seções 14 e 15 em função da influência da curva existente à montante do modelo. Para isso, ao invés de utilizar a velocidade média nas seções, utilizaram-se as velocidades médias medidas em cada pulso vertical do ADCP. Esse procedimento proporcionou a elaboração de um perfil transversal, promediadas na vertical, da velocidade para cada seção. A Figura 5.25 ilustra um croqui das médias verticais da seção.

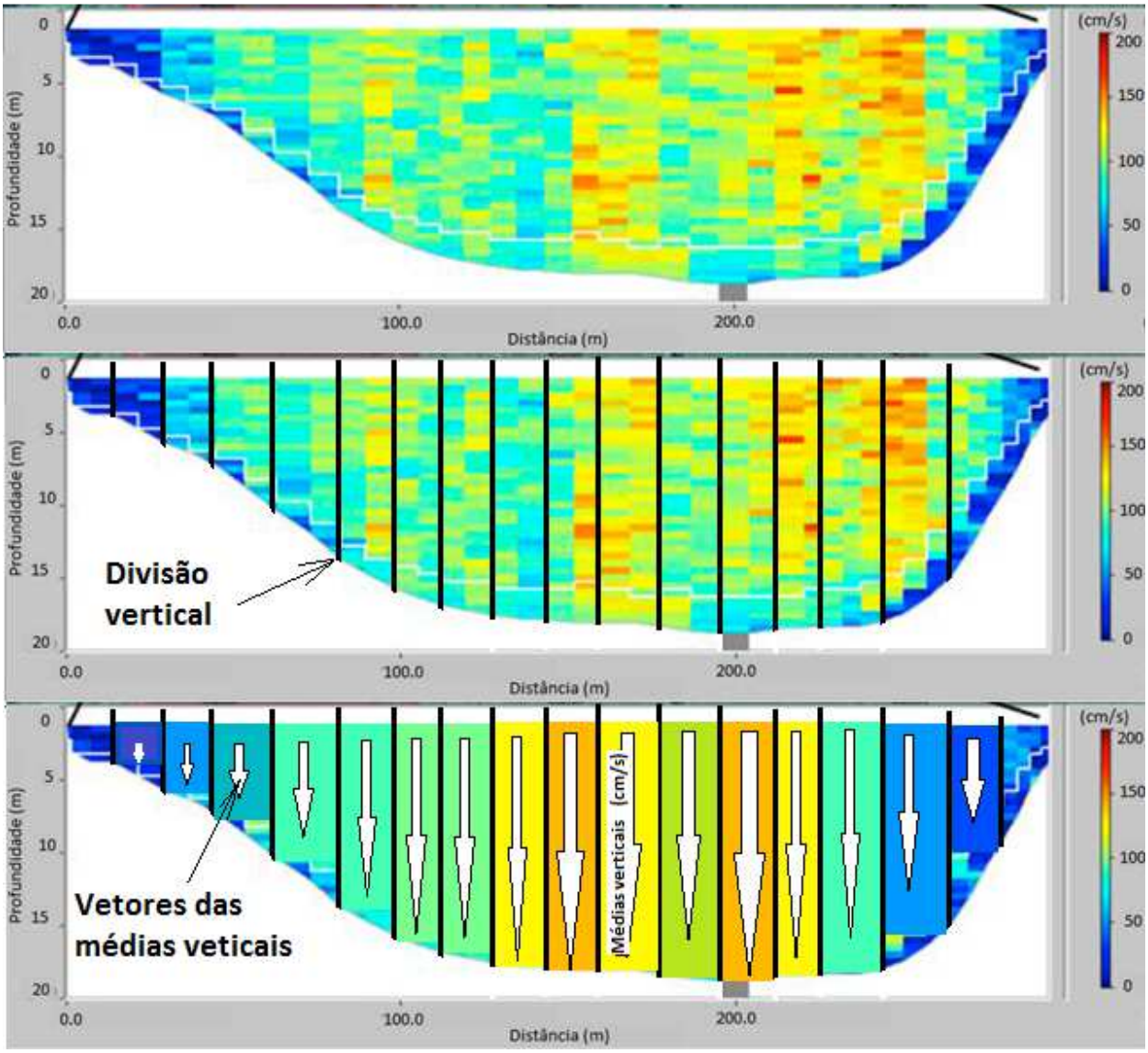


Figura 5.25 – Croqui do cálculo para obtenção do perfil de velocidade utilizando a medição de velocidades da seção com o ADCP.

As comparações dos perfis de velocidades das duas seções mostram que o modelo conseguiu englobar o efeito da curva presente à montante, entretanto com algumas diferenças. O perfil resultante do modelo apresenta uma variação mais suave ao longo da seção, enquanto o medido em campo apresenta variações bruscas. Essa diferença pode ser em função do perfil do modelo representar uma média temporal, enquanto o perfil da medição é instantâneo. Um segundo fator que pode gerar alterações é o fato que os levantamentos batimétricos, utilizados no modelo, não foram obtidos na mesma data que as medições com ADCP. Nesse espaço de tempo o leito do rio pode ter sido alterado. A Figura 5.26 e Figura 5.27 mostram a comparação dos perfis de velocidade média para as duas seções.

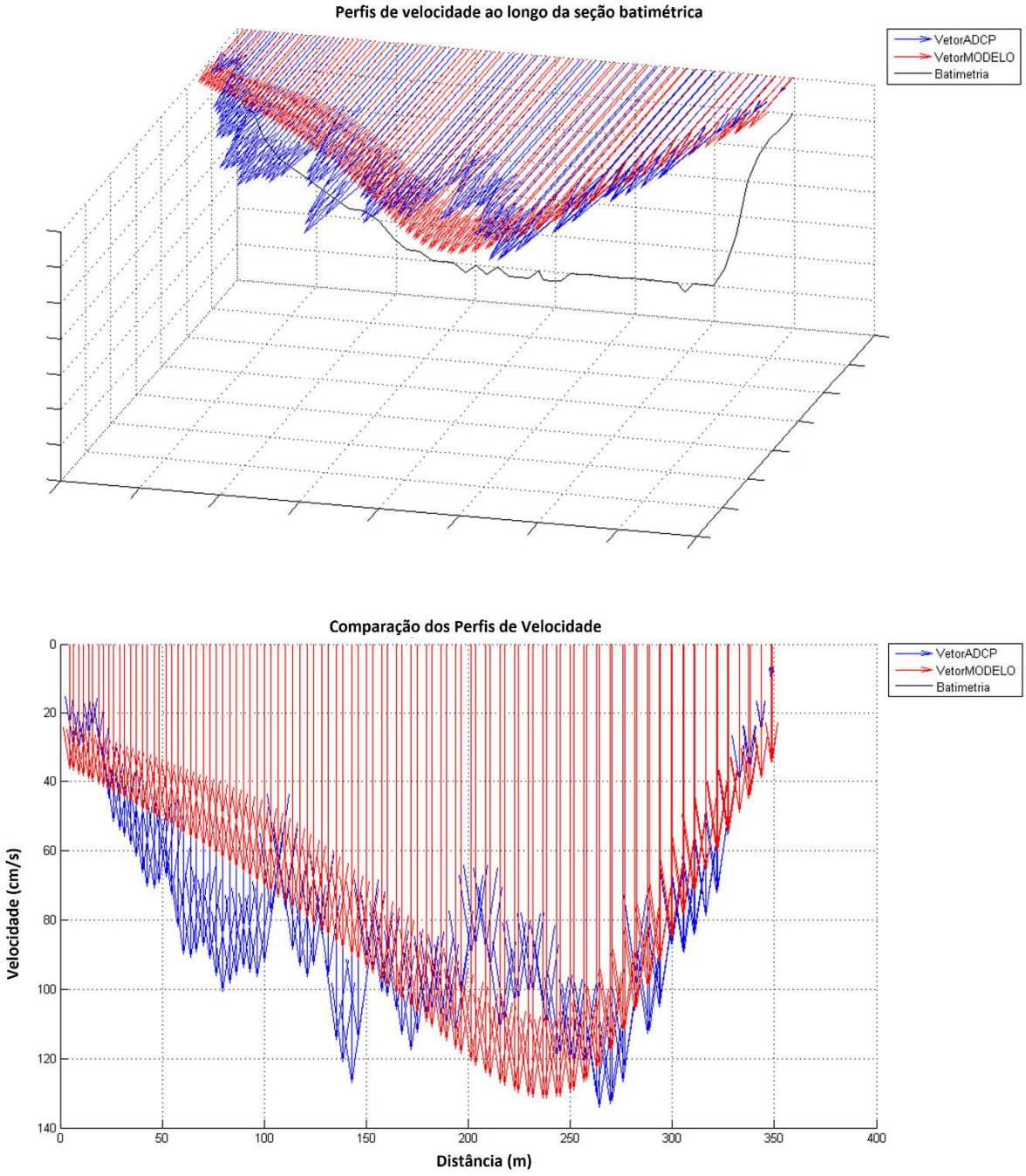


Figura 5.26 – Comparação dos Perfis de velocidade média para seção 15. O módulo do erro obtido foi aproximadamente de 6%. A batimetria apresentada é referente a medição com ADCP.

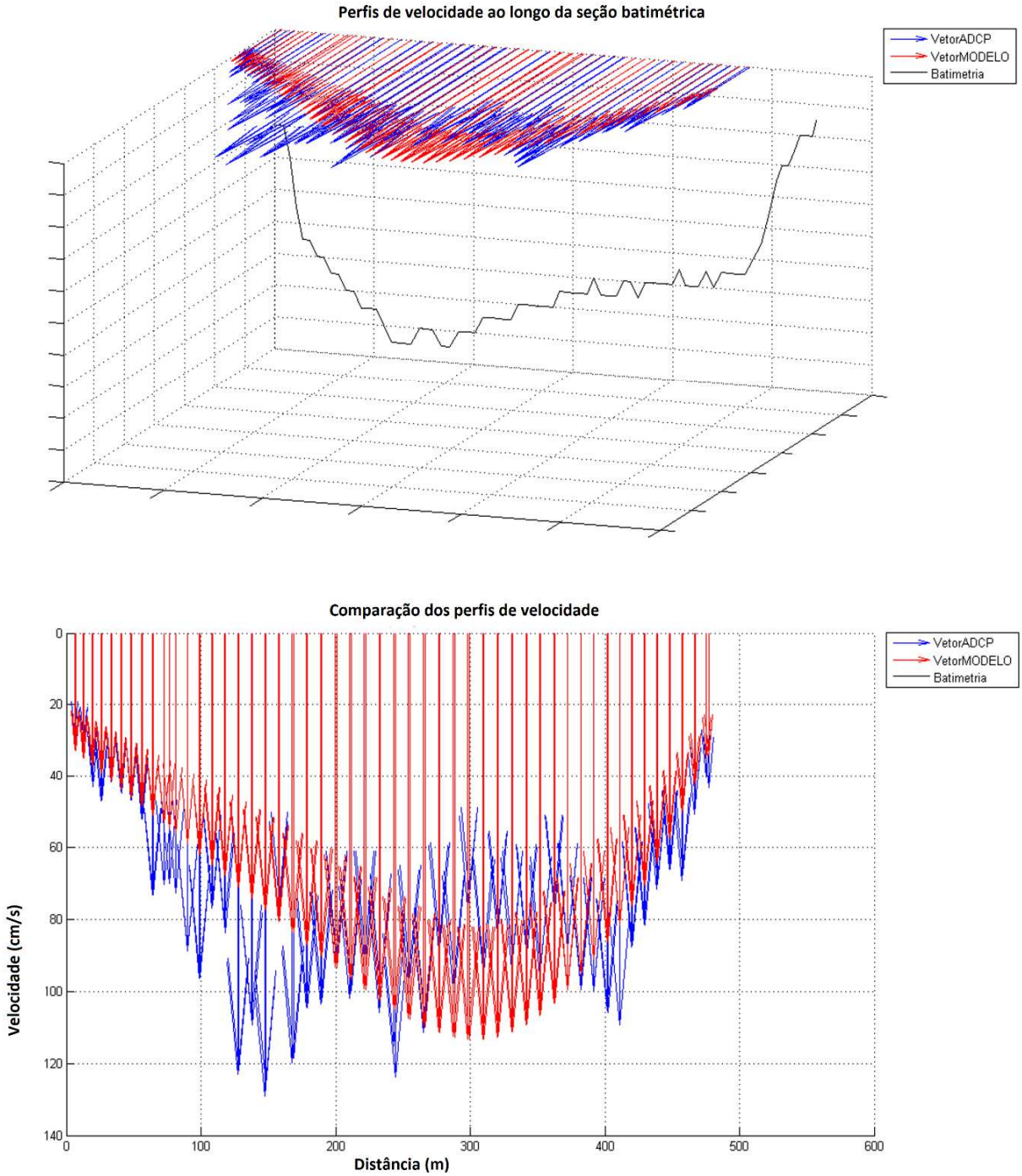


Figura 5.27 - Comparação dos Perfis de velocidade média para seção 14. O módulo do erro obtido foi aproximadamente de 9%. A batimetria apresentada é referente a medição com ADCP.

5.4. MODELO SEDI-MORFOLÓGICO

Finalizada a etapa de implementação, calibração e análise de sensibilidade do modelo hidrodinâmico, iniciou-se a implementação do modelo sedi-morforlógico. Foram inseridos dois tipos

de sedimentos, um coesivo e outro não-coesivo. A caracterização dos sedimentos utilizou os dados granulométricos medidos na região, além dos dados de transporte de sedimentos, citados no subcapítulo 4.3.2.

5.4.1. Condições de Contorno

Foram incorporados às condições de contorno hidrodinâmicas valores de concentração referentes aos dois tipos de sedimentos implementados. Os valores de concentração foram calculados em função das medições de volumes de transportes descritos no estudo do ITTI (2012). Para o sedimento não coesivo foi considerado um valor da medição de volume de transporte de fundo, resultando em uma concentração de 0,000547 kg/m³. Os sedimentos coesivos apresentaram uma concentração de 0,1081 kg/m³, correspondente à medição de volume de transporte em suspensão.

Sedimento Não-Coesivo

O sedimento não coesivo implementado teve suas características vinculadas a areias finas. A densidade específica atribuída foi de 2,650 kg/m³, com um diâmetro de médio de 0,160 mm. A camada de sedimentos no fundo aplicada foi de 5 metros.

Sedimento Coesivo

O sedimento coesivo aplicado apresenta características de sedimentos como silte e argila. Para a caracterização desse tipo de sedimento utilizou-se dos dados publicados por (DELTARES, 2012). A densidade específica atribuída foi de 2,650 kg/m³, com uma velocidade de queda estimada em 0,25 mm/s. A camada de sedimento no fundo imposta foi de 5,0 cm.

A taxa de erosão dos sedimentos é uma constante que depende da composição mineral, matéria orgânica, salinidade, entre outros, Para lamas naturais pouco consolidadas os valores relatados desta taxa de erosão estão na faixa de 0,00001 $kg.m^{-2}.s^{-1}$ a 0,0005 $kg.m^{-2}.s^{-1}$ (RIJN, 1993), No modelo utilizou-se uma taxa de erosão de 0,00001 $kg.m^{-2}.s^{-1}$.

A erosão do leito ocorre quando a tensão tangencial no leito é suficiente para re-suspender as partículas de sedimentos que estão em contato com o leito. A tensão tangencial na qual há uma taxa incipiente de erosão é denominada tensão tangencial crítica de erosão. No modelo foi empregado o valor descrito no estudo realizado pelo IPH (1967), 0,1667 N/m (DELTARES, 2012).

5.4.1. Parâmetros Morfológicos

O módulo sedi-morfológico do Delft3D permite a inclusão de outros métodos de transporte como Meyer-Peter-Mueller e Engelund-Hansen (DELTARES, 2012). Entretanto foi aplicada a formulação de Van Rijn (1993), considerada padrão pelo modelo.

As mudanças morfológicas temporais podem ser aceleradas com a utilização de um fator de aceleração morfológicas (MorFac), descrito no item 3.2.3. Essa opção permite que as mudanças morfológicas, que se delongariam por anos, possam acontecer brevemente (DELTARES, 2012). Por exemplo, ao utilizar um valor de MorFac de 30, o resultado de uma simulação de um dia (24 horas) apresente as mudanças morfológicas de um mês (30 dias).

Para as simulações com o escoamento no estado não permanente que apresentam duração de 365 horas foi utilizado um MorFac igual a 24, prevendo uma mudança morfológica total de aproximadamente 1 ano.

5.5. VALIDAÇÃO DO MODELO SEDI-MORFOLÓGICO

A verificação do modelo foi realizada utilizando a diferença do volume de sedimento, transportado pelo leito, entre montante e jusante, descritos no relatório do IPH (1967), o qual constatou uma diferença de aproximadamente 250 m³/dia.

Foi verificado o volume de sedimentos, transportados pelo leito, em seções localizadas com a mesma distância descrita no relatório do IPH (1967). A seção à jusante apresentou um volume de 0,001671 m³/s, o equivalente a 144,37 m³/dia. A seção de montante transportou o volume de 0,004625 m³/s, equivalente a 399,64 m³/dia. Subtraindo o volume de montante do de jusante, obtém-se o volume total de 255,27 m³/dia, valor muito próximo ao descrito pelo IPH (1967). As Figuras 5.28 e 5.29 demonstram as taxas de transporte pelo leito de cada seção.

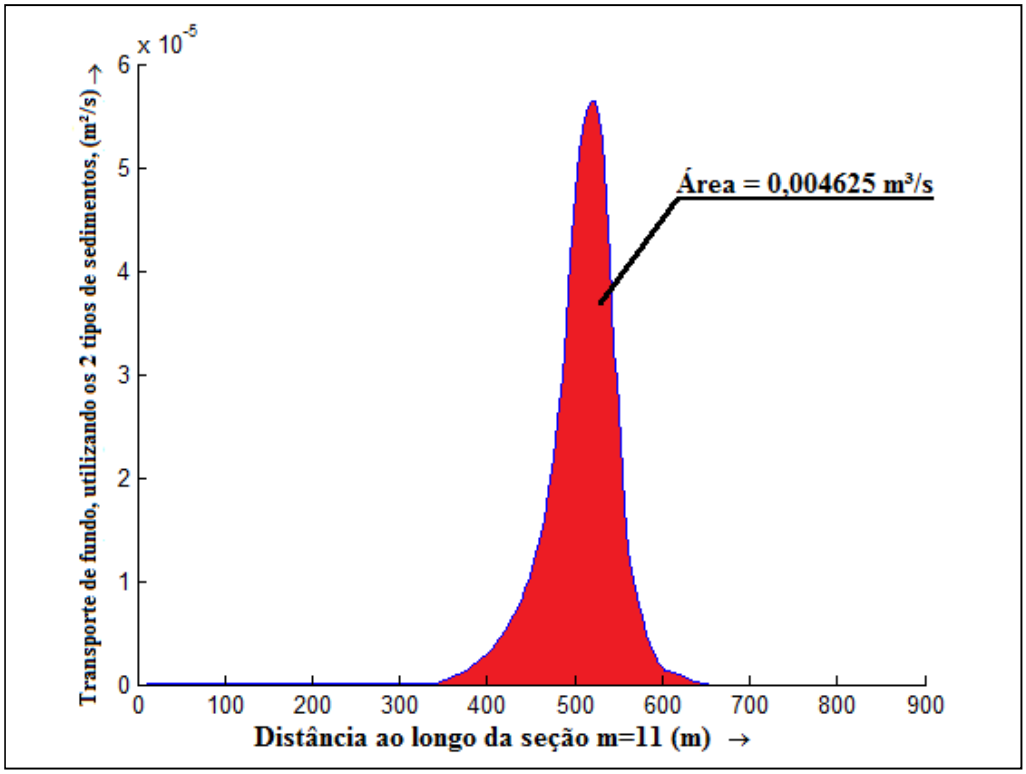


Figura 5.28 – Taxa de transporte de sedimento pelo leito por metro para seção m=11.

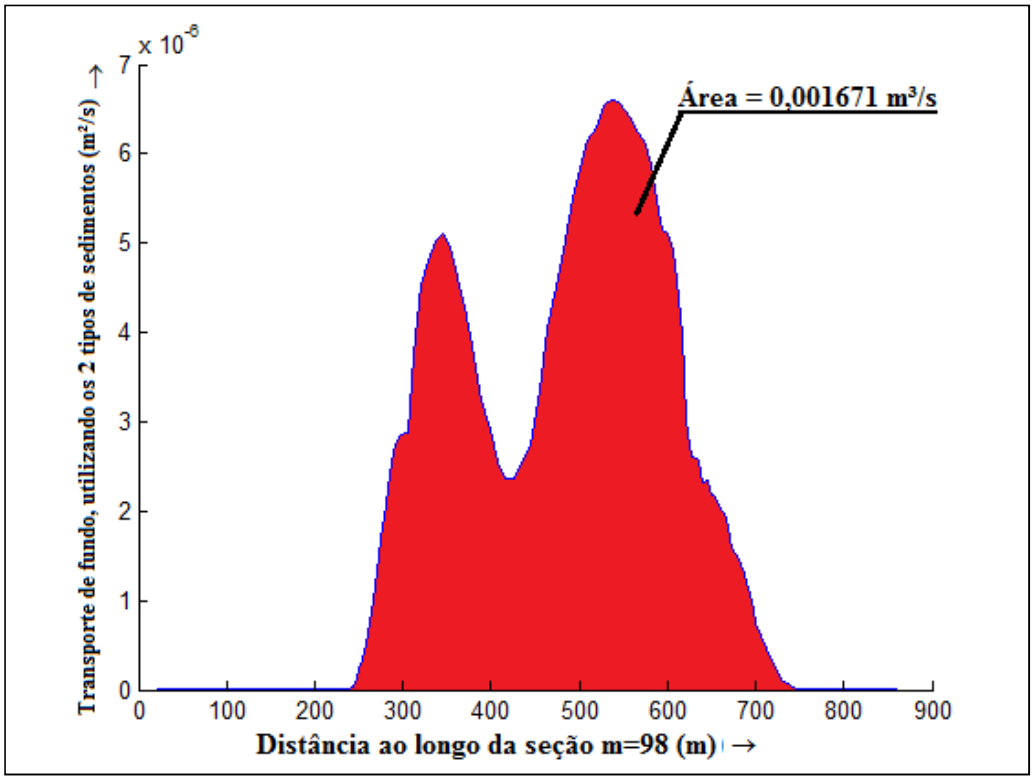


Figura 5.29 - Taxa de transporte de sedimento pelo leito por metro para seção m=98.

5.6. ANÁLISE DA VALIDAÇÃO DO MODELO

Os resultados obtidos pelo modelo, para a condição de validação, apresentaram diferenças satisfatórios quando comparados com os resultados das medições de campo. A diferença de nível d'água foi considerada válida, tendo um valor inferior às diferenças obtidas nos estudos citados no subcapítulo 2.4. Nas publicações ITTI (2012), RATTON et al., (2011a) e RATTON et al., (2011b) a validação do modelo hidrodinâmico foi realizada por meio da comparação das declividades. A declividade resultante do modelo apresentou uma pequena diferença quando comparada com a declividade medida em campo e a declividade utilizada nas publicações descritas no subcapítulo 4.9. As velocidades resultantes também obtiveram resultados convergentes com as medições de campo, apresentando erros inferiores a 10% e conseguindo englobar o efeito da curva existente a montante.

Esses resultados comprovam que os valores atribuídos aos dados de entrada e aos coeficientes de rugosidade representam corretamente os efeitos presentes no campo. A validação do modelo utilizando os coeficientes de rugosidades, estimados no subcapítulo 5.2.2, indicam uma baixa influência da rugosidade devido à forma do leito. Essa análise pode ser considerada válida considerando que na classificação da forma do leito a região está no limite entre a forma do leito com rugas pequenas e grandes, como apresentado no subcapítulo 5.2.2.

A comparação do volume transportado também atingiu valores fidedignos aos medidos em campo.

6. CENÁRIOS

Neste capítulo são exibidos a elaboração dos cenários e os resultados obtidos distribuídos ao longo da área de estudo de profundidade, níveis d'água e velocidades para uma situação hidrológica média e de cheia. Os resultados referentes à evolução morfológica serão apresentados aplicando a condição não permanente do escoamento.

6.1. APRESENTAÇÃO DOS CENÁRIOS

Serão simulados cinco cenários distintos no modelo computacional para o estudo de caso. Todos os cenários apresentam o modelo hidrodinâmico submetidos às mesmas condições hidrológicas (média, cheia e não-permanente), descritos no subcapítulo 5.2.4. As condições de contorno para o transporte de sedimentos e variação morfológica, apresentados no subcapítulo 5.4.1, também são idênticos para todos os cenários. As principais características de cada cenário estão descritas abaixo:

a) Cenário Natural: modelo hidrodinâmico (permanente e não permanente), com transporte de sedimentos e alterações morfológicas, utilizando a malha batimétrica medida em campo sem alterações;
b) Cenário com o Canal de Navegação: modelo hidrodinâmico (permanente e não permanente), com transporte de sedimentos e alterações morfológicas, com a implantação do canal de navegação e bota fora na malha batimétrica;
c) Cenário com espigões - 1ª Configuração: modelo hidrodinâmico (permanente e não permanente), com transporte de sedimentos e alterações morfológicas, com a implantação do canal de navegação e bota fora na malha batimétrica e com a presença de espigões de crista reta, margeando o canal de navegação;
d) Cenário com espigões - 2ª Configuração: modelo hidrodinâmico (permanente e não permanente), com transporte de sedimentos e alterações morfológicas, com a implantação do canal de navegação e bota fora na malha batimétrica e com a presença de espigões de crista reta, com comprimentos reduzidos; e
e) Cenário com espigões - 3ª Configuração: modelo hidrodinâmico (permanente e não permanente), com transporte de sedimentos e alterações morfológicas, com a implantação do canal de navegação e bota fora na malha batimétrica e com a presença de espigões de crista variável, com comprimentos reduzidos.

6.2. ELABORAÇÃO DOS CENÁRIOS

Com os resultados das comparações dos modelos hidrodinâmico e sedi-morfológico, realizadas nos subcapítulos 5.3 e 5.5, o modelo implantado foi considerado calibrado. Isso permite que se façam alterações geométricas, com a intenção de obter previsão dos possíveis efeitos que essas alterações podem causar.

O primeiro cenário descrito não apresenta nenhuma alteração do modelo implementado, sendo considerado o cenário natural. Os resultados obtidos com cenários que possuem alterações serão comparados com os resultados provindos desse cenário natural da área de estudo.

6.2.1. Cenário com o Canal de Navegação

A alteração realizada para o segundo cenário foi a implementação do canal de navegação, elaborado pelo estudo do ITTI (2012). O canal apresenta as características mencionadas no item 4.7, inclusive com a presença do bota-fora. Sua presença alterou a batimetria local e por sua vez a malha batimétrica do modelo. A Figura 6.1 mostra a diferença da batimetria natural e a batimetria com o canal de navegação, empregado no modelo.

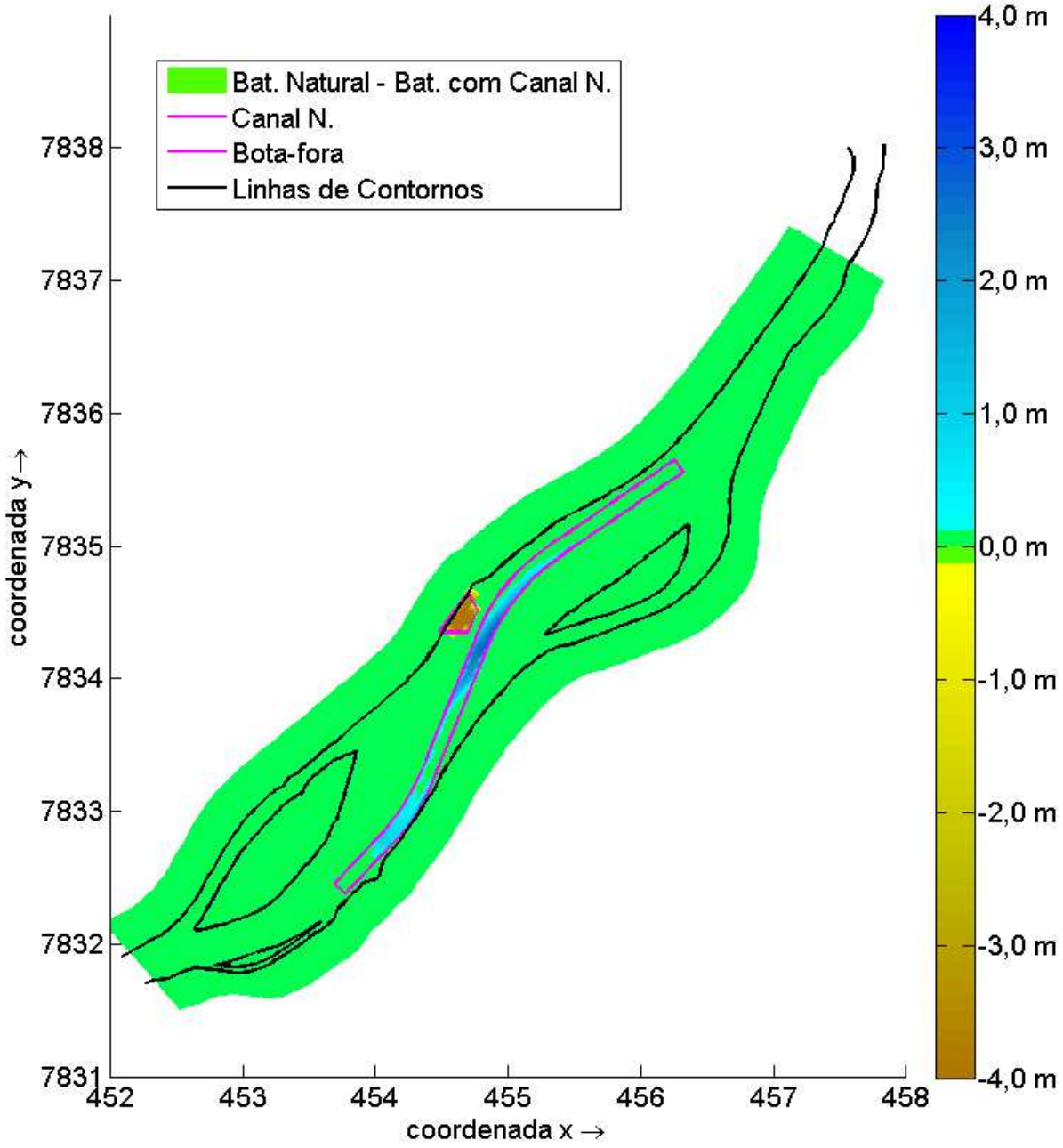


Figura 6.1 – Diferença da malha batimétrica utilizada com a implementação do canal, sendo os valores positivos referentes as regiões com maior profundidade.

6.2.2. Cenário com Espigões - 1ª Configuração

O terceiro cenário aplicado no modelo visa à implementação de espigões ao longo do rio. A largura das células dentro da grade computacional é variável, podendo não representar corretamente a largura dos espigões. Por esse motivo os espigões foram considerados, dentro do modelo, como

estruturas fixas e finas, inseridas sobre as linhas da grade computacional. O modelo tem a opção de inserir essas estruturas como placas verticais que boqueiam o escoamento em uma direção, denominadas de "*Filcdw*". A estrutura bloqueia o escoamento nas camadas σ, até a sua cota de coroamento, permitindo a passagem d'água nas camadas σ superiores à estrutura. Deve-se atribuir uma célula inicial e uma final, além de sua cota de coroamento e um coeficiente de descarga para estrutura (DELTARES, 2012). A Figura 6.2 ilustra como o modelo interpreta a estrutura.

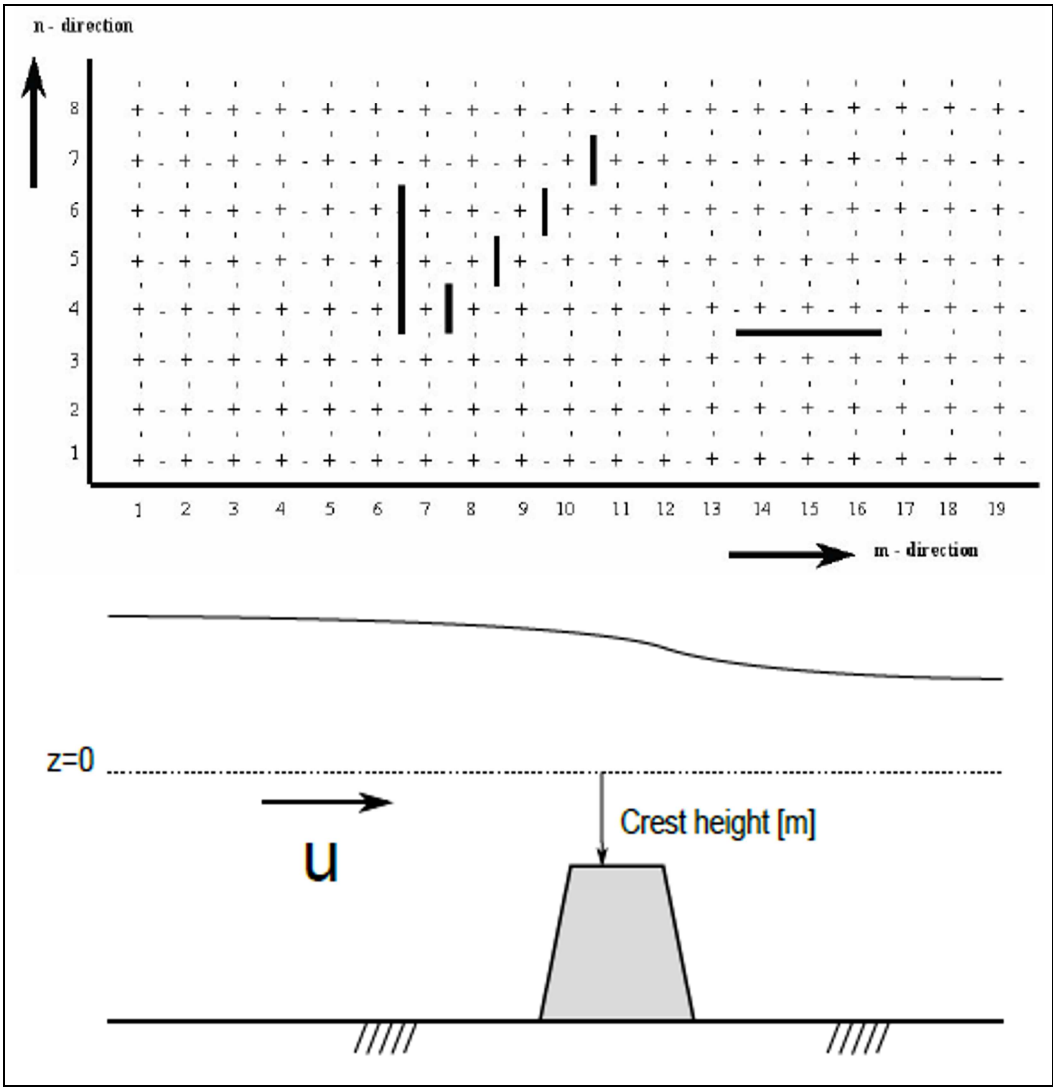


Figura 6.2 – Estrutura tipo "Filcdw" (DELTARES, 2012).

O critério para o dimensionamento dos espigões teve como base as referências citadas no item 2.3.4, porém o dimensionamento dos espigões pode variar de acordo com a preferência e experiência do projetista.

Na primeira configuração foi adotada uma premissa na qual as cabeças dos espigões devem se localizar sob o traçado da nova margem. A nova linha da margem tem como base a linha do canal

de navegação, sendo deslocados 20 metros em direção à margem. A Figura 6.3 ilustra essa primeira etapa. A premissa adotada tem como foco principal seguir o traçado do canal de navegação, desconsiderando a recomendações sobre o comprimento dos espigões. O primeiro espigão foi inserido perpendicular ao ponto inicial do canal de navegação.

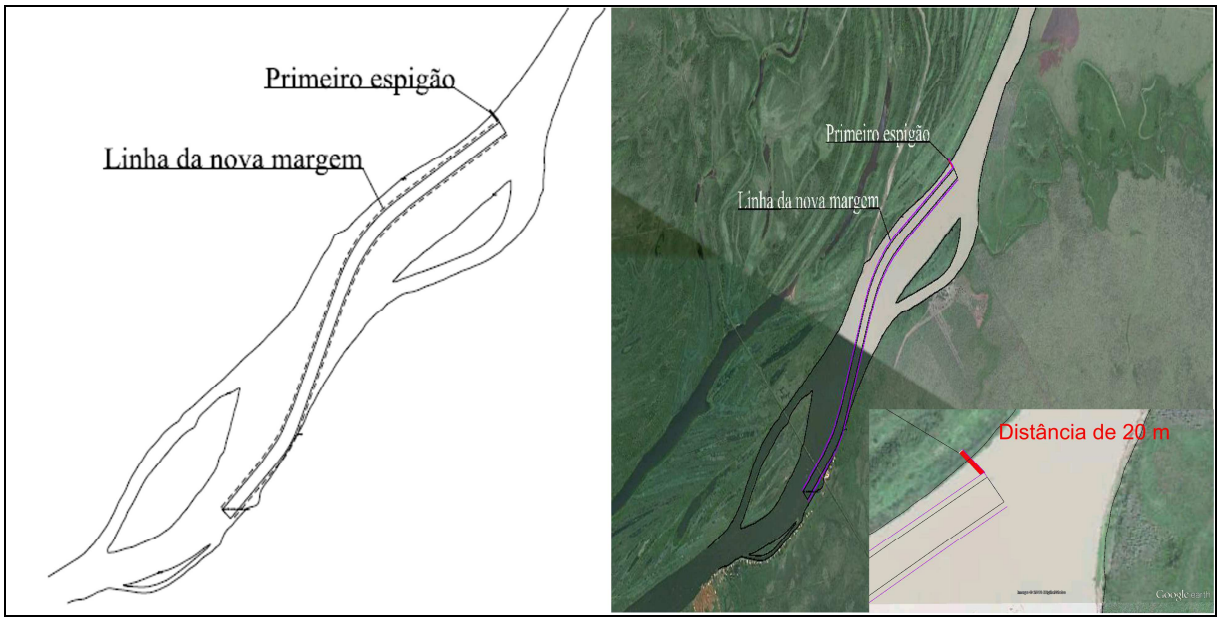


Figura 6.3 – Traçado da nova linha de margem.

Conforme o canal foi se afastando da margem direita, os espigões aumentaram de comprimento significativamente. Por conta disso a relação entre o comprimento do espigão e o espaçamento foi considerada variável. Foi adotado que na região reta, no início do canal, uma relação s/L com o valor de 5, para região central um valor de 3 e posteriormente um valor de 2. A Figura 6.4 mostra as zonas descritas.

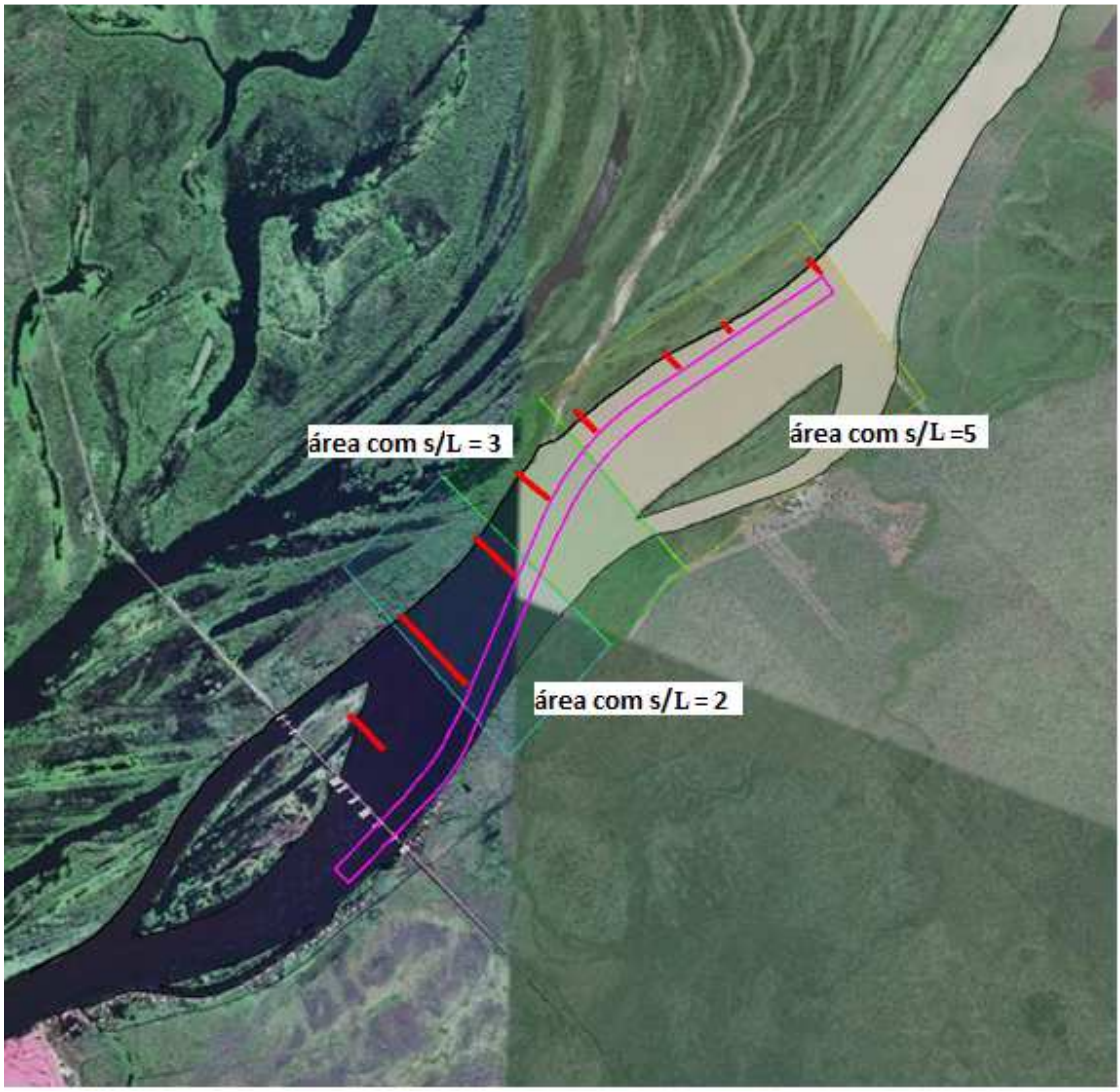


Figura 6.4 – Apresentação das diferentes zonas de relação s/L.

Ao se aproximar da ilha do Jacaré, no final do canal, a inserção de um espigão é dificultada devido à presença da ponte Eurico Gaspar Dutra. Para evitar a redução de passagem do escoamento pela ponte foi inserido um espigão localizado na ilha do Jacaré, com a premissa de que a cabeça do espigão fique na linha do sexto pilar da ponte. A Figura 6.5 demonstra esse limite.

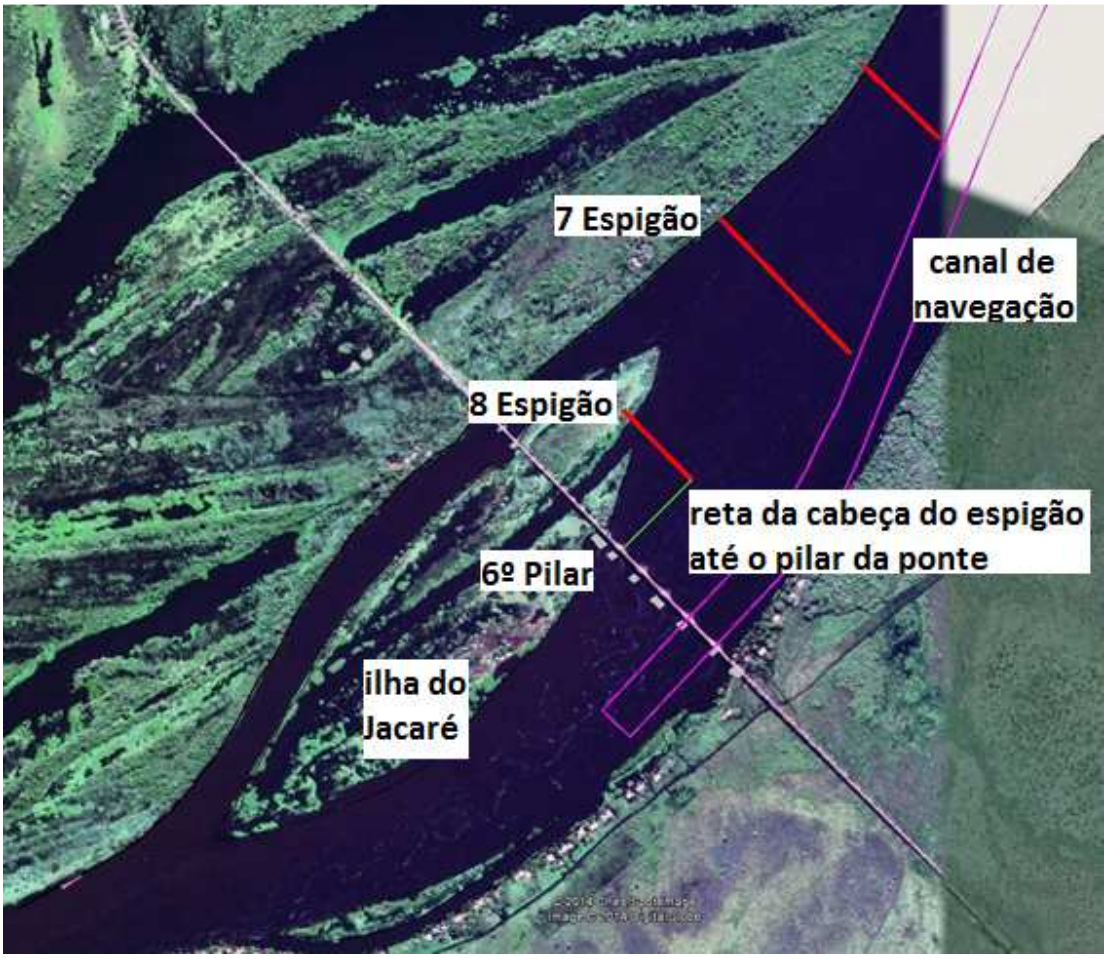


Figura 6.5 – Visão da linha de referência (verde) para a localização da cabeça do oitavo espigão.

Nesta configuração os espigões inseridos possuem uma crista constante (cota da raiz é igual à cota da cabeça do espigão), estabelecida na cota 82,555 m. A Tabela 6.1 mostra as dimensões características e a localização das células inicial e final em função da grade computacional. A Figura 6.6 demonstra o posicionamento dos espigões na região de estudo.

Tabela 6.1 – Resumo do dimensionamento da 1ª configuração dos espigões, que apresenta o afastamento fixo de 20,0 m entre as cabeças dos espigões e o traçado do canal de navegação. Os espigões apresentam uma crista constante.

Espigão	M - inicial	N - inicial	M - final	N - Final	Comprim. (L)	Relação s/L	Espaçamento (s)
1	26	22	26	40	116 m	5	580 m
2	34	23	34	33	78 m	5	390 m
3	39	14	39	30	116 m	5	580 m
4	47	12	47	25	166 m	3	498 m
5	53	12	53	34	230 m	2	460 m
6	58	14	58	46	297 m	2	594 m
7	65	20	65	62	518 m	-	-
8	72	43	72	57	270 m	-	-

**Os pontos iniciais e finais estão em função dos eixos da grade computacional (M e N).

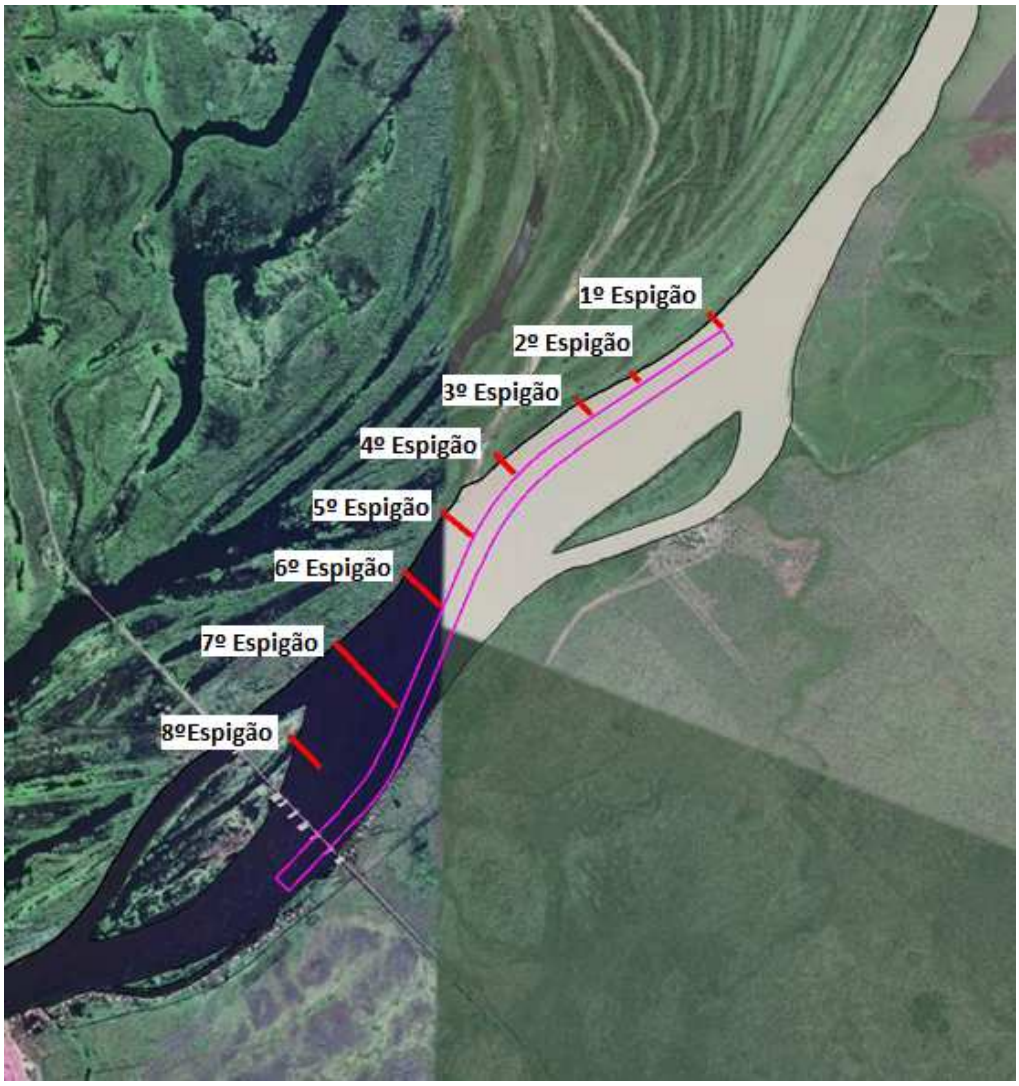


Figura 6.6 – Croqui da localização da 1ªconfiguração de espigões ao longo da área de estudo.

6.2.3. Cenário com Espigões - 2ª Configuração

A segunda configuração pode ser considerada uma evolução da primeira, pois apresenta características semelhantes. Entretanto o foco da premissa adotada não é vinculado ao canal de navegação e sim ao comprimento dos espigões. O dimensionamento não seguiu a linha da nova margem ao longo de todo o canal. O comprimento dos espigões na região central, onde o canal faz a transição da margem direita para margem esquerda (montante-jusante), foi reduzido. O critério para redução empregado adotou que a região da cabeça dos espigões centrais deveriam estar alinhas. A Figura 6.7 e a Tabela 6.2 resumem a 2ª configuração.

Tabela 6.2 - Resumo do dimensionamento da 2ª configuração dos espigões, que apresenta o afastamento variável em relação ao traçado do canal. Os espigões apresentam uma crista constante.

Espigão	M - inicial	N - inicial	M - final	N - Final	Comprimento (L)	Relação s/L	Espaçamento (s)
1	26	22	26	40	116 m	5	580 m
2	34	23	34	33	78 m	5	390 m
3	39	14	39	30	116 m	5	580 m
4	47	12	47	25	166 m	3	498 m
5	53	12	53	34	205 m	2	410 m
6	58	14	58	34	141 m	4	564 m
7	65	20	65	36	124 m	-	-
8	72	43	72	57	270 m	-	-

**Os pontos iniciais e finais estão em função dos eixos da grade computacional (M e N).

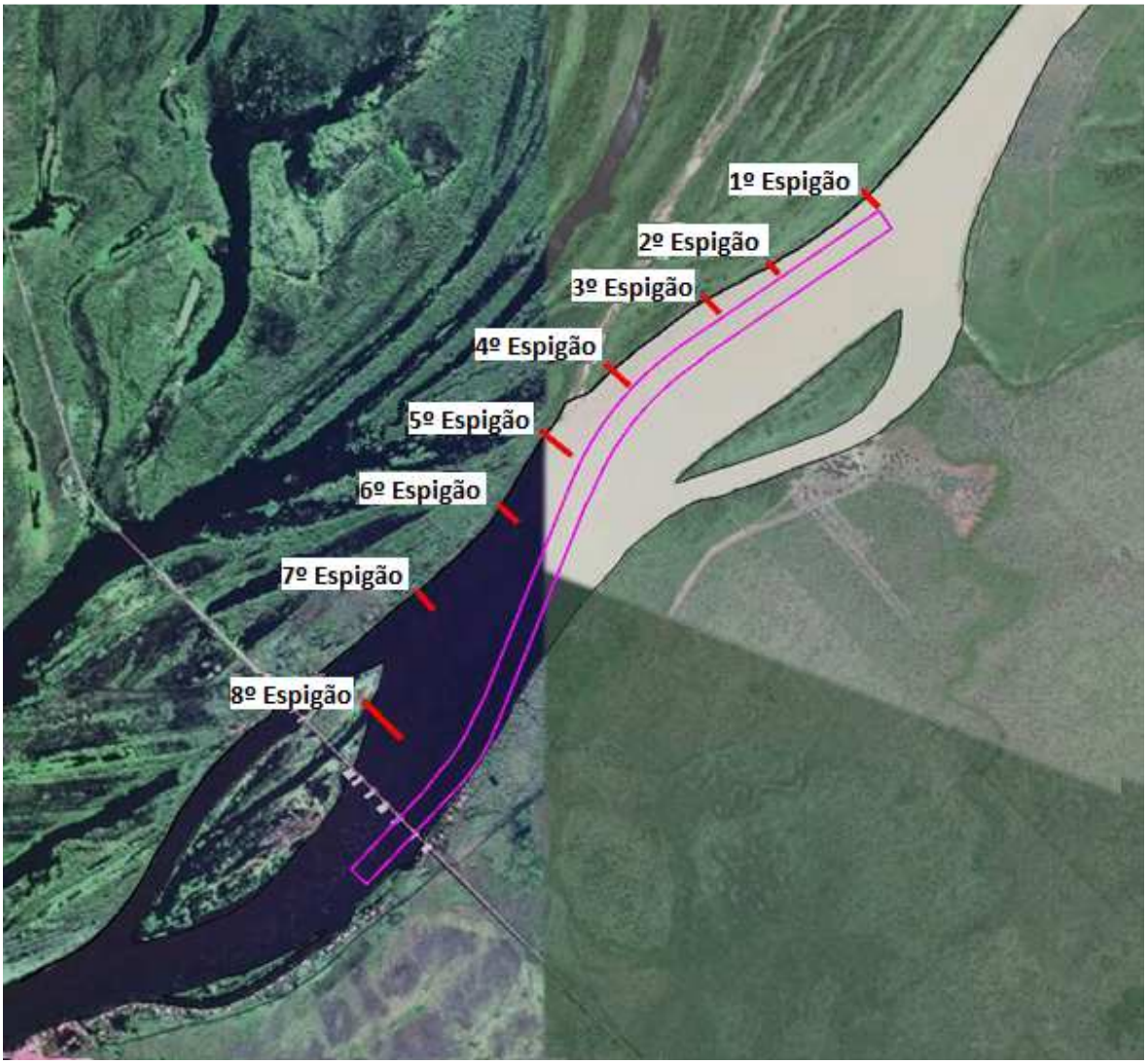


Figura 6.7 – Croqui da localização da 2ªconfiguração de espigões ao longo da área de estudo.

6.2.4. Cenário com Espigões - 3ª Configuração

Os espigões da terceira configuração possuem as mesmas dimensões dos apresentados na segunda configuração, entretanto sua crista foi considerada variável (espigões escadas). Todos os espigões partem da cota de raiz ($Ct_{inicial}$) estabelecida na 82,55 m e atingem a cota da cabeça (Ct_{final}) por meio de degraus. Cada espigão apresenta um número de degraus e uma altura de degraus diferentes, uma vez que a cota da cabeça é individual para cada espigão, dependendo da profundidade na qual o espigão está inserido.

Os comprimentos dos degraus podem variar em um mesmo espigão, uma vez que o tamanho das células nas quais o espigão está inserido também é variável, como descrito no item 5.1.1. Cada espigão apresenta uma altura de degrau fixa e o número de degraus não pode ser superior a 10 (número de camadas σ). A Tabela 6.3, a

Tabela 6.4 e a Figura 6.9 resumem a 3ª configuração de forma geral.

Tabela 6.3 - Resumo do dimensionamento da 3ª configuração dos espigões, que apresenta o afastamento variável em relação ao traçado do canal. Os espigões apresentam uma crista variável (espigões escada).

Espigão	M - inicial	N - inicial	M - final	N - Final	Comprimento (L)	Relação s/L	Espaçamento (s)
1	26	22	26	40	116 m	5	580 m
2	34	23	34	33	78 m	5	390 m
3	39	14	39	30	116 m	5	580 m
4	47	12	47	25	166 m	3	498 m
5	53	12	53	34	205 m	2	410 m
6	58	14	58	34	141 m	4	564 m
7	65	20	65	36	124 m	-	-
8	72	43	72	57	270 m	-	-

**Os pontos iniciais e finais estão em função dos eixos da grade computacional (M e N).

Tabela 6.4 – Resumo dos degraus atribuídos para em cada espigão.

Espigão	Número de degraus	Cota inicial	Cota final	Altura do degrau
1	8	82,55	76,18	0,80
2	10	82,55	76,61	0,60
3	7	82,55	75,96	0,94
4	7	82,55	76,29	0,89
5	7	82,55	76,82	0,82
6	10	82,55	75,70	0,68
7	10	82,55	76,76	0,58
8	7	82,55	77,25	0,75

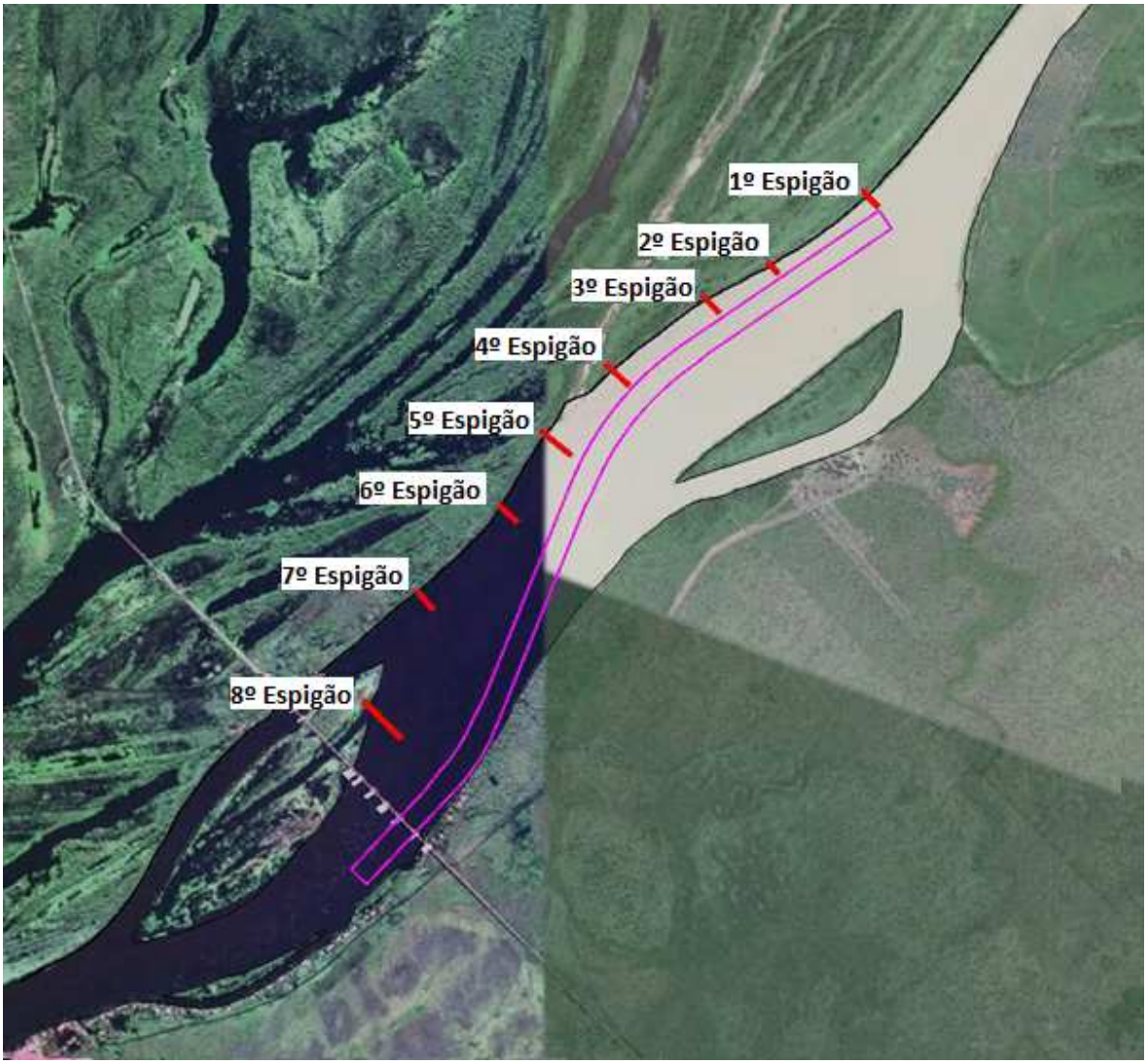


Figura 6.8 – Croqui da distribuição da 3ª configuração dos espigões.

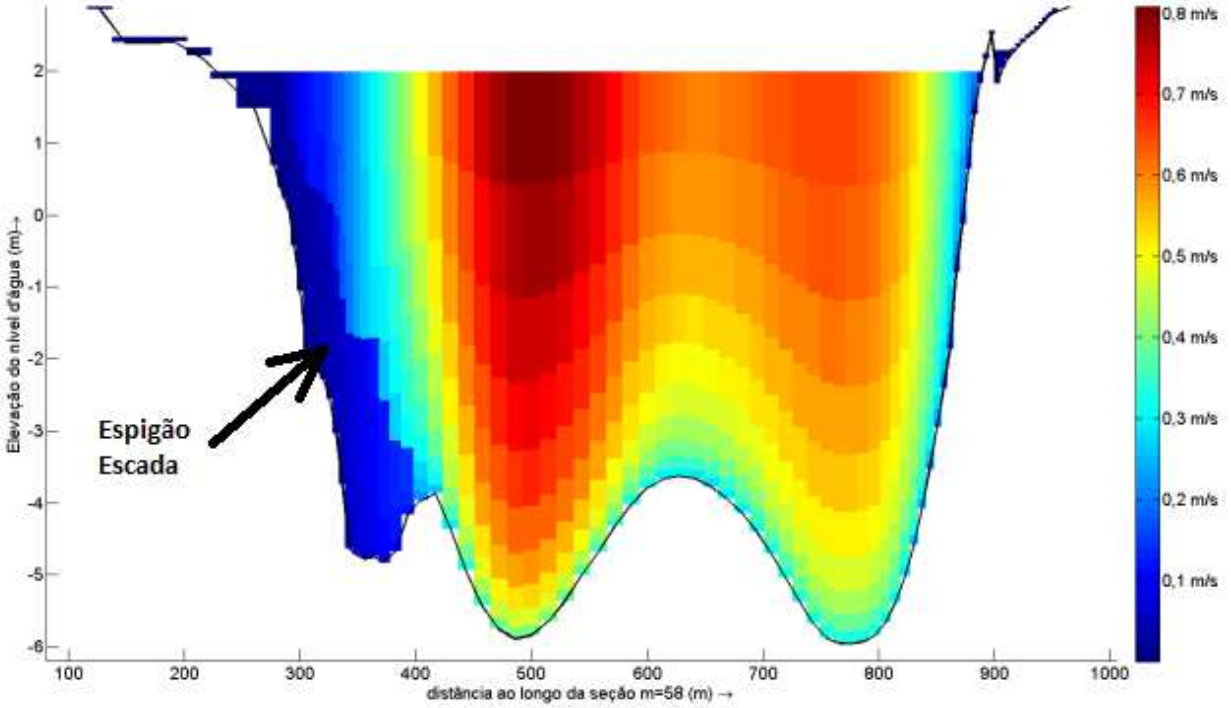


Figura 6.9 – Representação do espigão, número 6, tipo escada, em uma seção dentro do modelo onde a elevação do nível d'água tem referência na cota 80,555 m.

7. RESULTADOS

7.1. SIMULAÇÕES DO CENÁRIO NATURAL

Foram realizadas três simulações com o cenário natural, sendo as duas primeiras com o escoamento no estado permanente com condições hidrológicas de média e cheia. A terceira simulação empregou uma condição não-permanente do escoamento, para avaliar a evolução morfológica do trecho. Os resultados resultantes desse cenário são a base para as comparações com os demais cenários. A seguir estão expostos os resultados obtidos nessas simulações.

7.1.1. Resultados de Níveis d'Água

Na simulação para a vazão média níveis d'água atingem a área de inundação somente em alguns pontos, permanecendo praticamente todo no canal principal do rio. A declividade da linha d'água resultante é parecida ao observada para condição de cheia, com valor médio de 26 mm/km. A Figura 7.1 ilustra a distribuição dos níveis d'água no trecho.

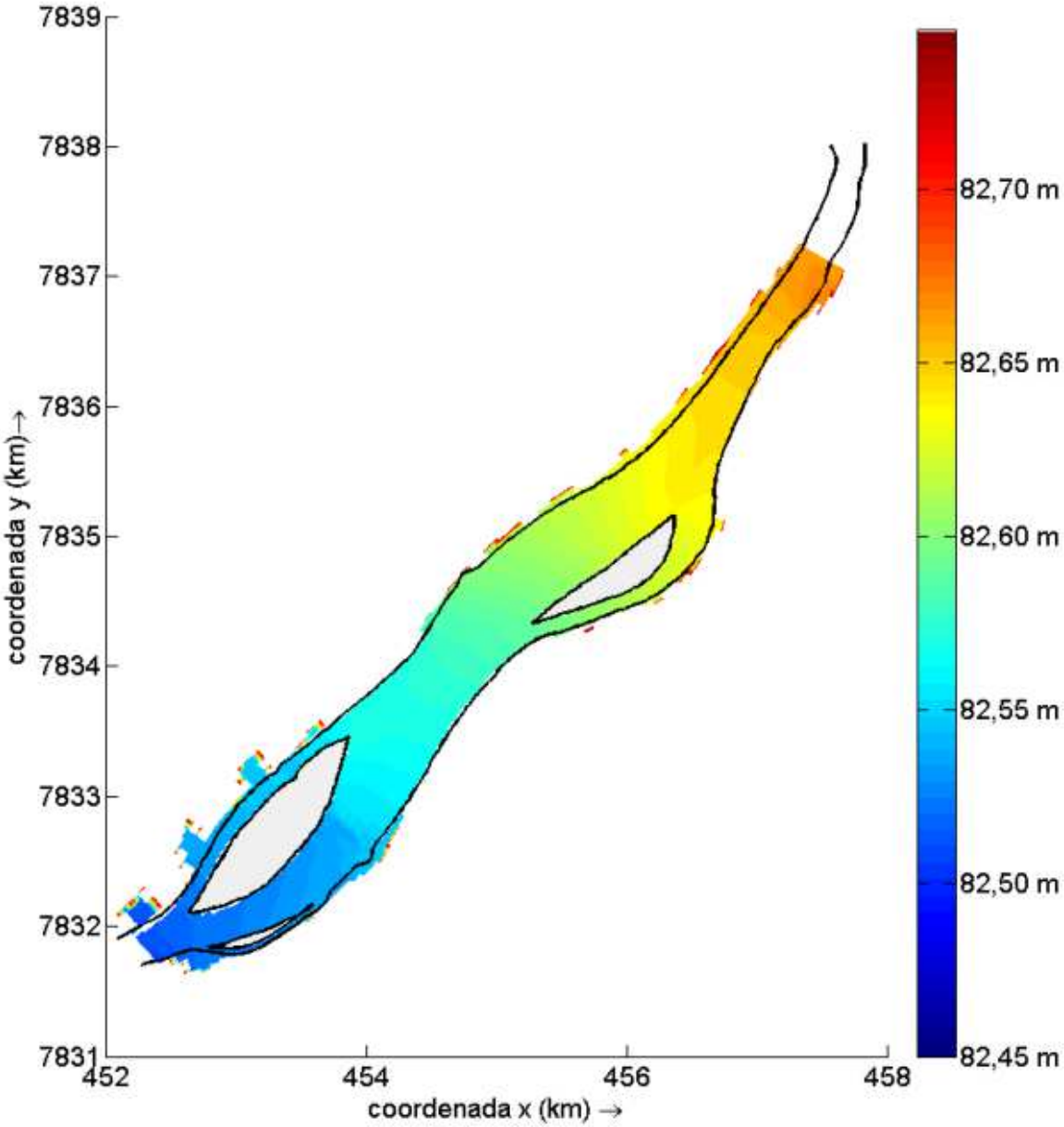


Figura 7.1 – Níveis d'água resultantes do modelo para a condição hidrológica de média (1.888 m³/s) no estado permanente.

Os níveis d'água obtidos pelo modelo na simulação de cheia são os mesmo que foram comparados com os dados de campo, apresentado no subcapítulo 5.3. A Figura 7.2 mostra os níveis d'água resultantes.

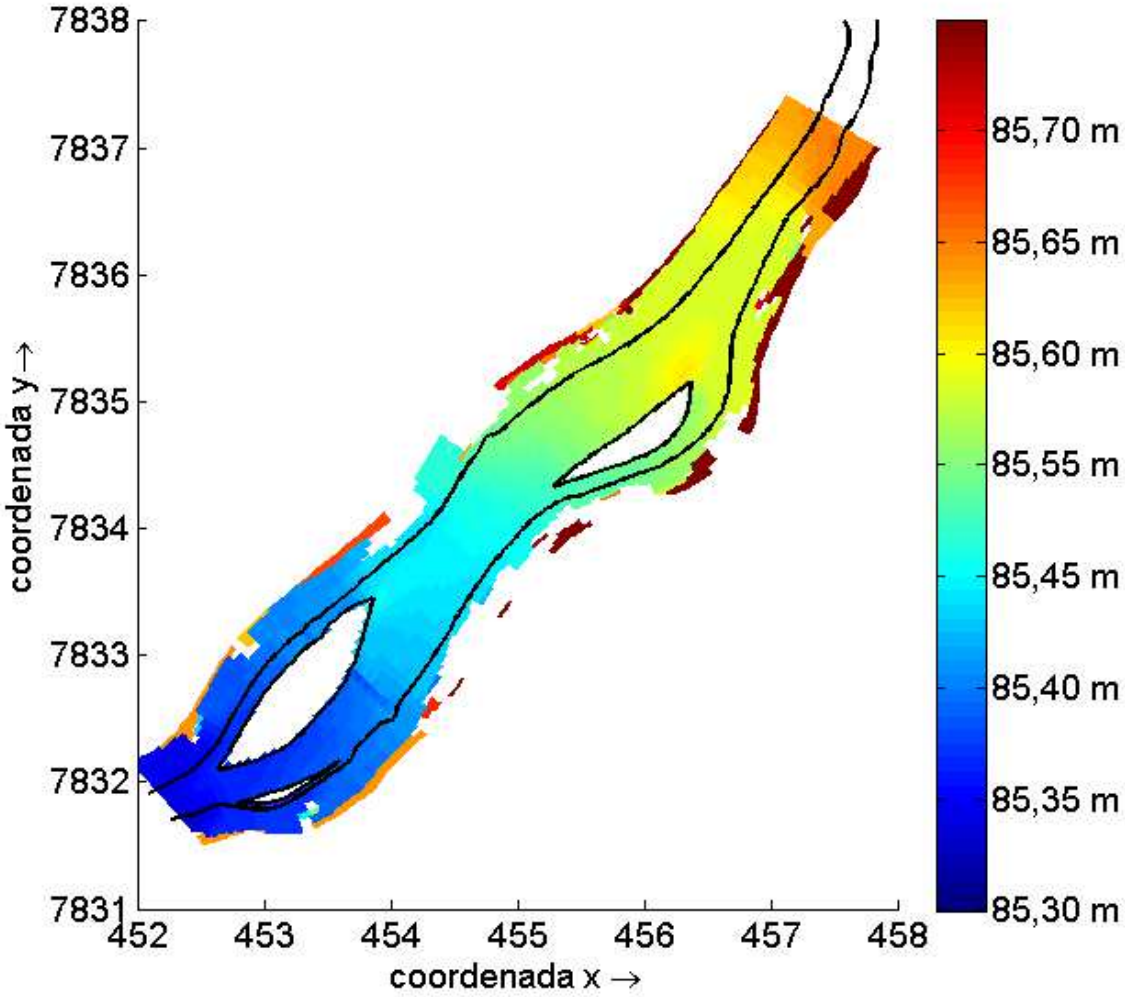


Figura 7.2 – Níveis d'água resultantes do modelo para a condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s) no estado permanente.

7.1.2. Resultados de Velocidade

Os resultados de velocidade média obtidos para simulação com a condição hidrológica média apresentaram valores em torno de 0,6 m/s. A Figura 7.3 mostra a magnitude dos campos de velocidade ao longo do trecho. Os resultados de velocidade referentes à condição hidrológica de cheia, assim como os níveis d'água, foram os comparados com as medições de campo, sendo descritos no item 5.3. A Figura 7.4 mostra os resultados obtidos para condição de cheia.

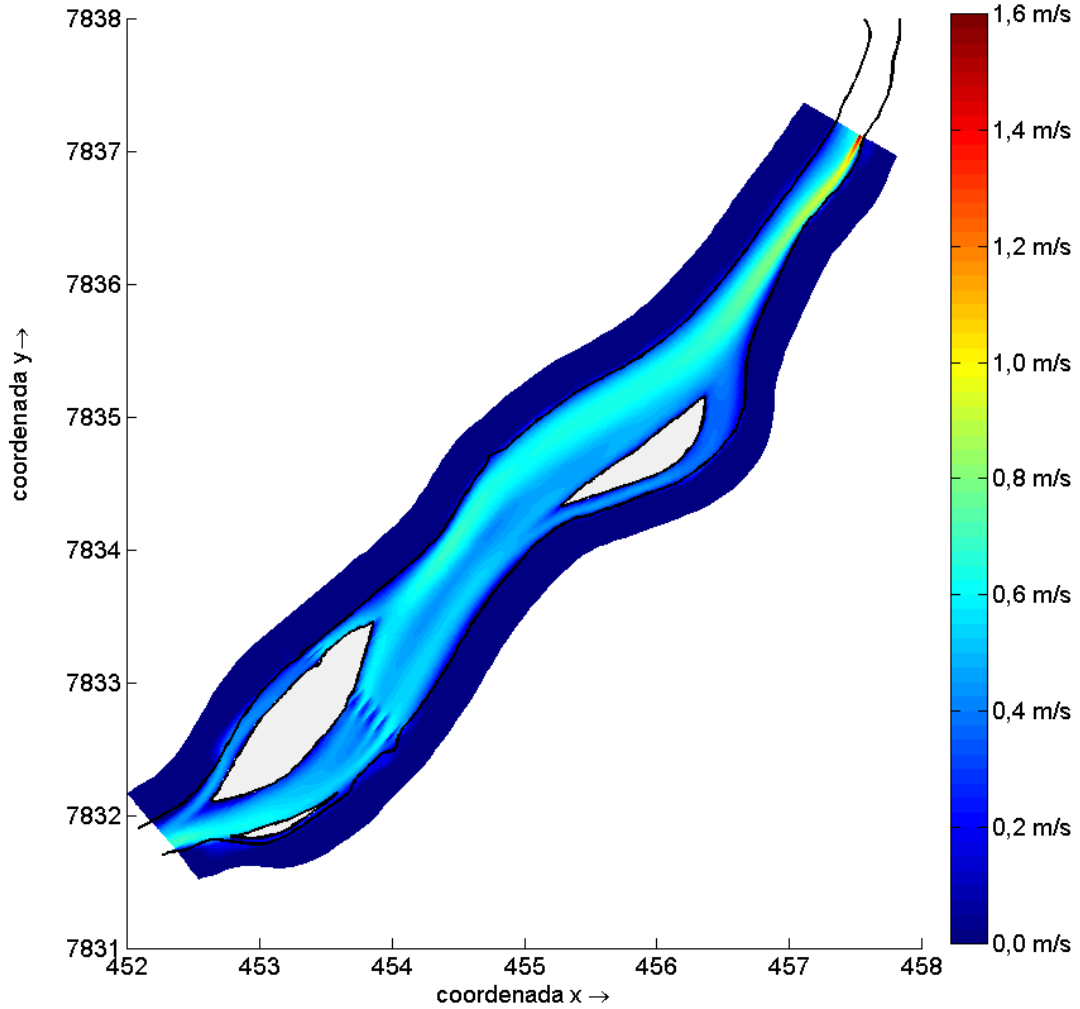


Figura 7.3 – Velocidade média na vertical ao longo da área de estudo para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), com sua magnitude representada pela escala de cores.

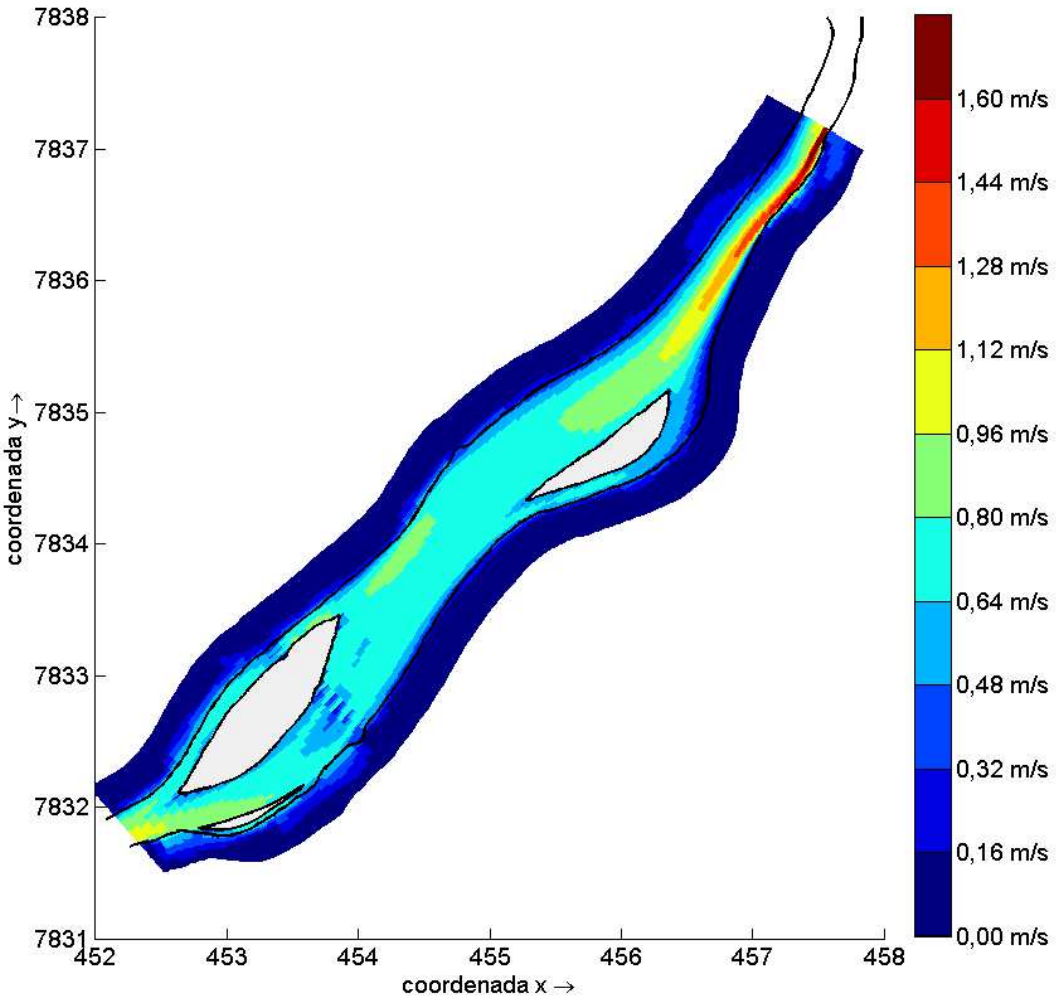


Figura 7.4 – Velocidade média na vertical ao longo da área de estudo para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), com sua magnitude representada pela escala de cores.

7.1.3. Resultados de Evolução Morfológica

A simulação da evolução morfológica representa variações no leito do rio ao longo de um ano. A Figura 7.5 demonstra a transformação morfológica resultante. A diferença entre a batimetria inicial (sem dragagem) e a batimetria simulada pode ser visualizada na Figura 7.6.

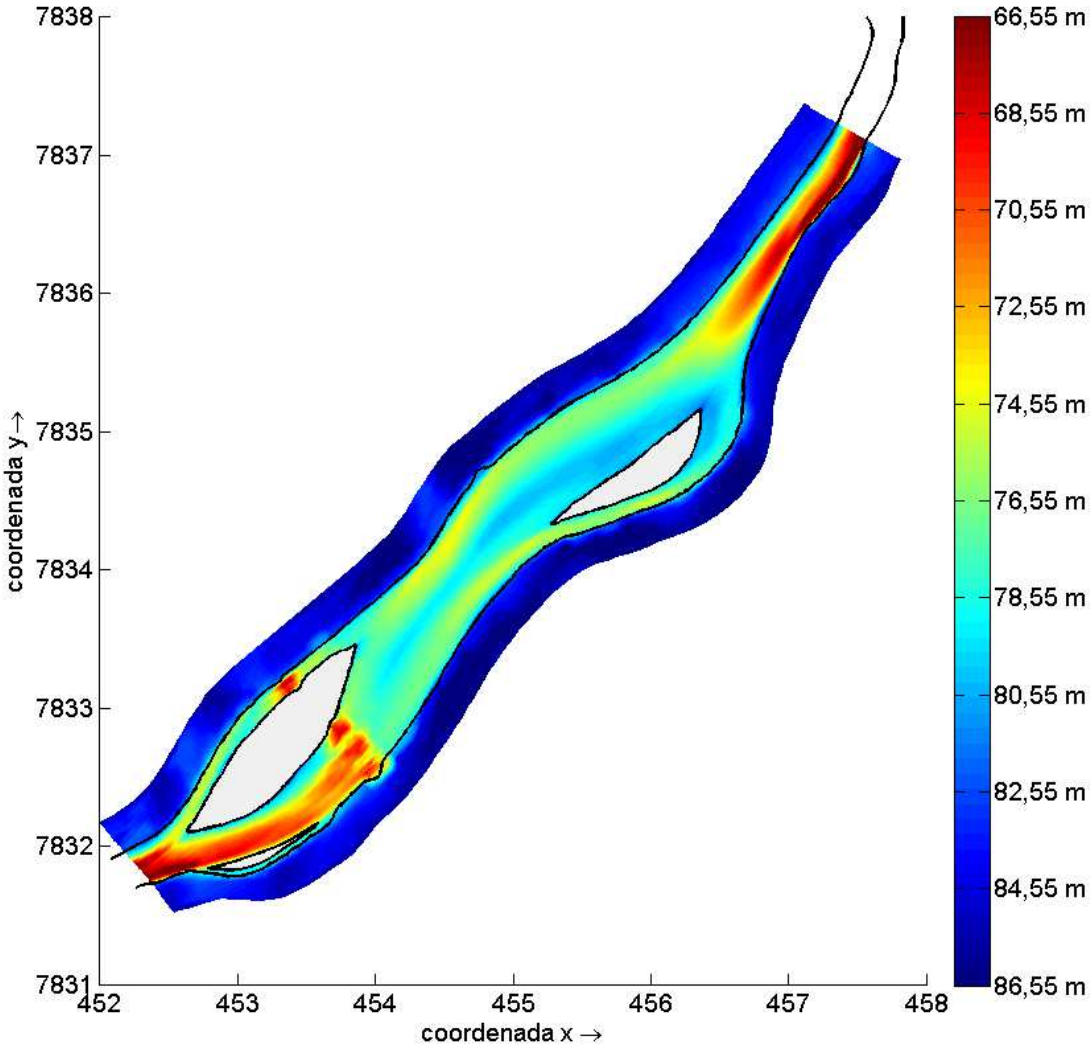


Figura 7.5 – Evolução morfológica de um ano ao longo da área de estudo, para o cenário natural.

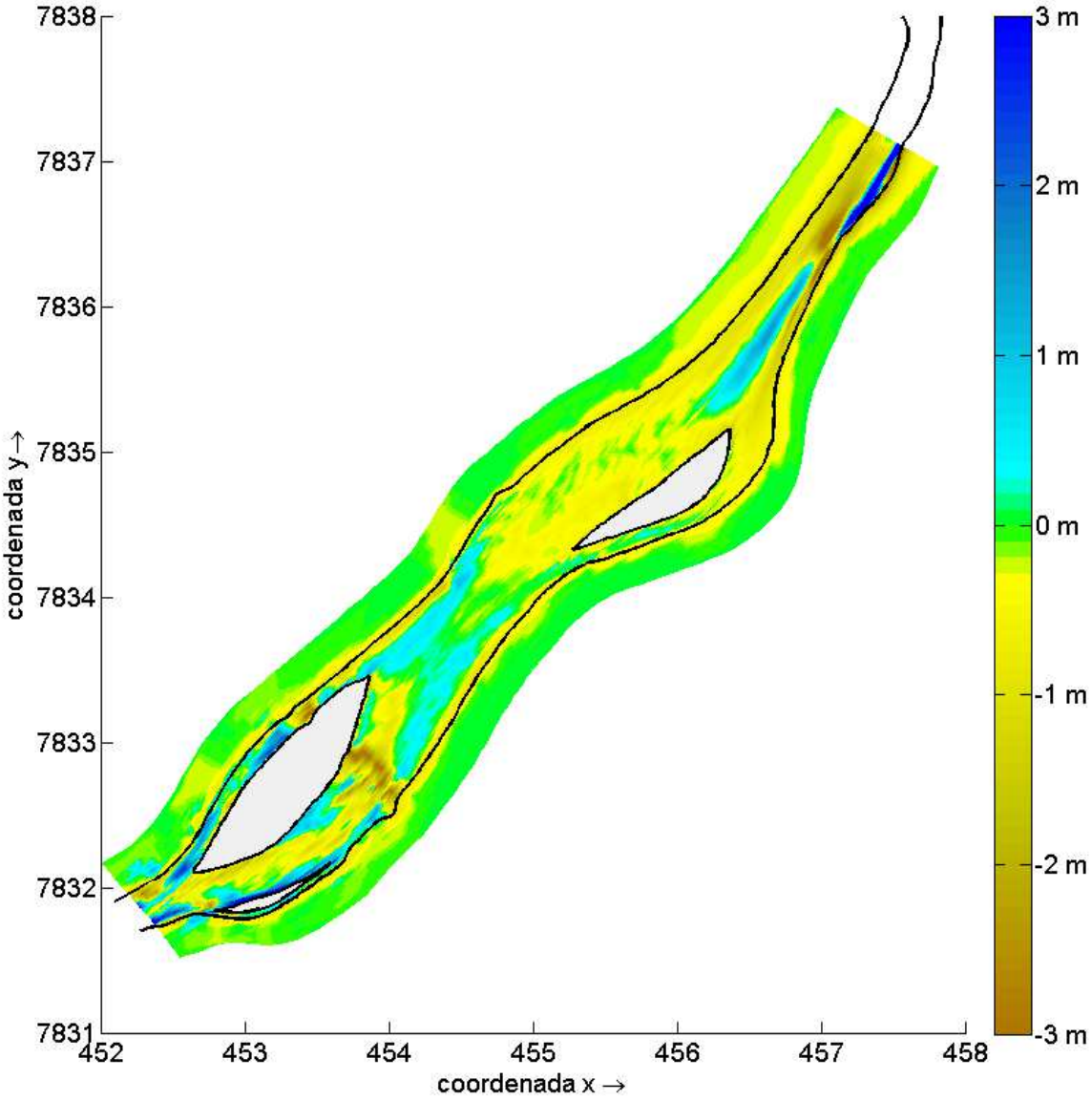


Figura 7.6 – Comparação da evolução morfológica anual com a batimetria inicial (sem dragagem), onde os valores positivos são referentes as regiões com erosão e os valores negativos as regiões de sedimentação.

7.1.4. Resultados de Profundidade

O canal de navegação necessita apresentar uma profundidade mínima de 3,5 metros, conforme descrito no subcapítulo 4.7. A Figura 7.7 apresenta as profundidades ao longo da área de estudo, na condição hidrológica média (1.888 m³/s), após um ano de evolução morfológica. Na região em vermelho representa locais inferiores ao limite estabelecido para navegação dentro do canal. É possível visualizar a existência de um caminho que permite a navegação, porém a geometria desse caminho não segue as premissas da publicação do PIANC (1997). As profundidades para a condição

hidrológica de cheia (3.760 m³/s) apresentou condições em praticamente todos os pontos dentro do rio.

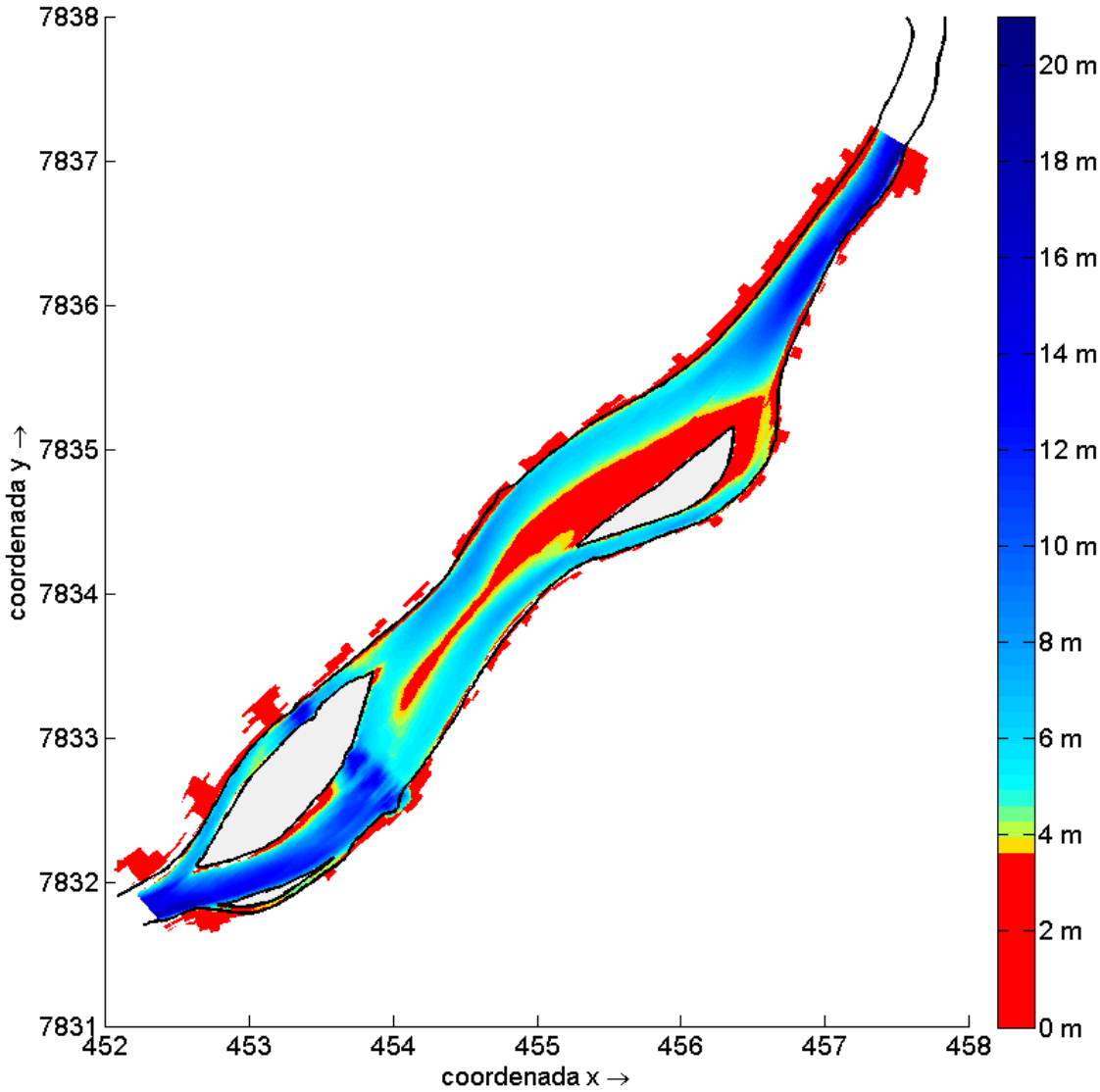


Figura 7.7 – Profundidades resultantes ao longo da área de estudo a condição hidrológica de média (1.888 m³/s), com a evolução morfológica de um ano, para o cenário natural.

7.2. SIMULAÇÕES DO CENÁRIO COM O CANAL DE NAVEGAÇÃO

7.2.1. Resultados de Níveis d'Água

A implantação do canal ocasionou pequenas alterações nos níveis resultantes, principalmente na região do bota fora. Os níveis obtidos pelo modelo na simulação para ambas as condições hidrológicas apresentaram diferenças inferiores a 1,0 cm, comparados com os do modelo sem a implantação do canal. A Figura 7.8 apresenta as diferenças entre os níveis resultantes com os resultados do modelo natural para condição hidrológica de média. Para a condição hidrológica de

cheia a comparação é apresentada pela Figura 7.9. A situação com a maior diferença se encontra na região próxima ao bota-fora, onde o nível variou aproximadamente 1,0 cm, em ambas condições hidrológicas. Os resultados de nível d'água obtidos ao longo do canal são apresentados nas Figura 7.10 e Figura 7.11. Em todas as figuras os contornos do canal de navegação e o bota fora podem ser visualizados.

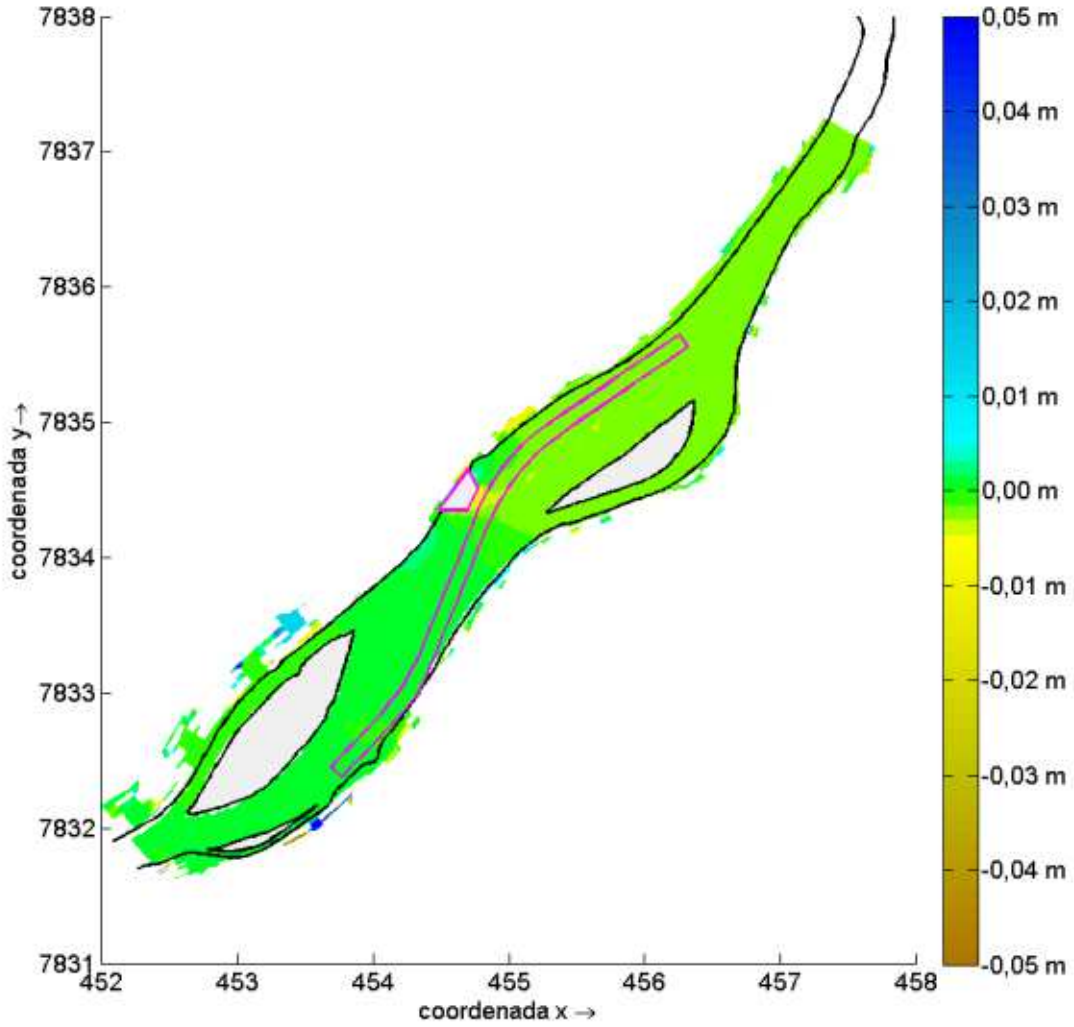


Figura 7.8 – Diferença de níveis d'água entre os cenários com e sem canal de navegação, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s).

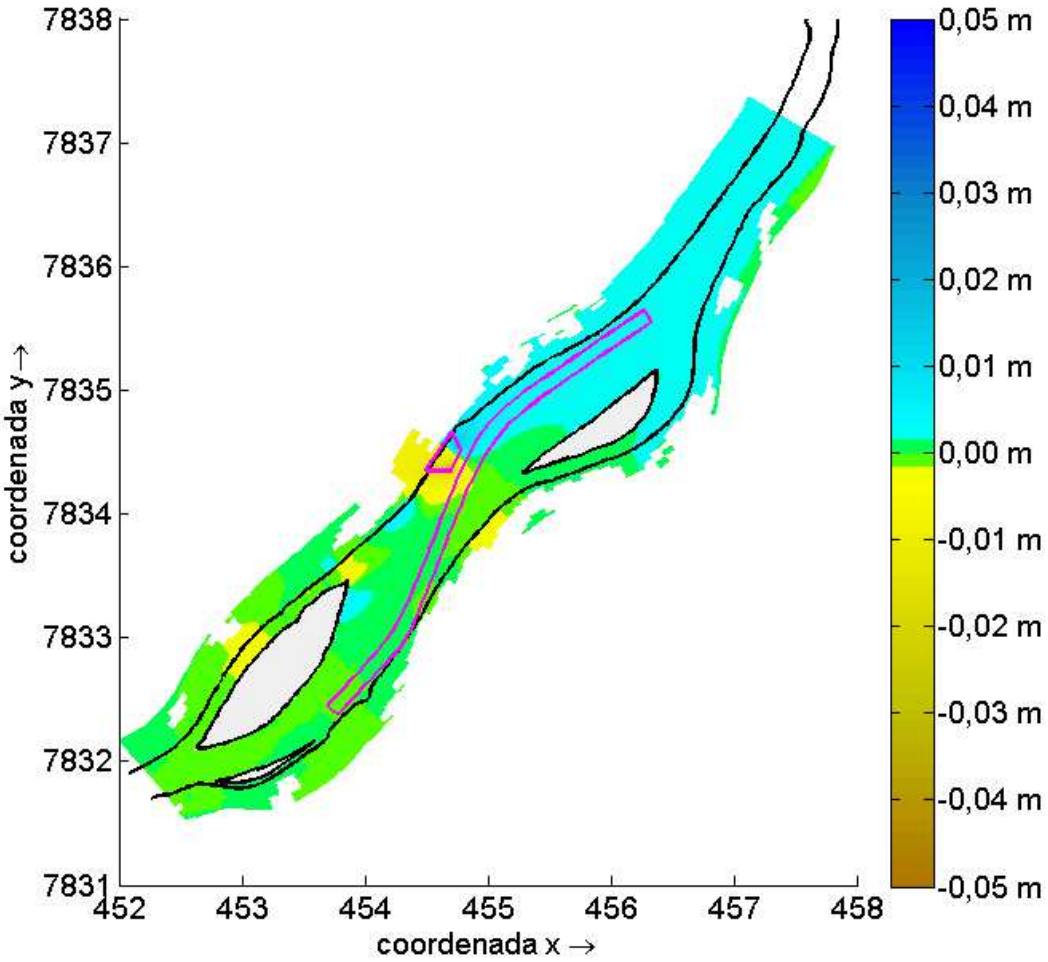


Figura 7.9 – Diferença níveis d'água entre dos cenários com e sem canal de navegação, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s).

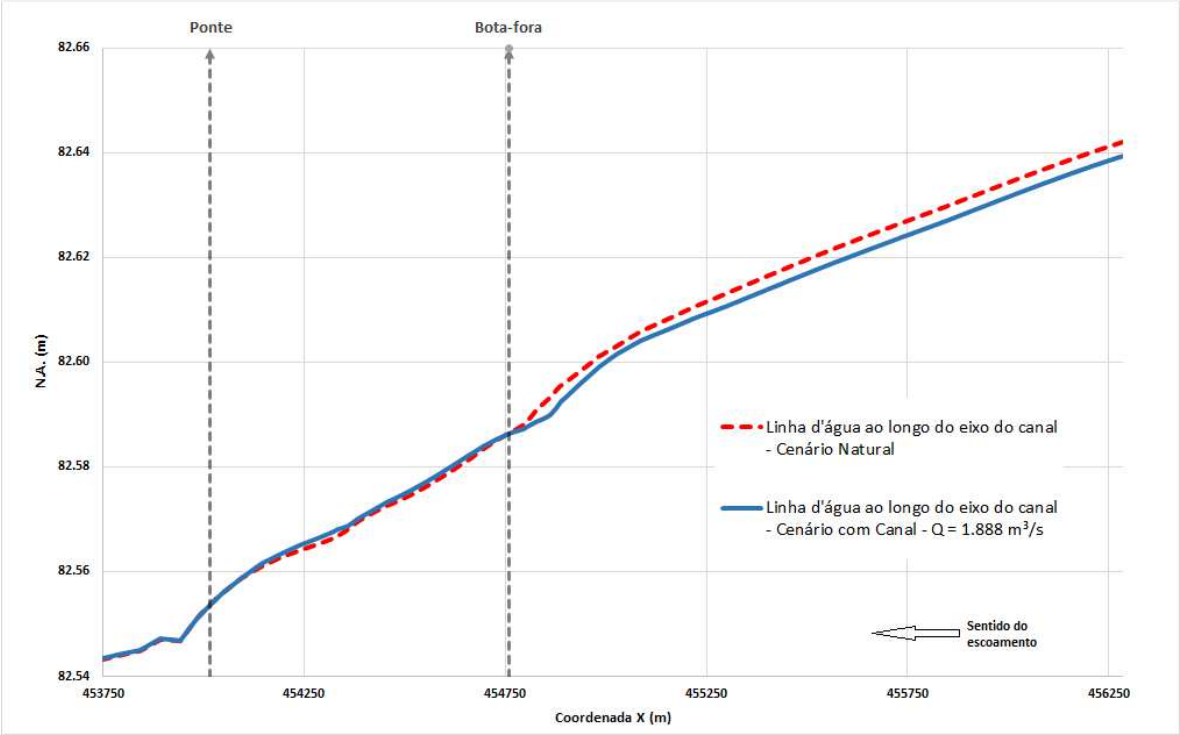


Figura 7.10 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o segundo cenário.

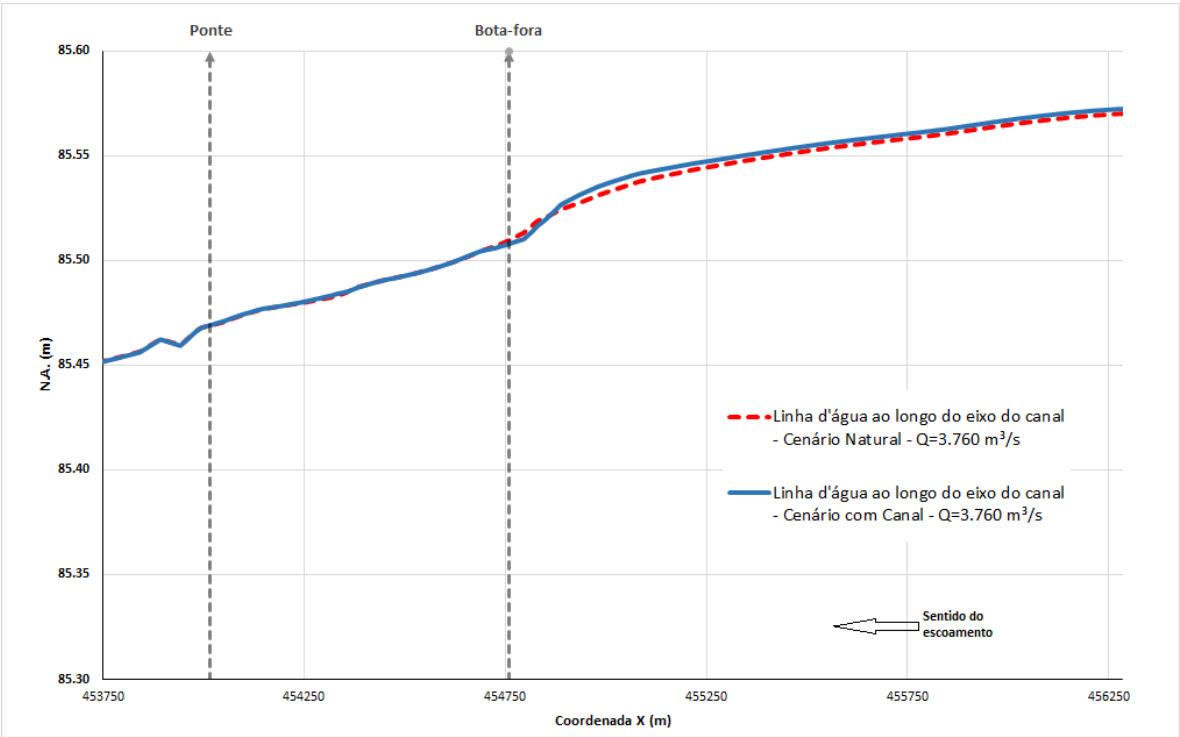


Figura 7.11 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), para o segundo cenário.

7.2.2. Resultados de Velocidades

A implantação do canal alterou a velocidade média dentro da área de estudo, principalmente na região próxima ao bota-fora, aonde a alteração teve o valor médio de 0,05 m/s. A Figura 7.12 mostra a diferença das velocidades obtidas entre os cenários com e sem canal de navegação, para condição hidrológica de média. Os valores obtidos para a condição hidrológica de cheia são apresentados na Figura 7.13. As alterações das velocidades médias ao longo do traçado do canal são apresentadas pelas Figura 7.14 e Figura 7.15.

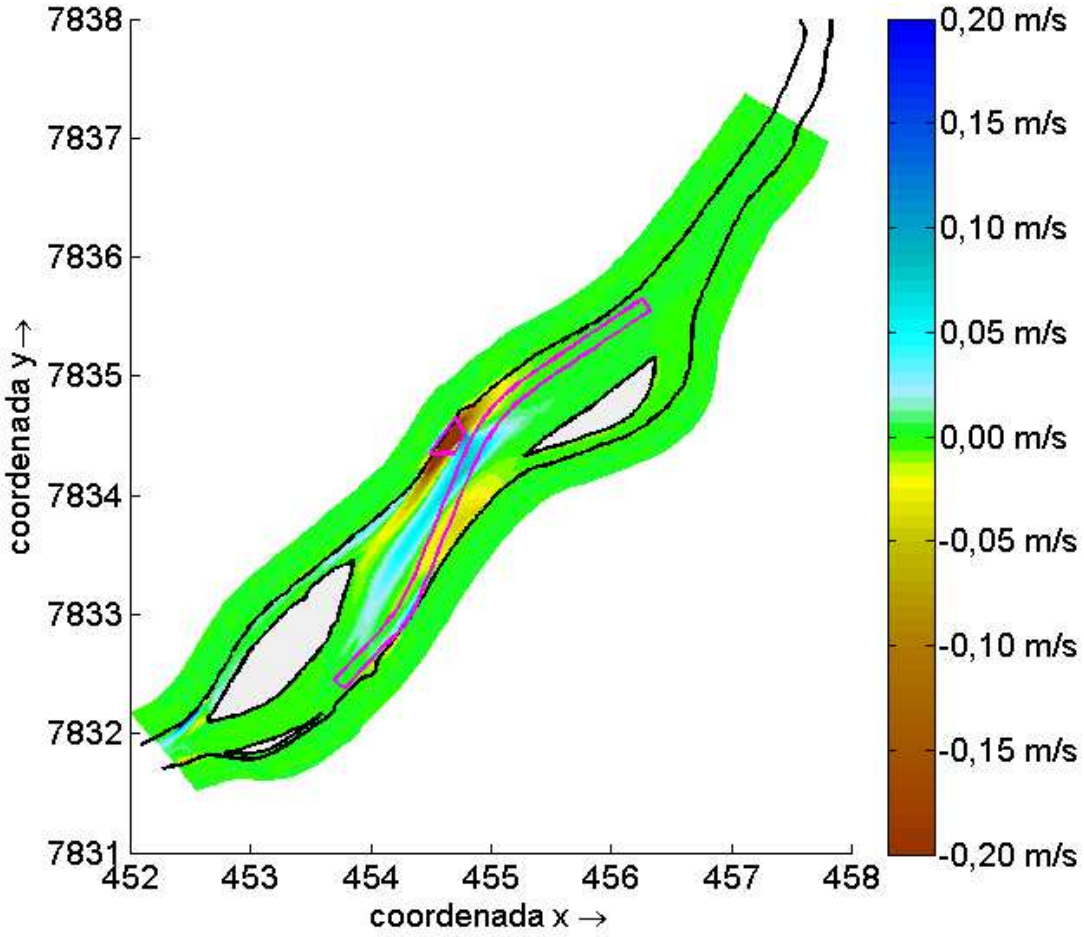


Figura 7.12 – Diferença das velocidades médias na vertical entre os cenários com e sem canal de navegação, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s).

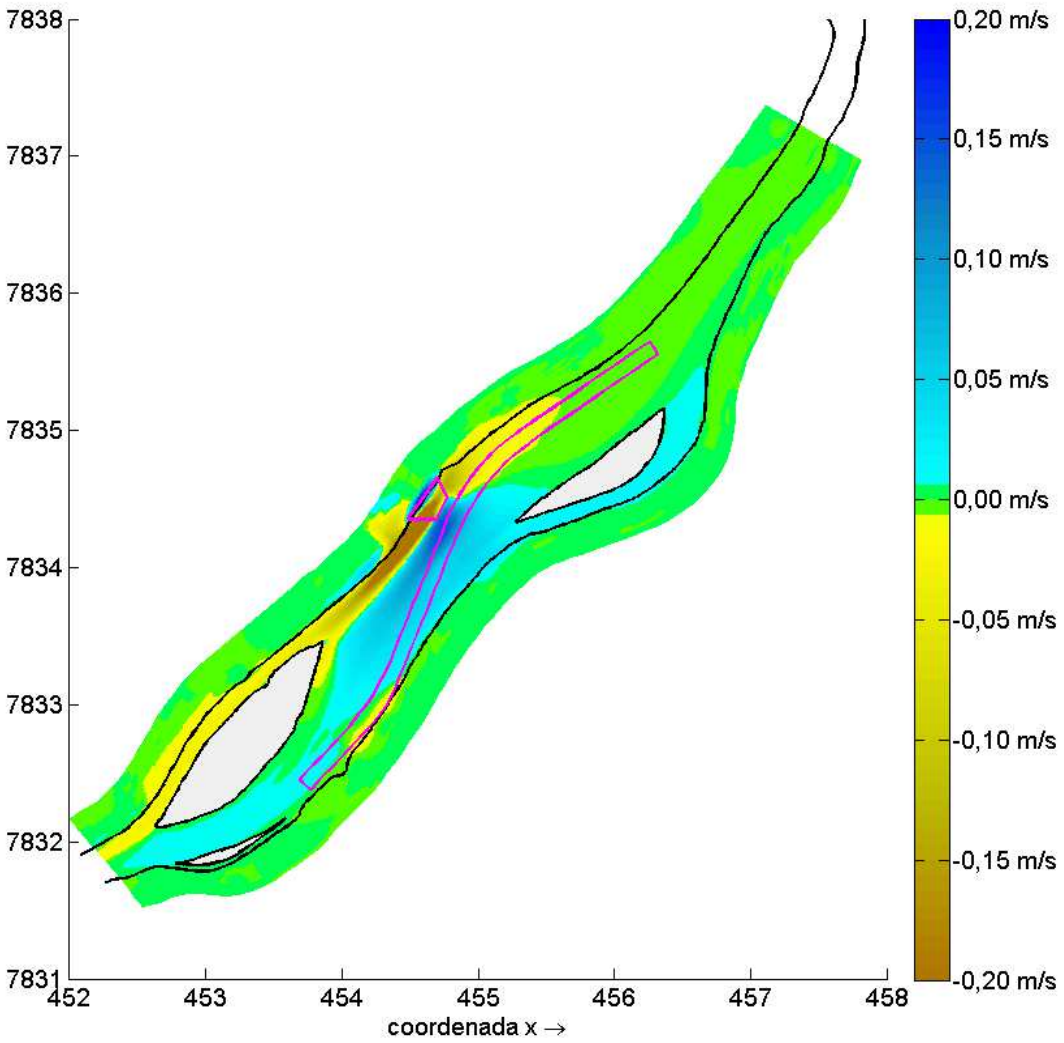


Figura 7.13 – Diferença das velocidades médias na vertical entre os cenários com e sem canal de navegação, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s).

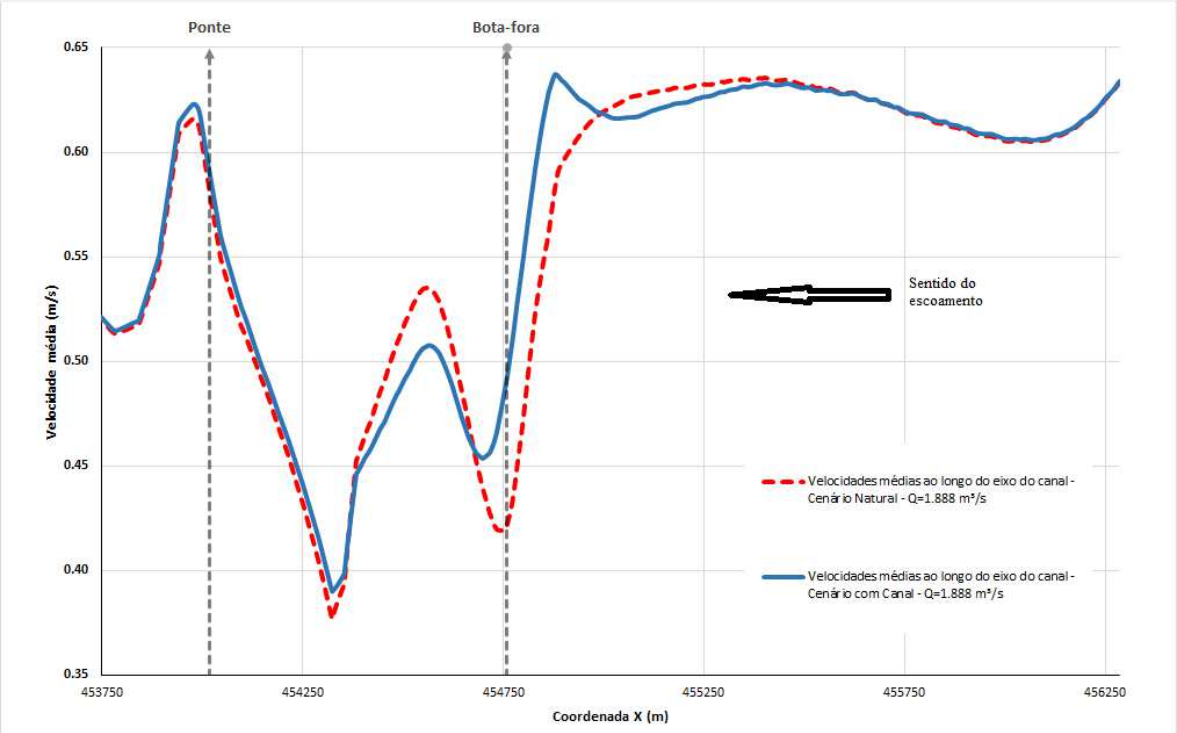


Figura 7.14 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o segundo cenário.

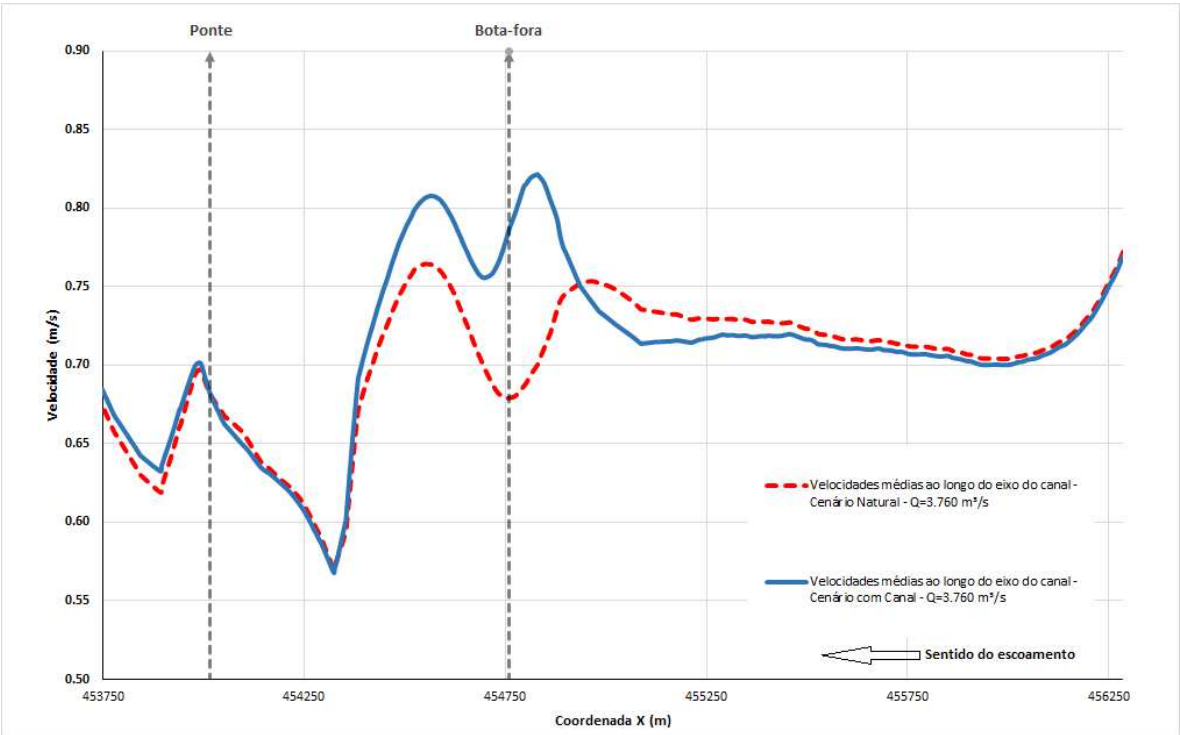


Figura 7.15 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), para o segundo cenário.

7.2.3. Resultados de Evolução Morfológica

A evolução morfológica anual com a implantação do canal de navegação apresentou diferenças quando comparada à evolução anual do cenário natural. O canal de navegação teve sua profundidade reduzida em alguns trechos. A comparação da evolução do leito do trecho com a batimetria inicial (com dragagem) é apresentada pela Figura 7.16. A comparação com a evolução morfológica anual do cenário natural é apresentada pela Figura 7.17. O perfil do leito do rio ao longo do traçado do canal e suas modificações são ilustrados pela Figura 7.18.

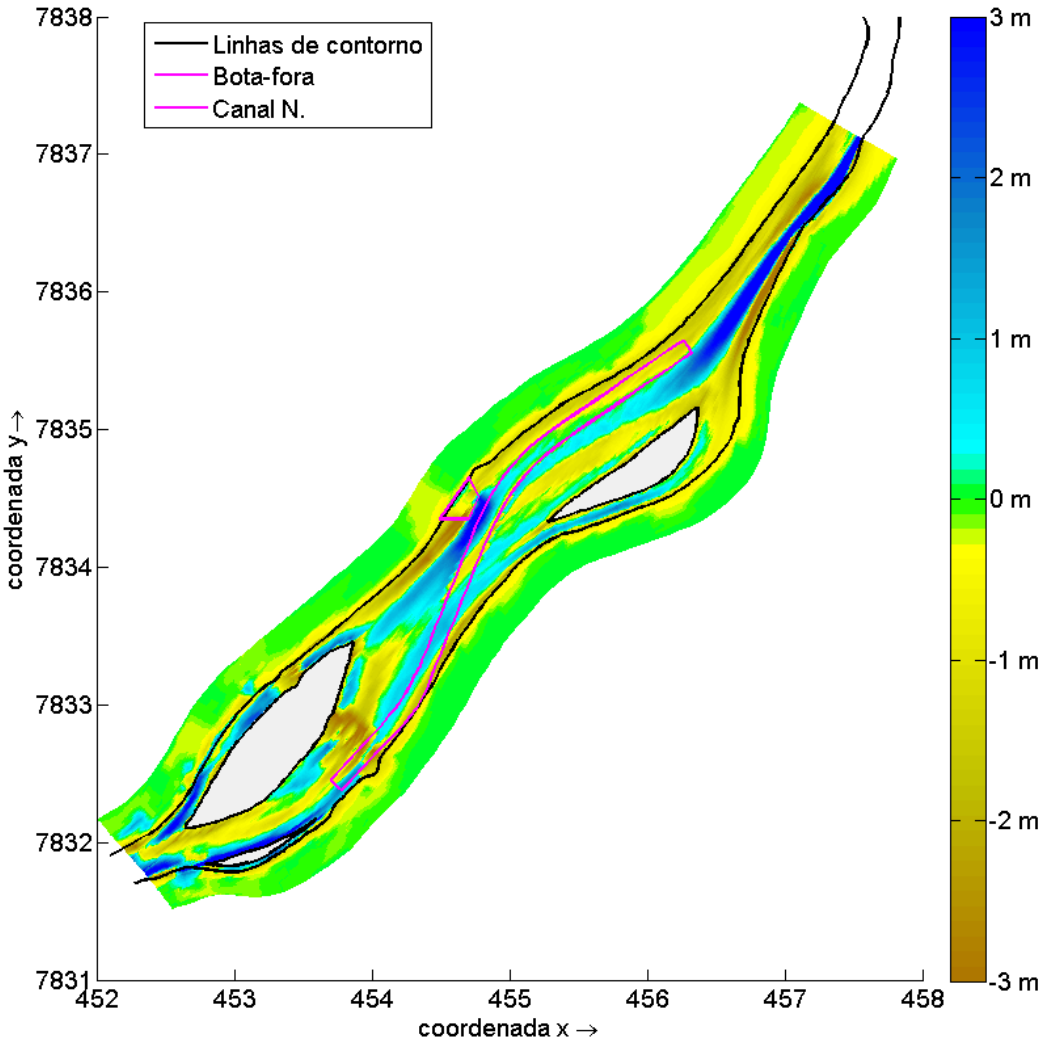


Figura 7.16 - Diferença da evolução morfológica de um ano do cenário com o canal de navegação e sua para batimetria inicial (com dragagem).

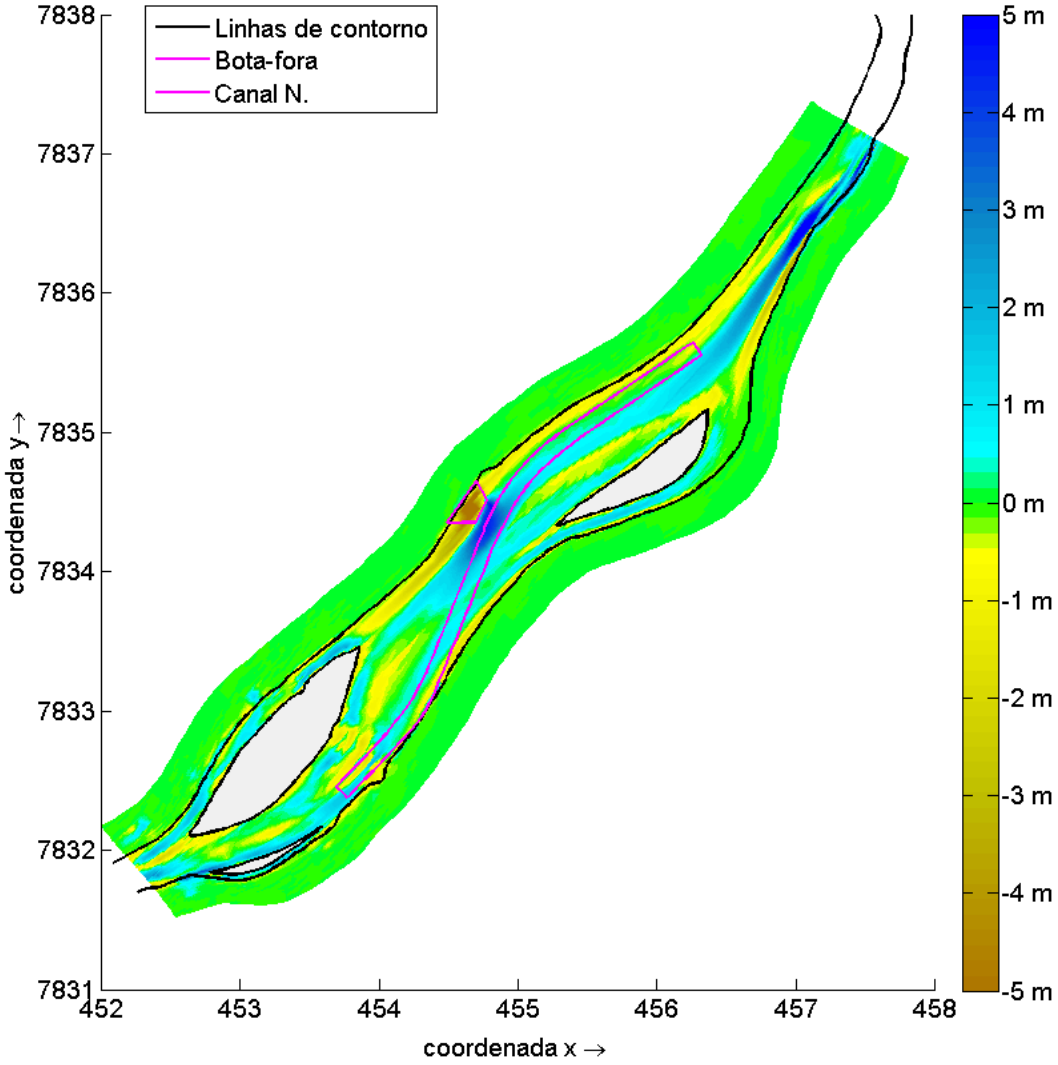


Figura 7.17 – Comparação da evolução morfológica anual do cenário do canal de navegação com a evolução anual do cenário natural.

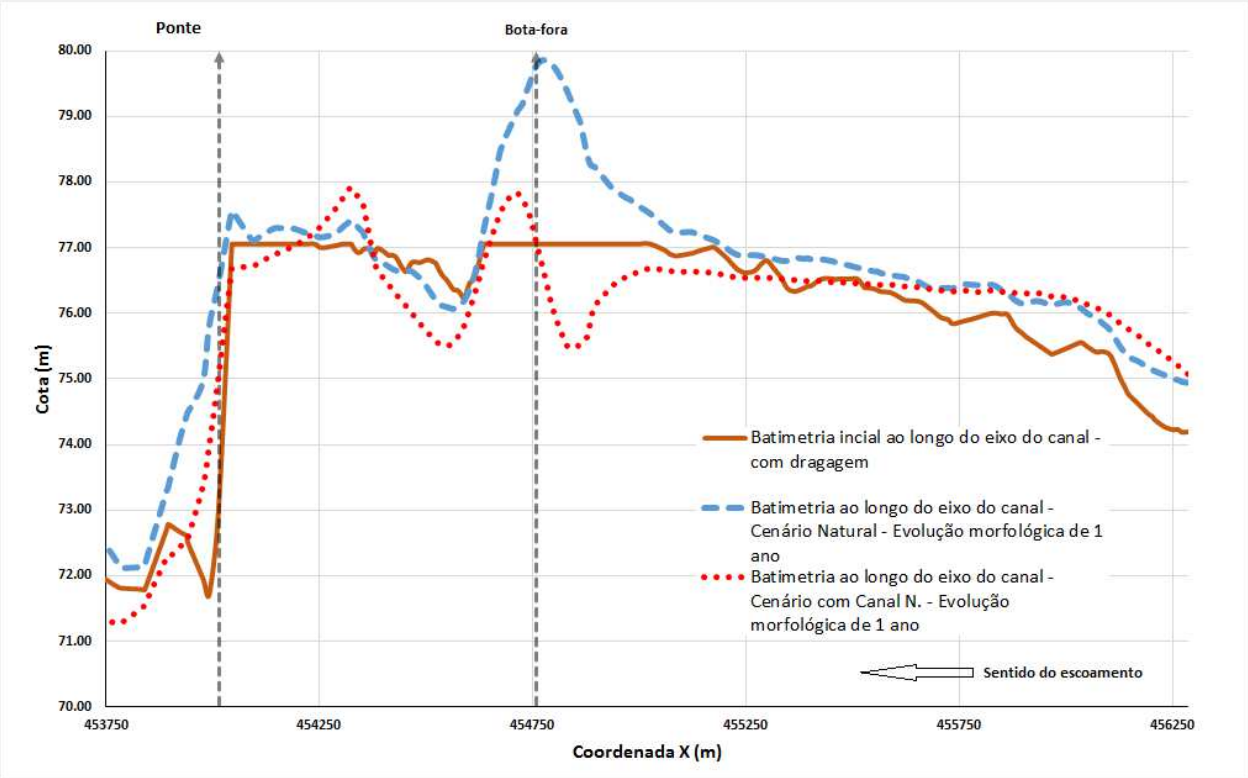


Figura 7.18 – Análise da evolução do perfil do leito do rio, no talvegue do canal de navegação, para o segundo cenário.

7.2.4. Resultados de Profundidade

Foram verificadas as profundidades resultantes ao longo da área de estudo, na condição hidrológica média (1.888 m³/s), após um ano de evolução morfológica. A Figura 7.19 apresenta as regiões com profundidades inferiores ao limite de 3,5 m (pontos vermelhos), valor estabelecido para navegação dentro do canal. Após um ano de evolução morfológica o canal de navegação ainda apresenta profundidades dentro do limite estabelecido em projeto. Entretanto, com o passar do tempo, existe uma tendência que a região central volte a sofrer assoreamentos, como ilustrado na Figura 7.20. O assoreamento na região deve aumentar na medida em que o efeito criado pelo bota-fora perca intensidade. Para a condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), as profundidades apresentaram condições em praticamente todos os pontos dentro do rio.

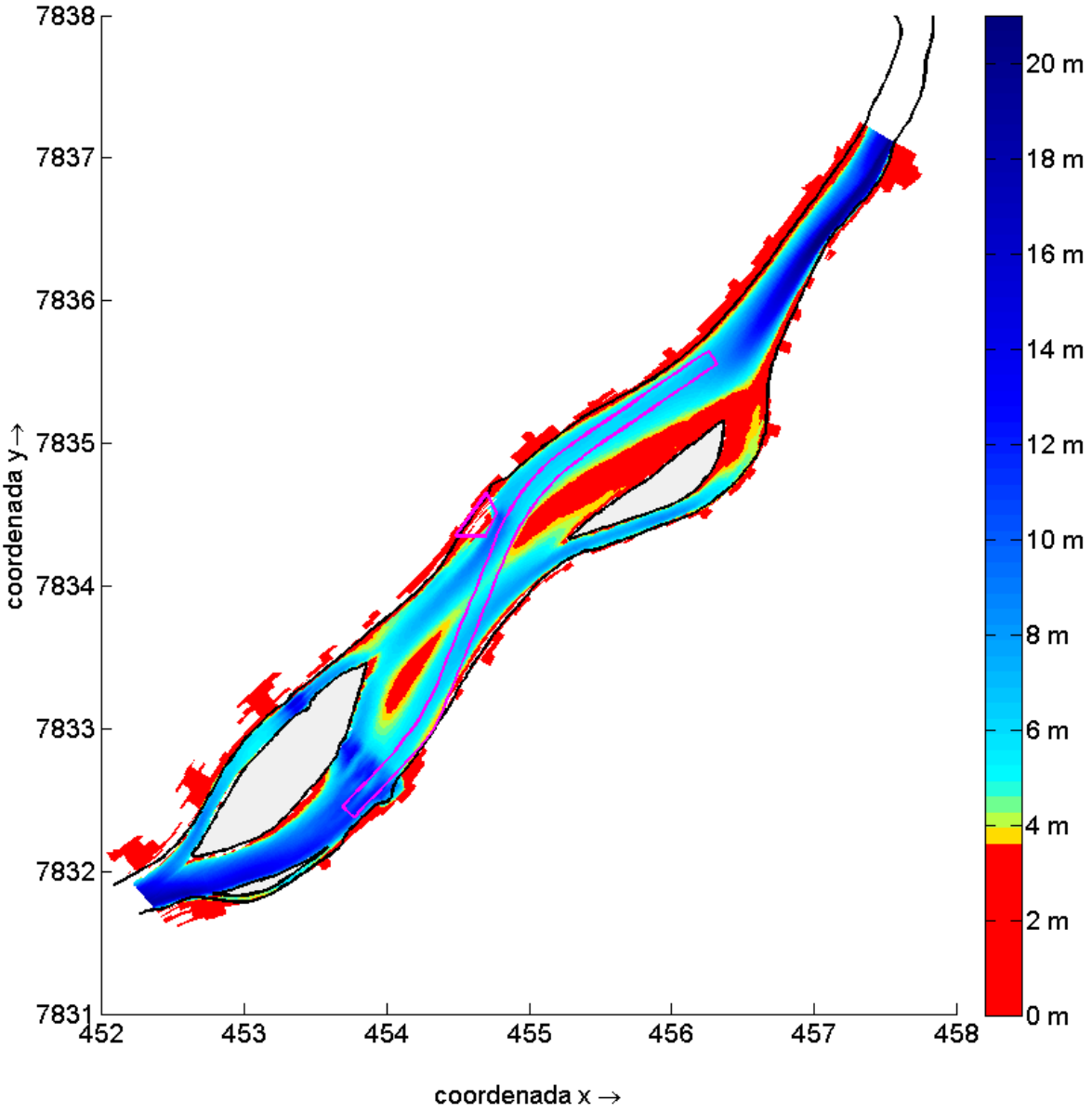


Figura 7.19 – Profundidades resultantes ao longo da área de estudo na condição hidrológica de média (1.888 m^3/s), com a evolução morfológica de um ano, para o cenário com o canal de navegação.

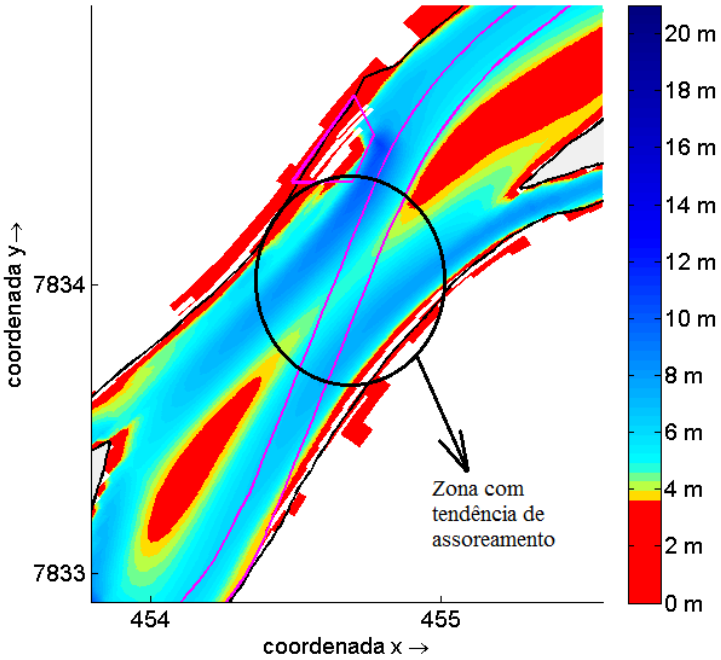


Figura 7.20 – Profundidades resultantes na região central da área de estudo na condição hidrológica de média (1.888 m³/s). As cores em vermelho representam os locais com profundidades inferiores ao limite do projeto (3,5 m).

7.3. SIMULAÇÕES DO CENÁRIO COM ESPIGÕES - 1ª CONFIGURAÇÃO

7.3.1. Resultados de Níveis d'Água

Na condição hidrológica média, as elevações dos níveis d'água são próximas das cotas da raiz dos espigões, fazendo com que os mesmos funcionem como diques, bloqueando totalmente a passagem do escoamento. Para esta configuração, os espigões números 6 e 7 apresentam comprimentos exagerados, servindo de controle e represando o escoamento. Os níveis d'água atingidos elevaram-se em média 5 cm, principalmente na região acima do espigão número 7. A Figura 7.21 apresenta a comparação entre os níveis resultantes com os níveis do cenário natural. O perfil da lâmina d'água ao longo do traçado do canal pode ser visualizado na Figura 7.22.

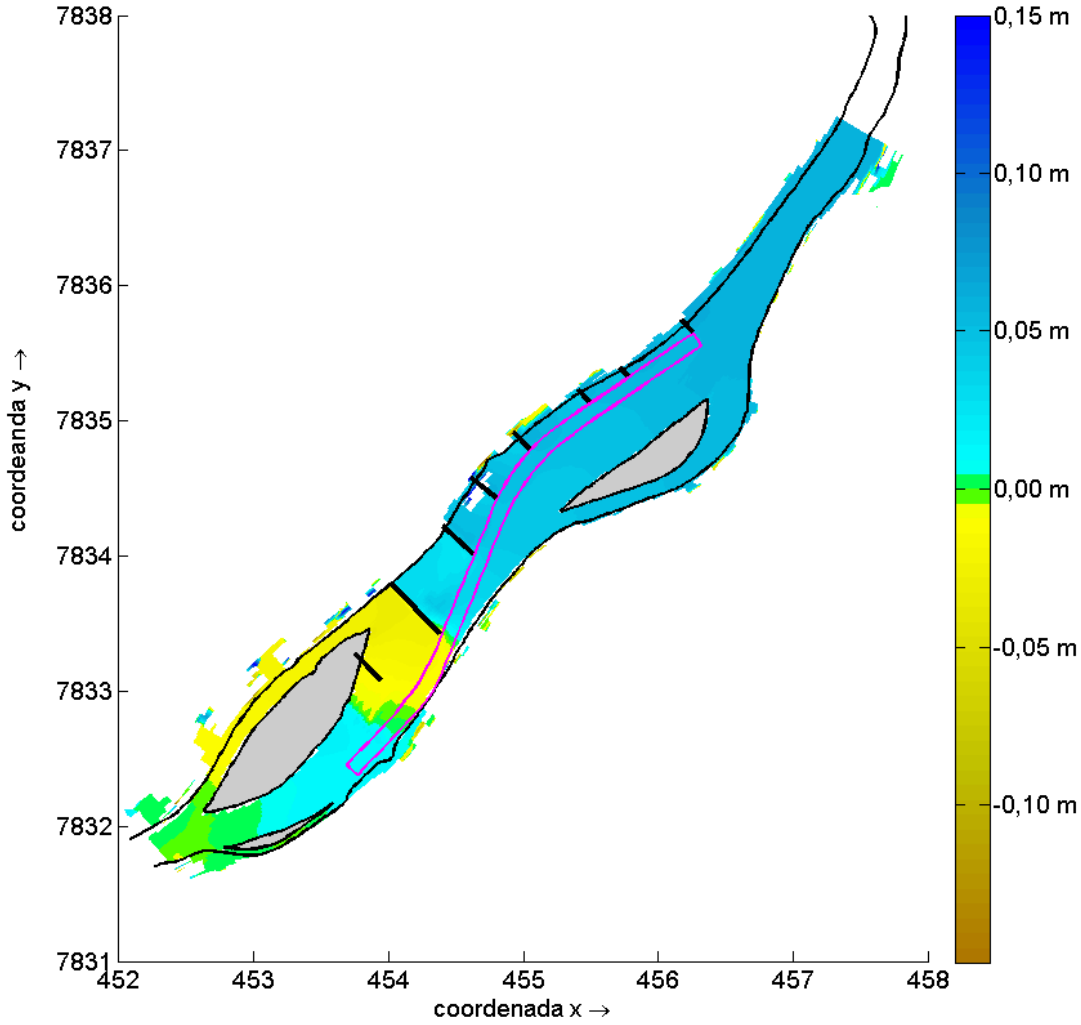


Figura 7.21 – Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário com a primeira configuração dos espigões e o cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s).

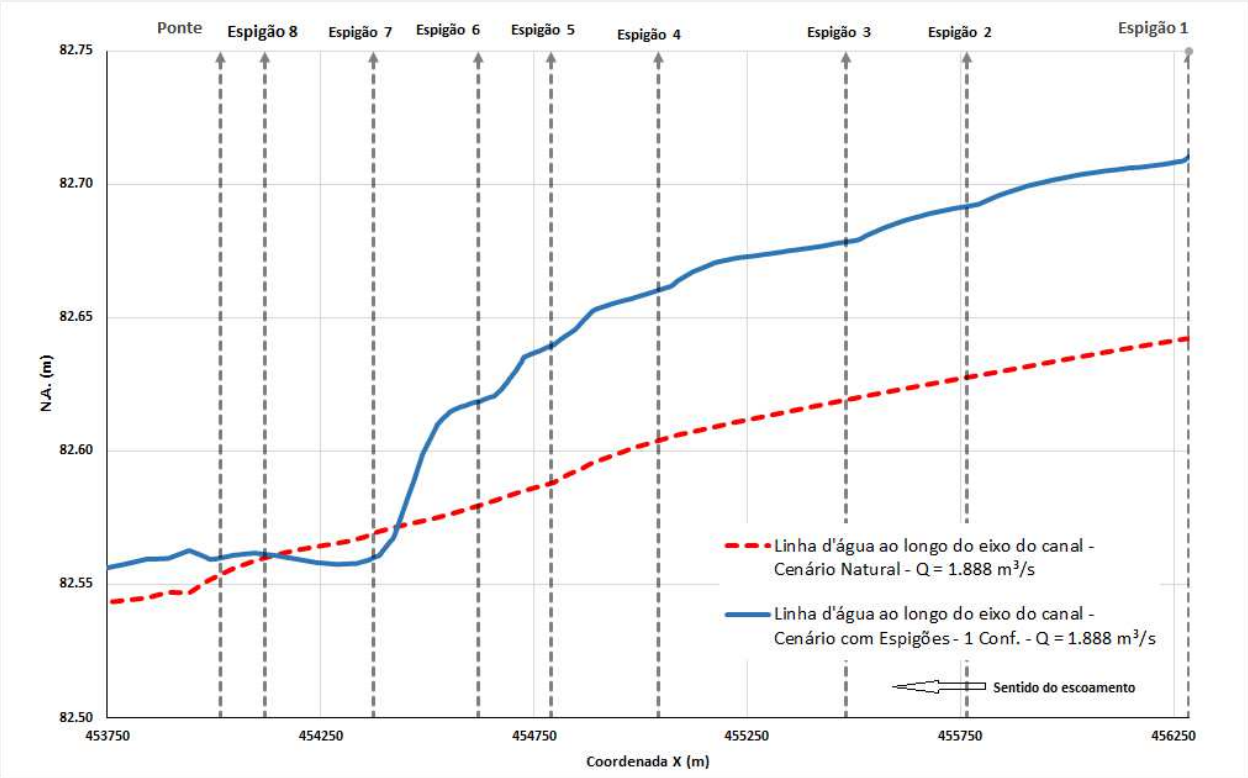


Figura 7.22 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888m³/s), para o terceiro cenário.

Para condição hidrológica de cheia os níveis também foram alterados significativamente, tendo como consequência da presença dos espigões, uma elevação dos níveis d'água de 10 cm. Esse aumento pode gerar um acréscimo na área de inundação. A Figura 7.23 mostra os níveis d'água resultante e sua diferença frente ao cenário natural.

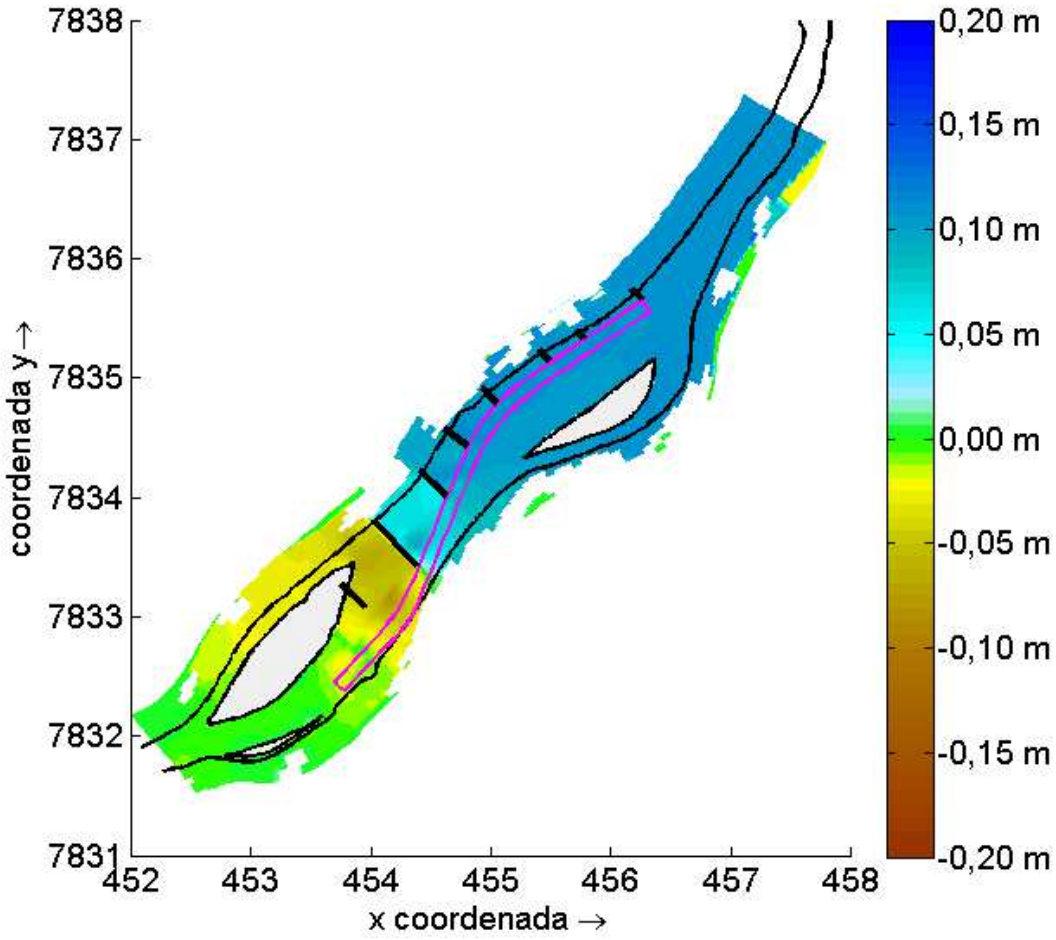


Figura 7.23– Diferença de níveis d'água obtidos no cenário com a primeira configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s).

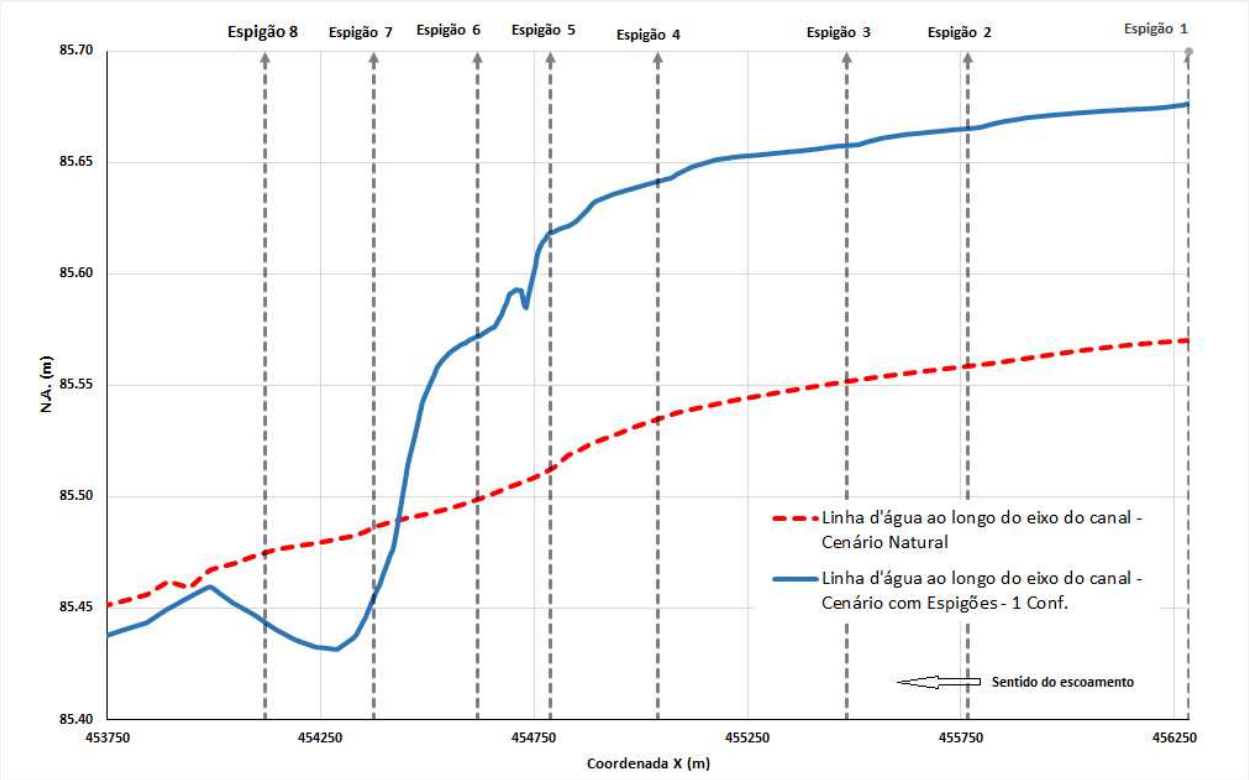


Figura 7.24 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação, para condição hidrológica de cheia (3.760m³/s), para o terceiro cenário.

7.3.2. Resultados de Velocidade

Os resultados dos perfis de velocidade obtidos mostram resultados de aumento da velocidade média local. A primeira configuração elevou consideravelmente as velocidades próximas ao traçado do canal de navegação. Entretanto o estrangulamento do rio gerado pelo espigão 6 e 7 gerou velocidades consideradas excessivas. As Figura 7.25 e Figura 7.26 mostram as diferenças entre as velocidades médias resultantes das simulações e as obtidas no cenário natural, para ambas as condições hidrológicas. As magnitudes das velocidades médias, para as duas condições hidrológicas, ao longo do traçado do canal, são apresentadas pelas Figura 7.27 e Figura 7.28.

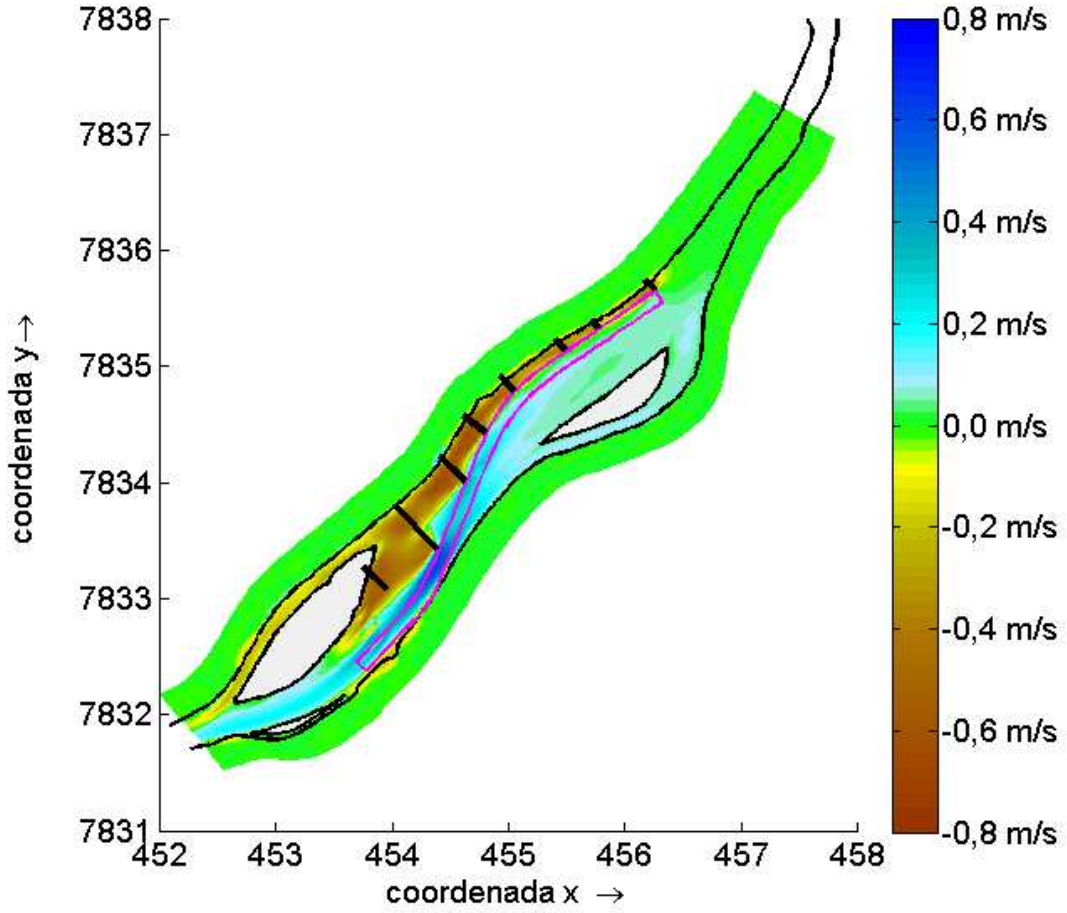


Figura 7.25 – Diferença entre as velocidades médias obtidas do cenário da primeira configuração dos espigões com o cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s).

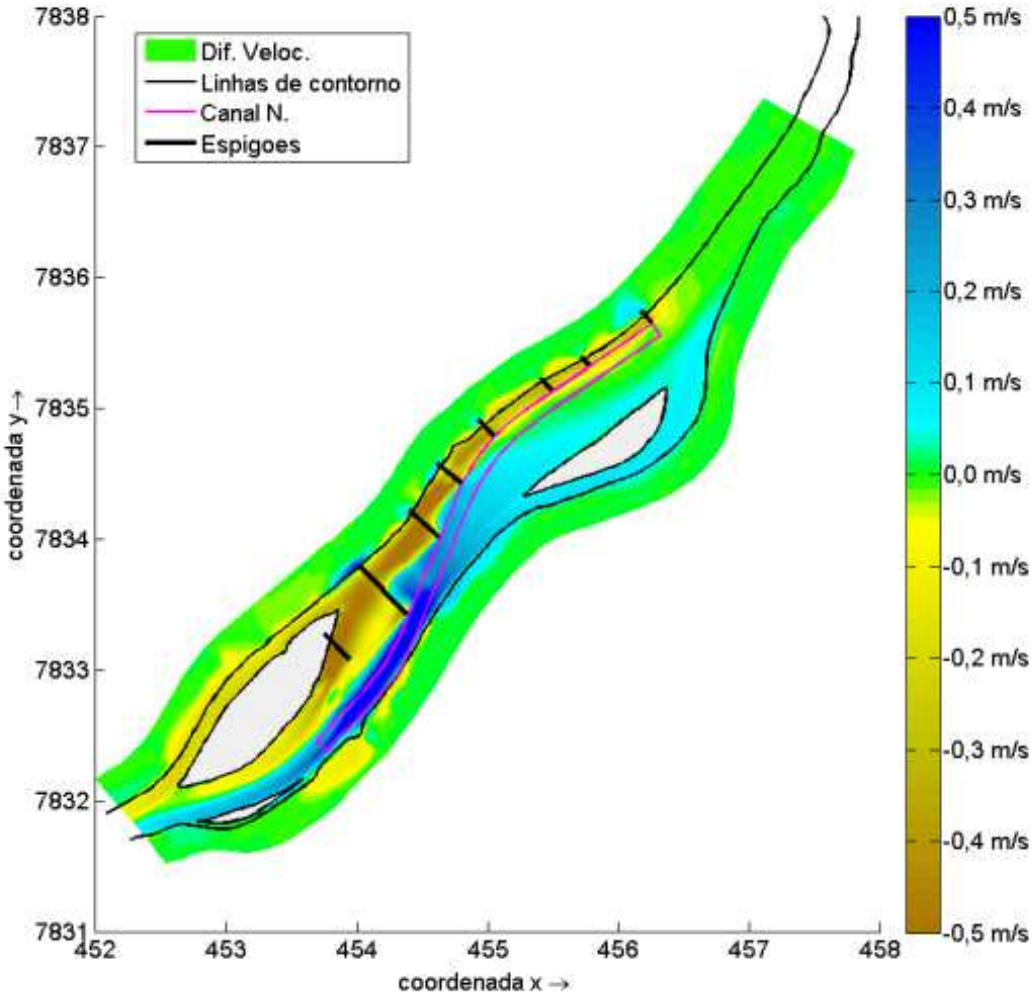


Figura 7.26 – Diferença das velocidades médias obtidas comparando o cenário da primeira configuração dos espigões com o cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s).

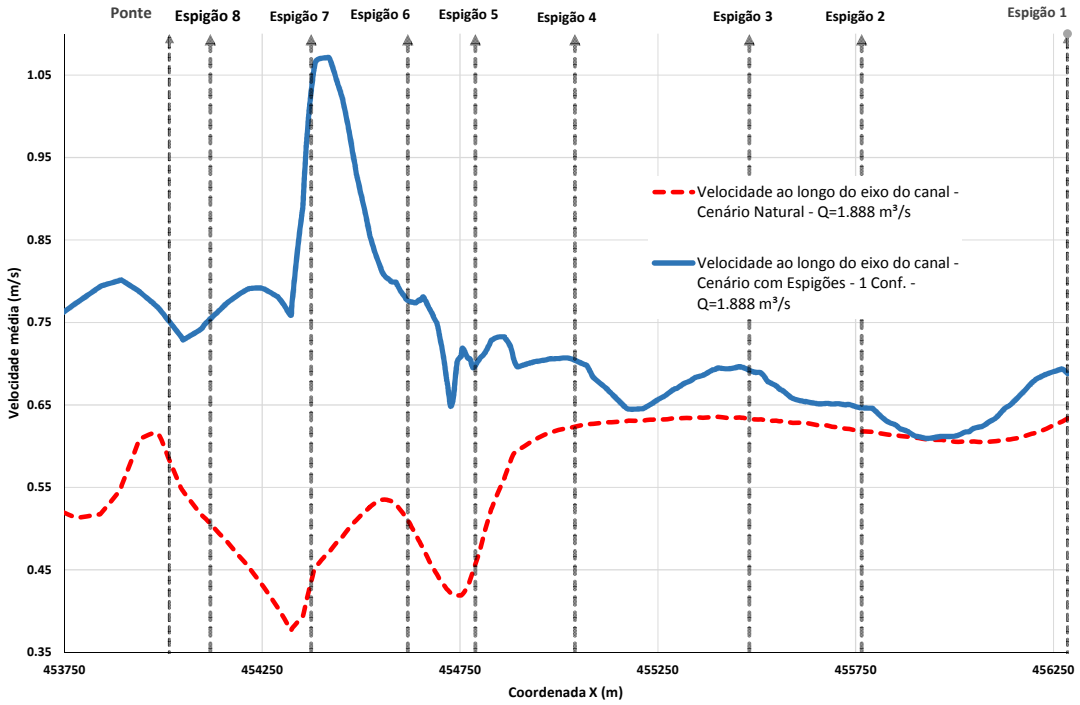


Figura 7.27 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o terceiro cenário.

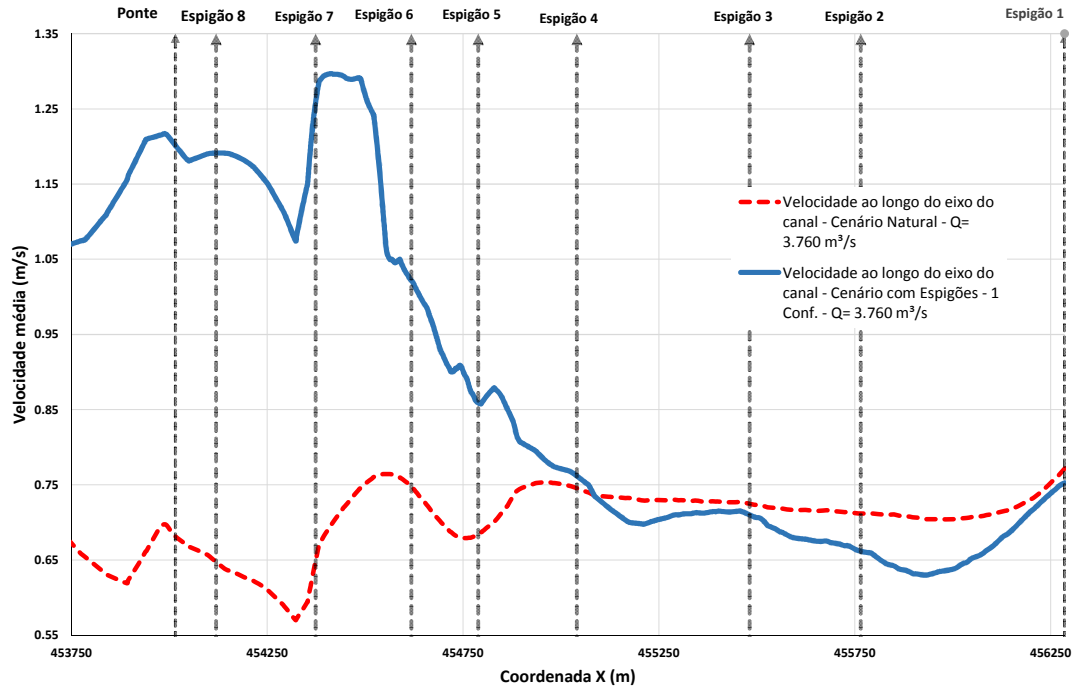


Figura 7.28 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), para o terceiro cenário.

7.3.3. Resultados Evolução Morfológica

A evolução morfológica anual resultou num assoreamento crescente entre os espigões. Nas regiões próximas as cabeças e da linha da nova margem, nota-se um aumento da profundidade (erosão), melhorando as condições do canal de navegação. A Figura 7.29 ilustra a diferença da batimetria resultante comparada a batimetria inicial (com dragagem). A comparação com o leito evoluído do terceiro cenário com o leito evoluído do cenário natural é apresentada pela Figura 7.30. O perfil do leito do rio ao longo do traçado do canal e suas modificações são ilustrados pela Figura 7.31.

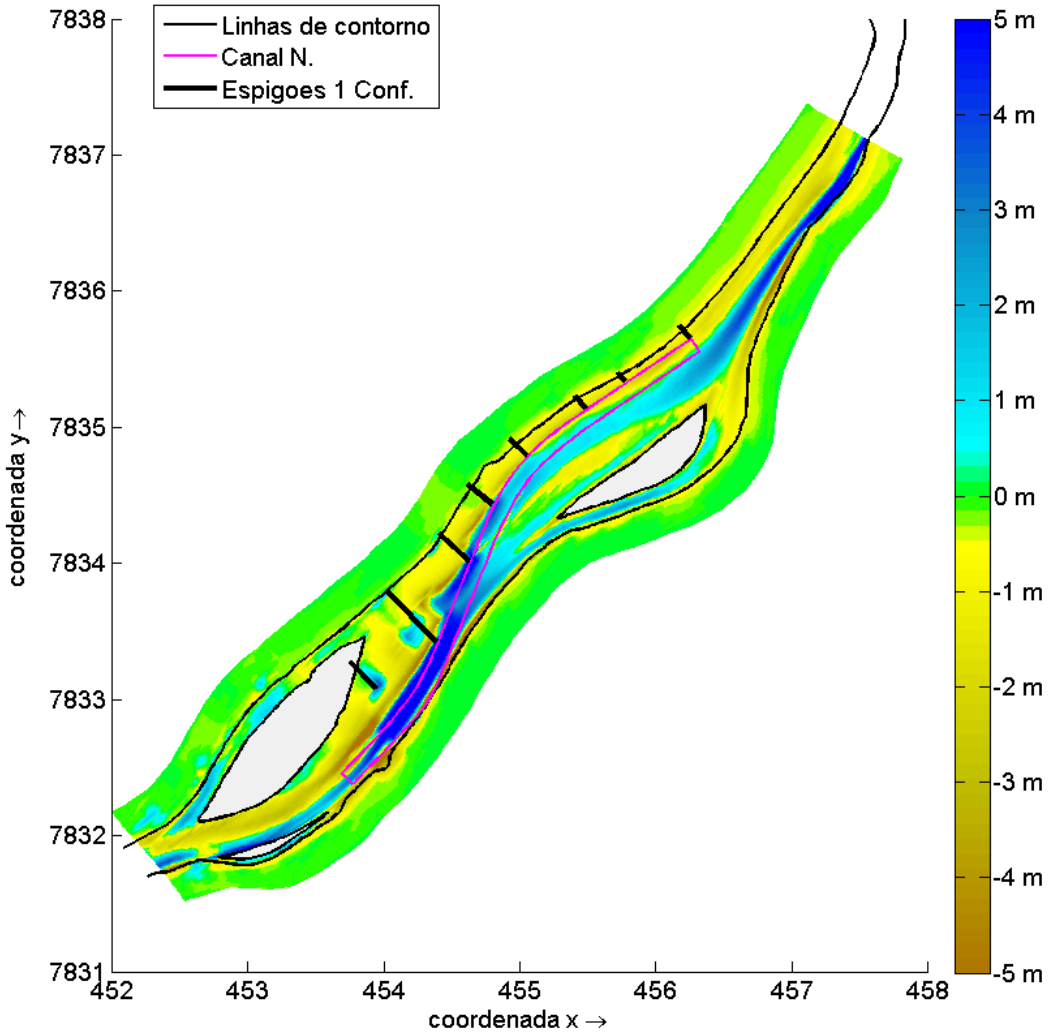


Figura 7.29 - Diferença da evolução morfológica do cenário com espigões - 1ª configuração com a batimetria inicial.

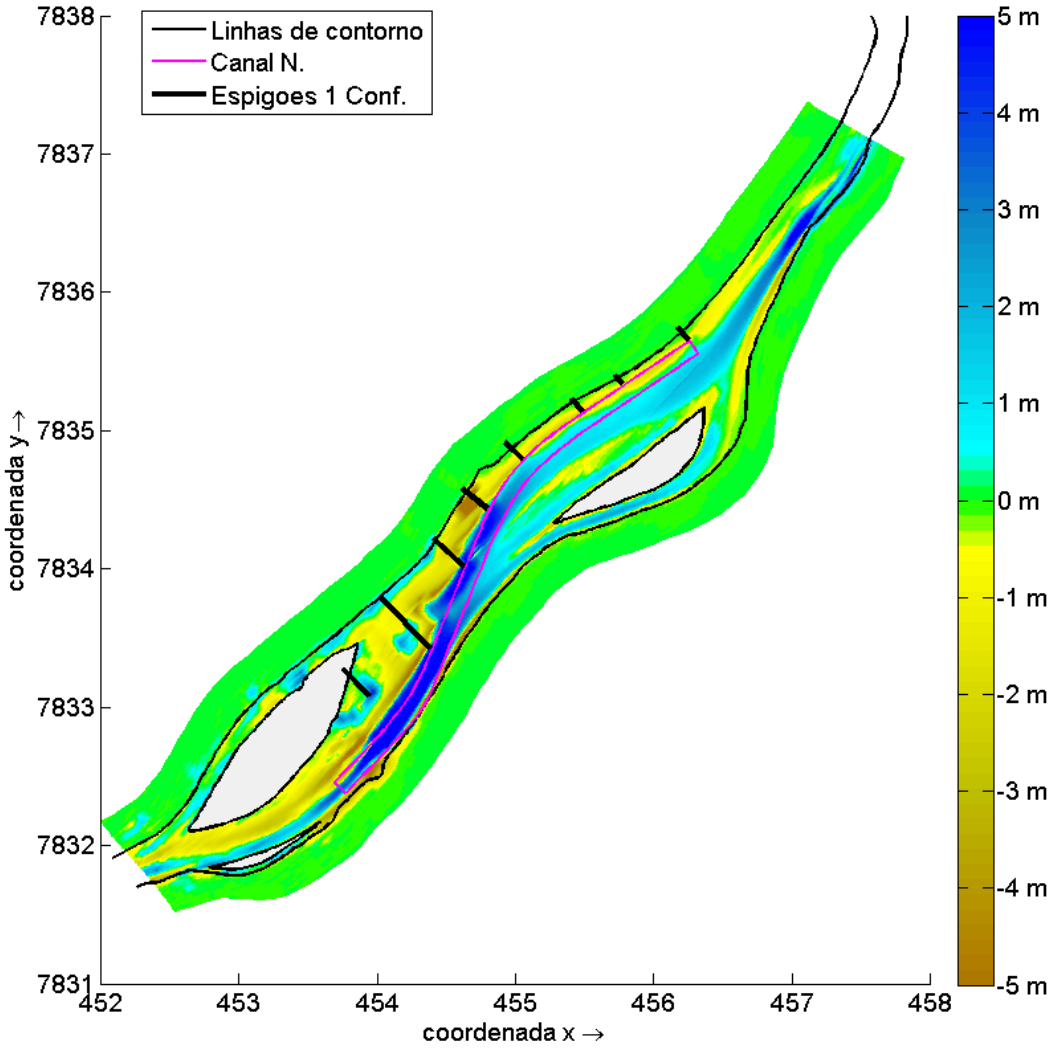


Figura 7.30 – Comparação da evolução morfológica anual do cenário com espigões - 1ª configuração com a evolução morfológica anual do cenário natural.

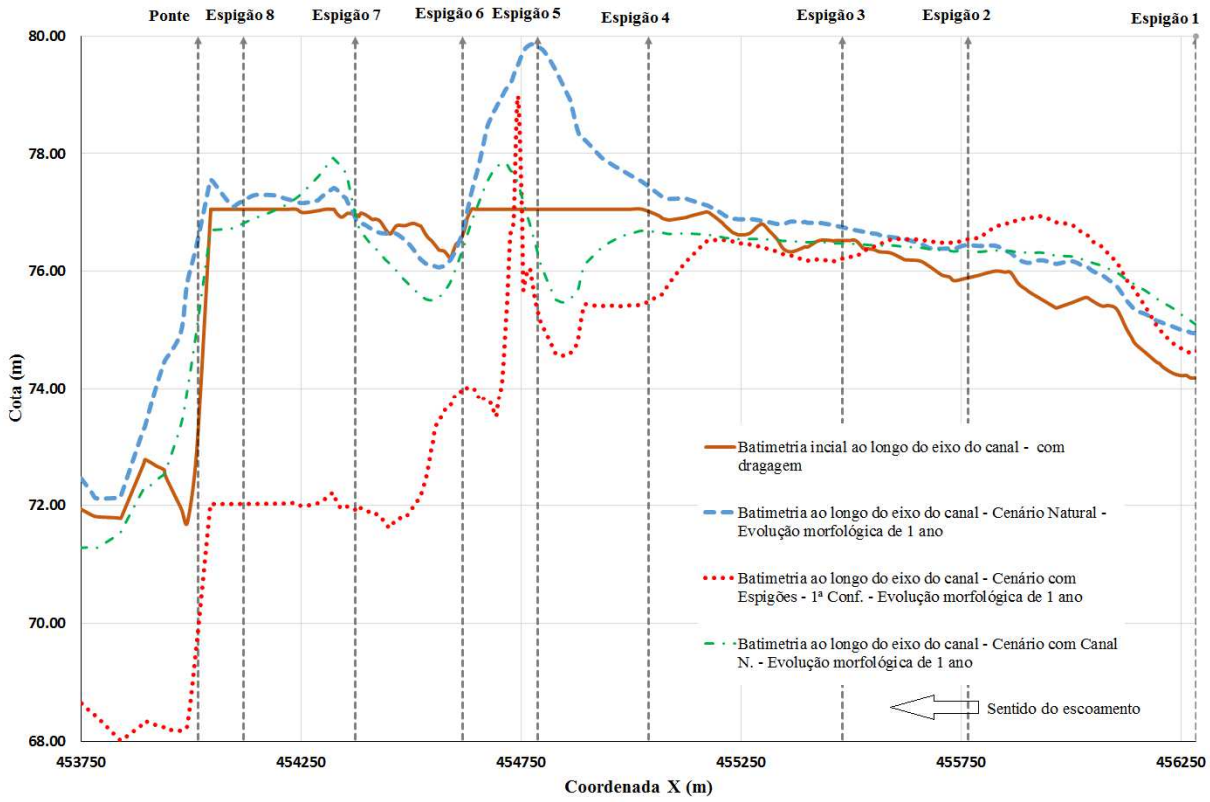


Figura 7.31 – Evolução do perfil do leito do rio, ao longo do traçado do canal de navegação, para o terceiro cenário.

7.3.4. Resultados de Profundidade

As profundidades resultantes na condição hidrológica média (1.888 m³/s), após um ano de evolução morfológica são apresentadas na Figura 7.32. As regiões em vermelho representam os locais com profundidades inferiores ao limite estabelecido para navegação dentro do canal (3,5 m). A primeira configuração dos espigões manteve a profundidade necessária para a navegação dentro do canal. As zonas entre os espigões apresentaram um acumulo de sedimento, reduzindo a profundidade no local. Para a condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), as profundidades apresentaram condições em praticamente todos os pontos dentro do rio.

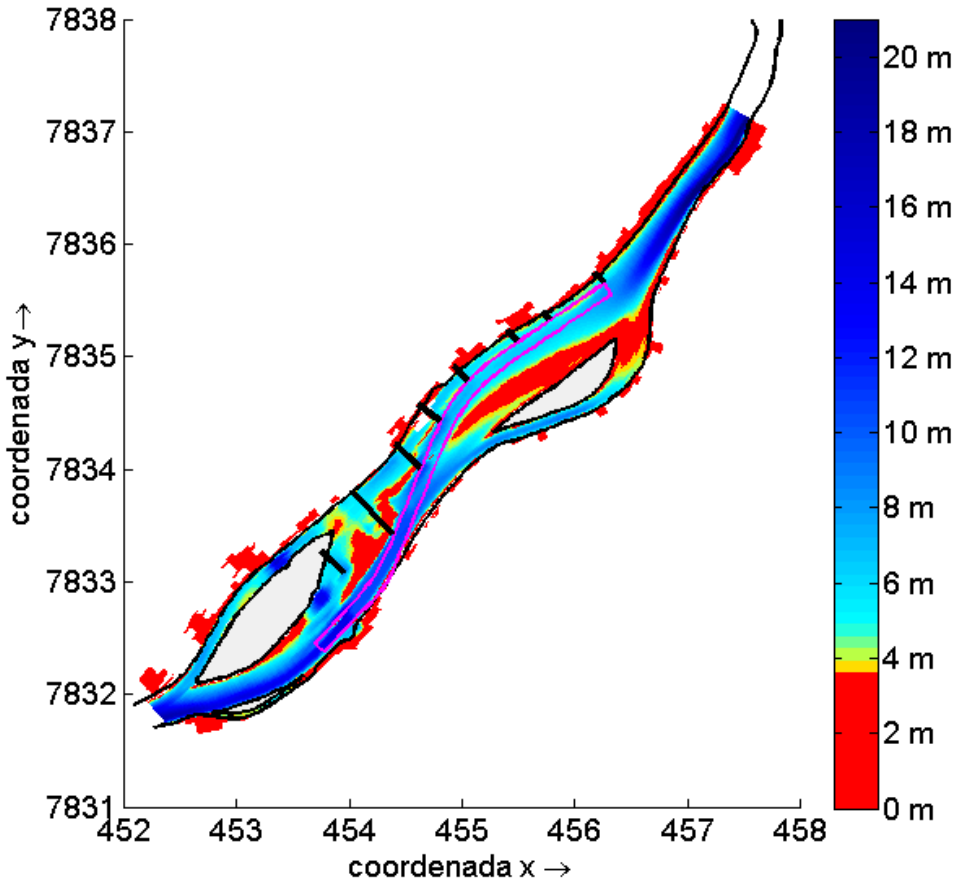


Figura 7.32 – Profundidades resultantes ao longo da área de estudo na condição hidrológica de média (1.888 m³/s), com a evolução morfológica de um ano, para o terceiro cenário.

7.4. SIMULAÇÕES DO CENÁRIO COM ESPIGÕES - 2ª CONFIGURAÇÃO

Perante os resultados da primeira configuração, foi realizada uma mudança de critério, tendo um maior enfoque no tamanho dos espigões e podendo variar a distância da cabeça do espigão e o traçado da nova margem. Essa premissa permitiu a redução dos espigões 5, 6 e 7, considerados excessivos.

7.4.1. Resultados de Níveis d'Água

Na 2ª configuração os níveis d'água resultantes elevaram-se em uma proporção geral de 1,5 cm. A Figura 7.33 apresenta a diferença encontrada entre os níveis d'água resultantes e os níveis d'água do cenário natural. O perfil da lâmina d'água ao longo do traçado do canal pode ser visualizado na Figura 7.34.

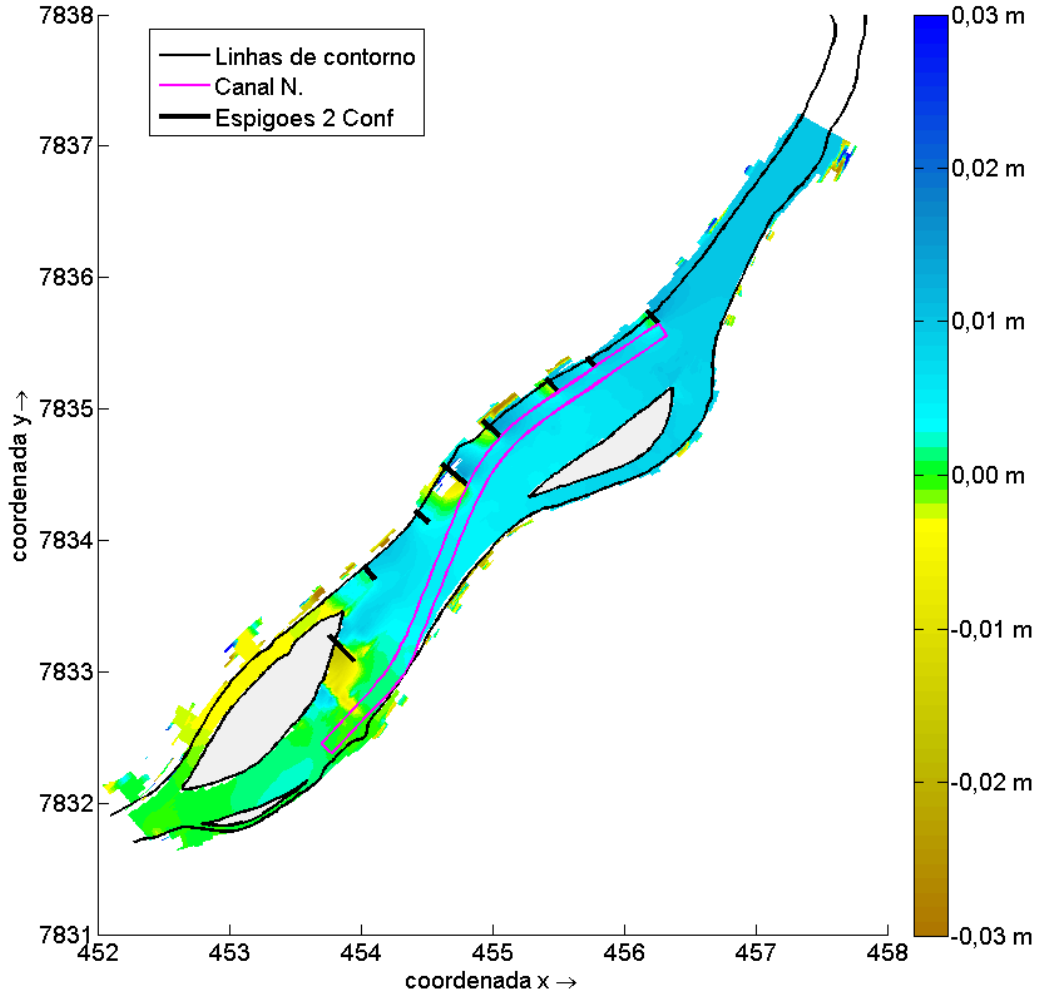


Figura 7.33 – Diferenças dos níveis d'água obtidos no cenário com a segunda configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s).

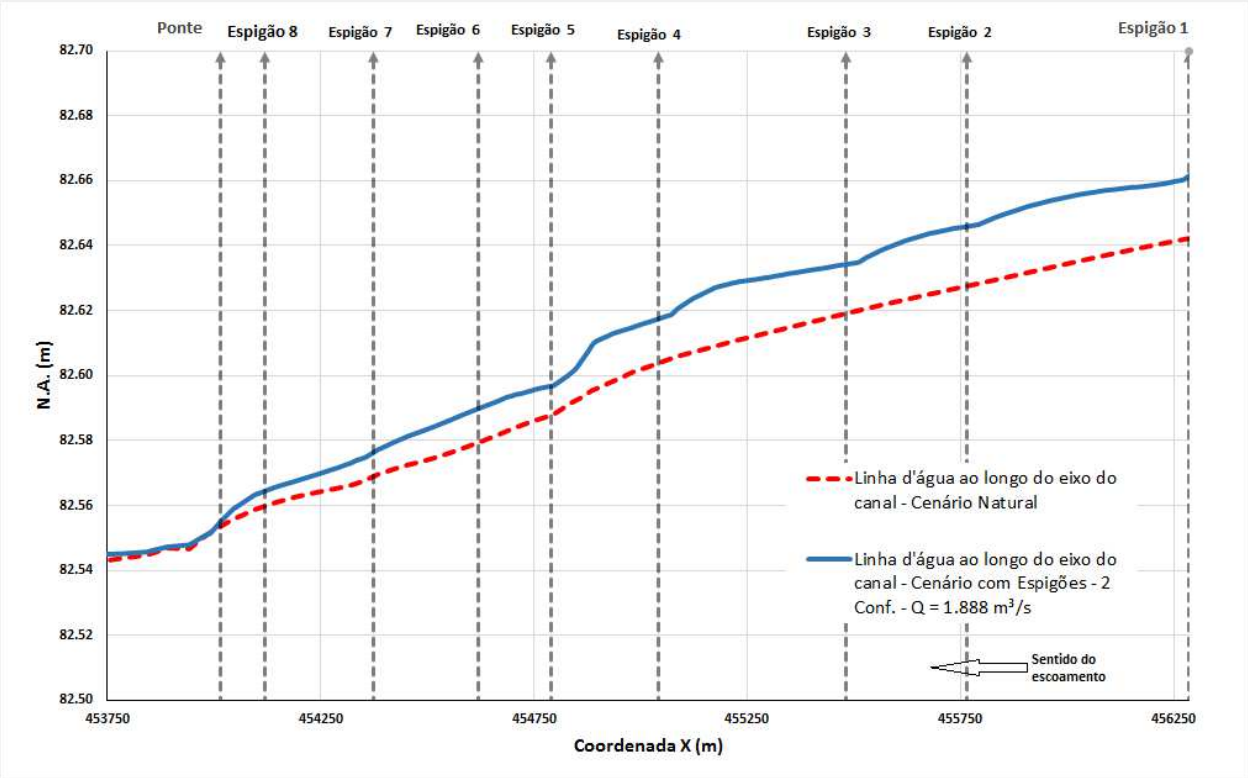


Figura 7.34 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o quarto cenário.

Para condição hidrológica de cheia os níveis d'água apresentaram alterações na mesma proporção da condição hidrológica de média. Esse resultado mostra que a presença dos espigões, com a segunda configuração, possui um efeito mínimo durante nos níveis de inundação. A Figura 7.35 mostra a diferença entre os níveis d'água resultante frente ao cenário natural. A linha d'água resultante ao longo do traçado do canal de navegação pode ser visualizada na Figura 7.36.

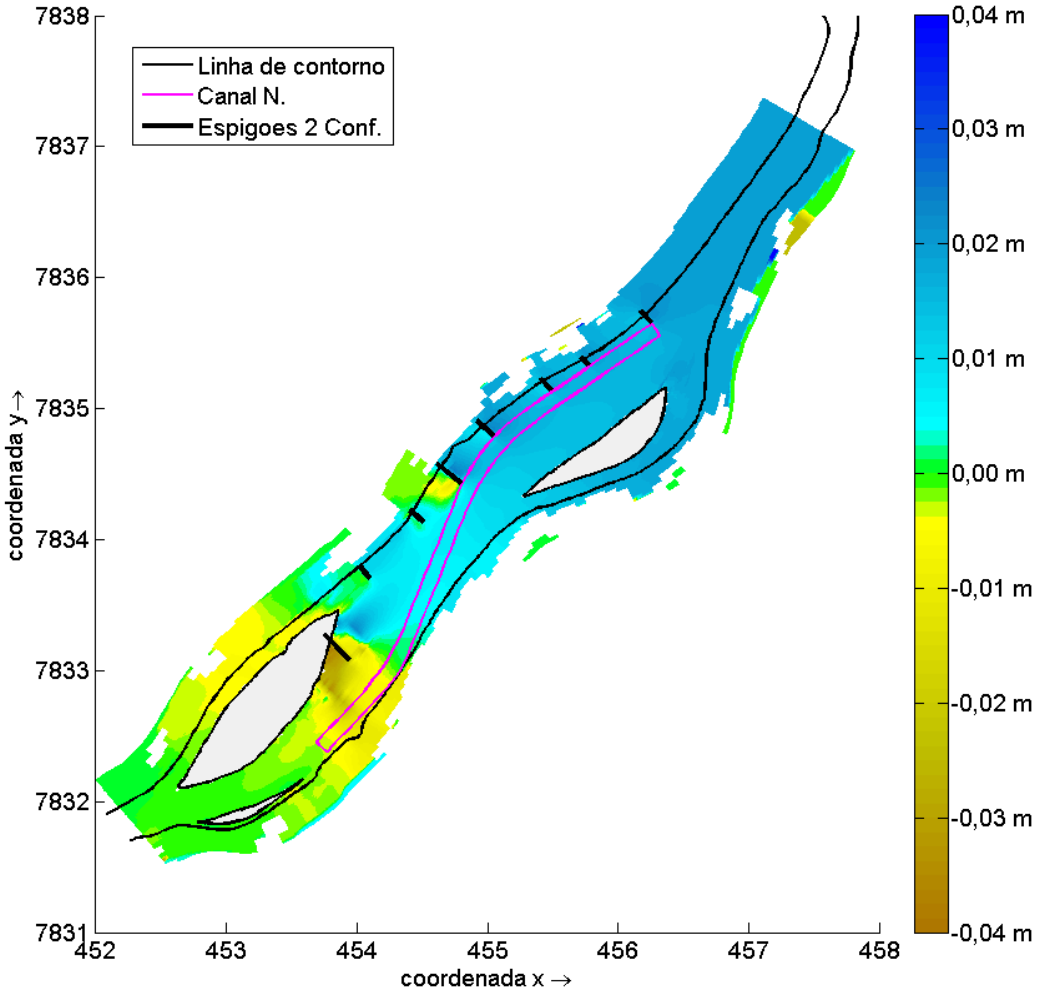


Figura 7.35 – Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário com a segunda configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s).

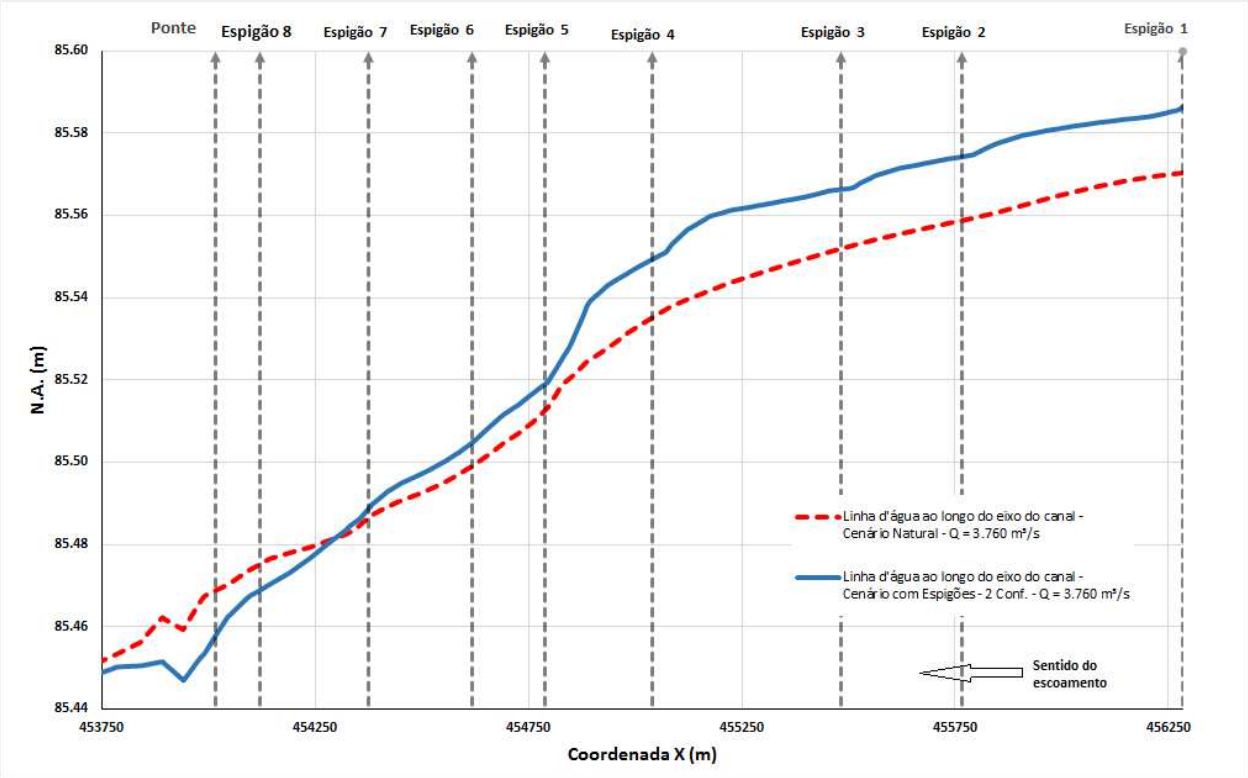


Figura 7.36 – Linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação, para condição hidrológica de cheia (3.760m³/s), para o quarto cenário.

7.4.2. Resultados de Velocidade

Os perfis de velocidade resultantes mostram um aumento de velocidade no rio, principalmente na região próxima ao espigão número 5. Com a redução do espigão 6 e 7 o estrangulamento que gerava o aumento excessivo de velocidade desapareceu. Apesar do afastamento do traçado do canal de navegação, a configuração obteve êxito em aumentar a velocidade dentro do canal. As diferenças das velocidades médias para área de estudo em relação ao cenário natural são apresentadas nas Figura 7.37 e Figura 7.38, para ambas condições hidrológicas. As Figura 7.39 e Figura 7.40 ilustram os valores da velocidade média ao longo do traçado do canal, para ambas as condições hidrológicas.

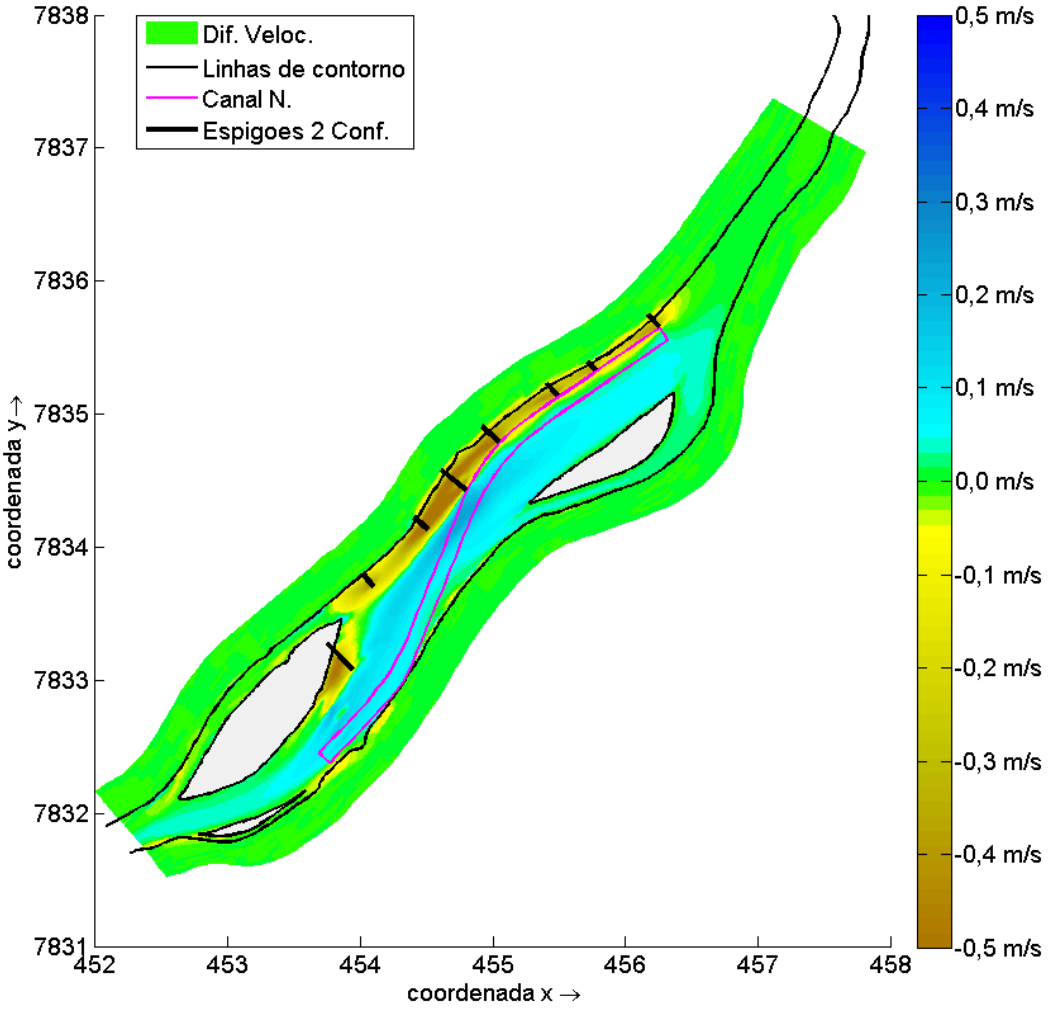


Figura 7.37 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da segunda configuração dos espigões comparado com o cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s).

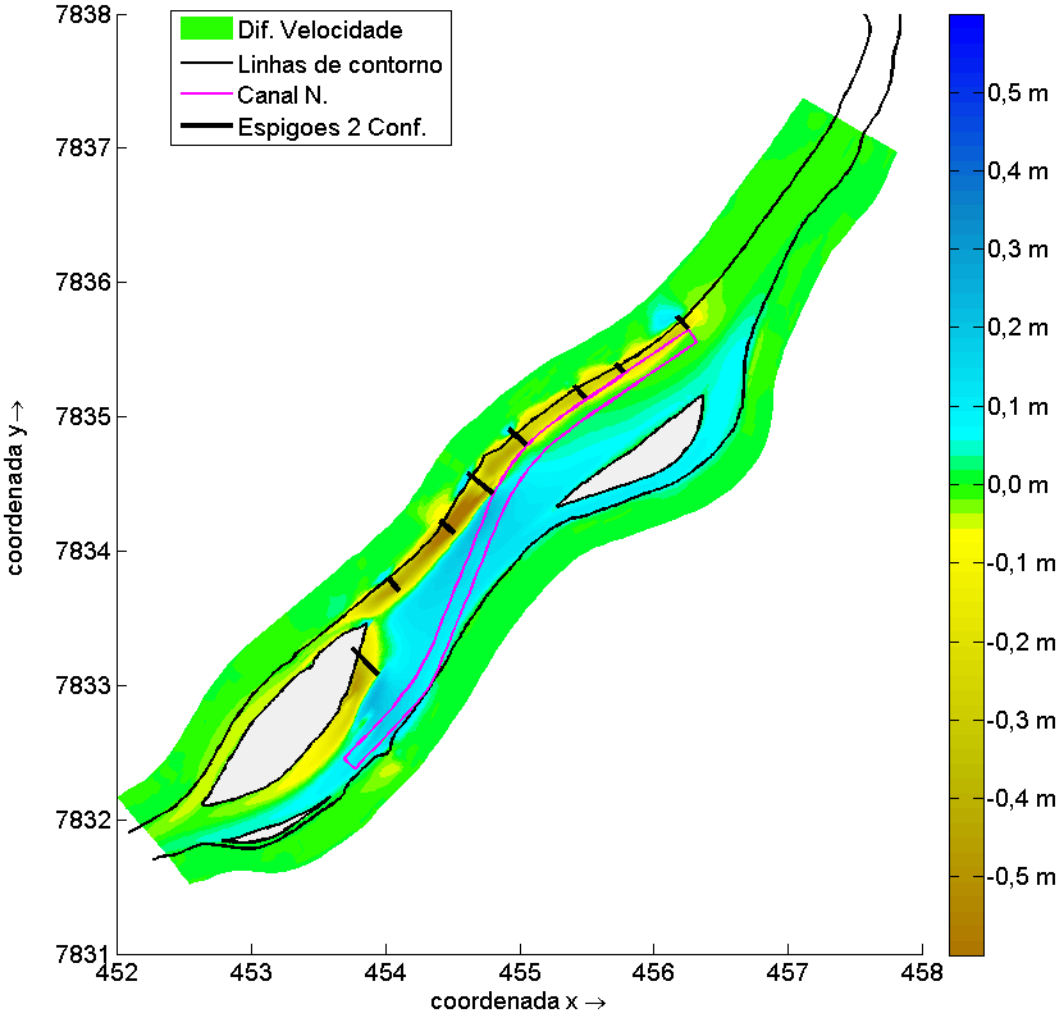


Figura 7.38 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da segunda configuração dos espigões comparado com o cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s).

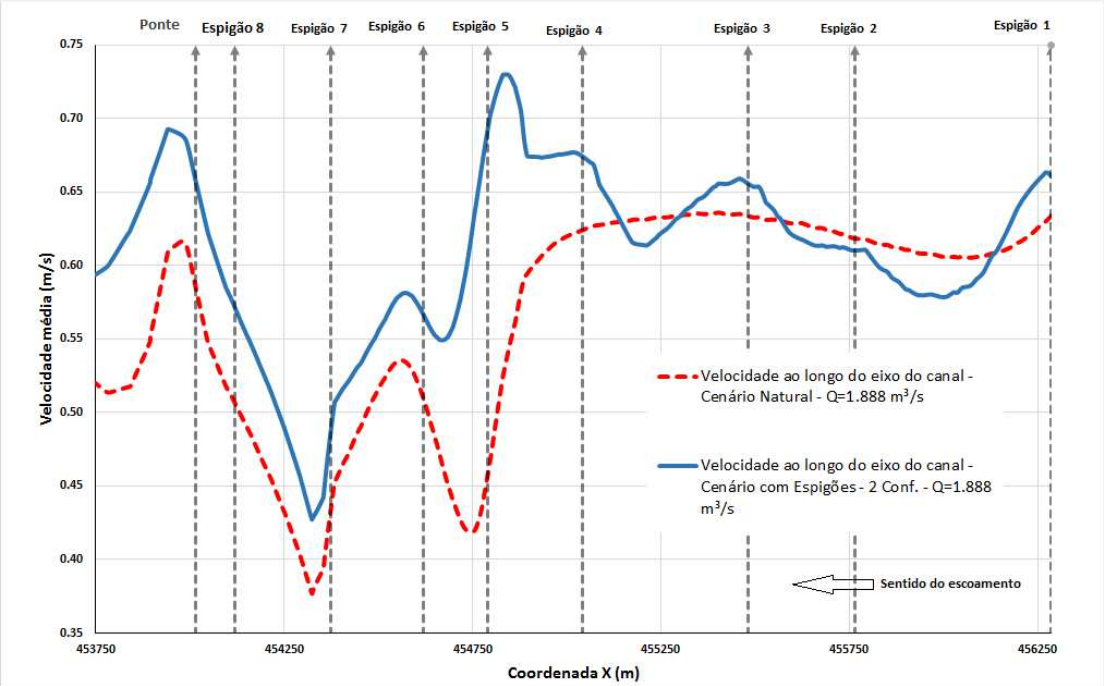


Figura 7.39 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o quarto cenário.

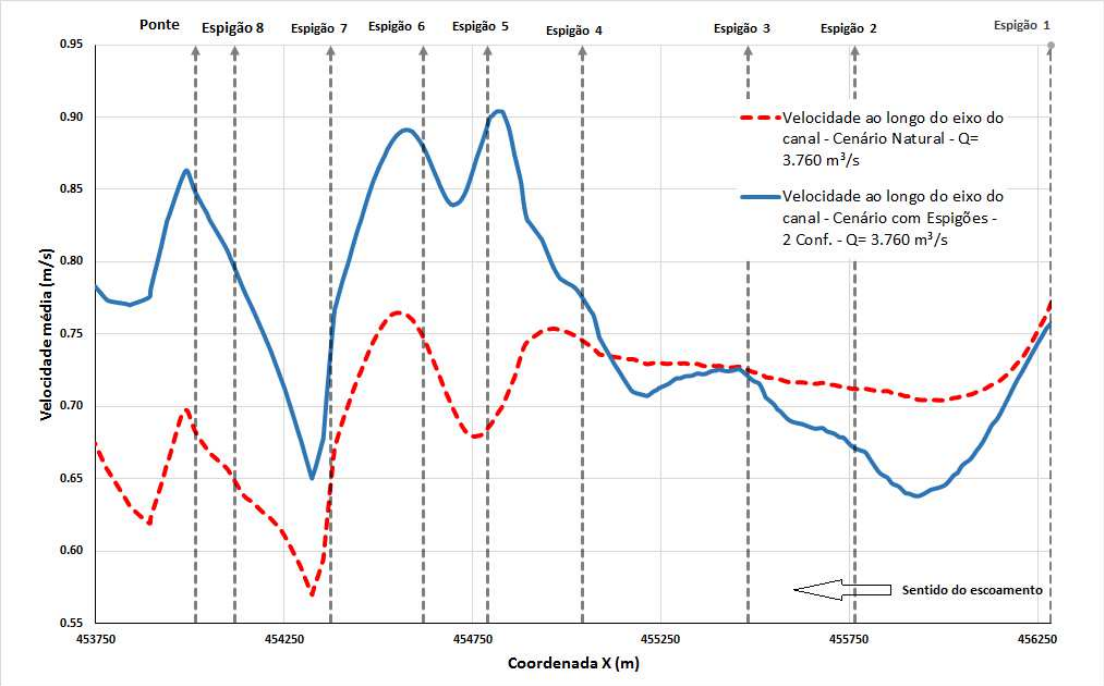


Figura 7.40 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), para o quarto cenário.

7.4.3. Resultados de Evolução Morfológica

A evolução morfológica anual ao longo do canal de navegação obteve cotas próximas à cota inicial, conseguiu manter a profundidade do canal durante boa parte do traçado. As Figura 7.41 e Figura 7.42 mostram a evolução do leito para o quarto cenário e sua comparação com o cenário natural. O perfil do leito do rio ao longo do traçado do canal e suas modificações são ilustrados pela Figura 7.43.

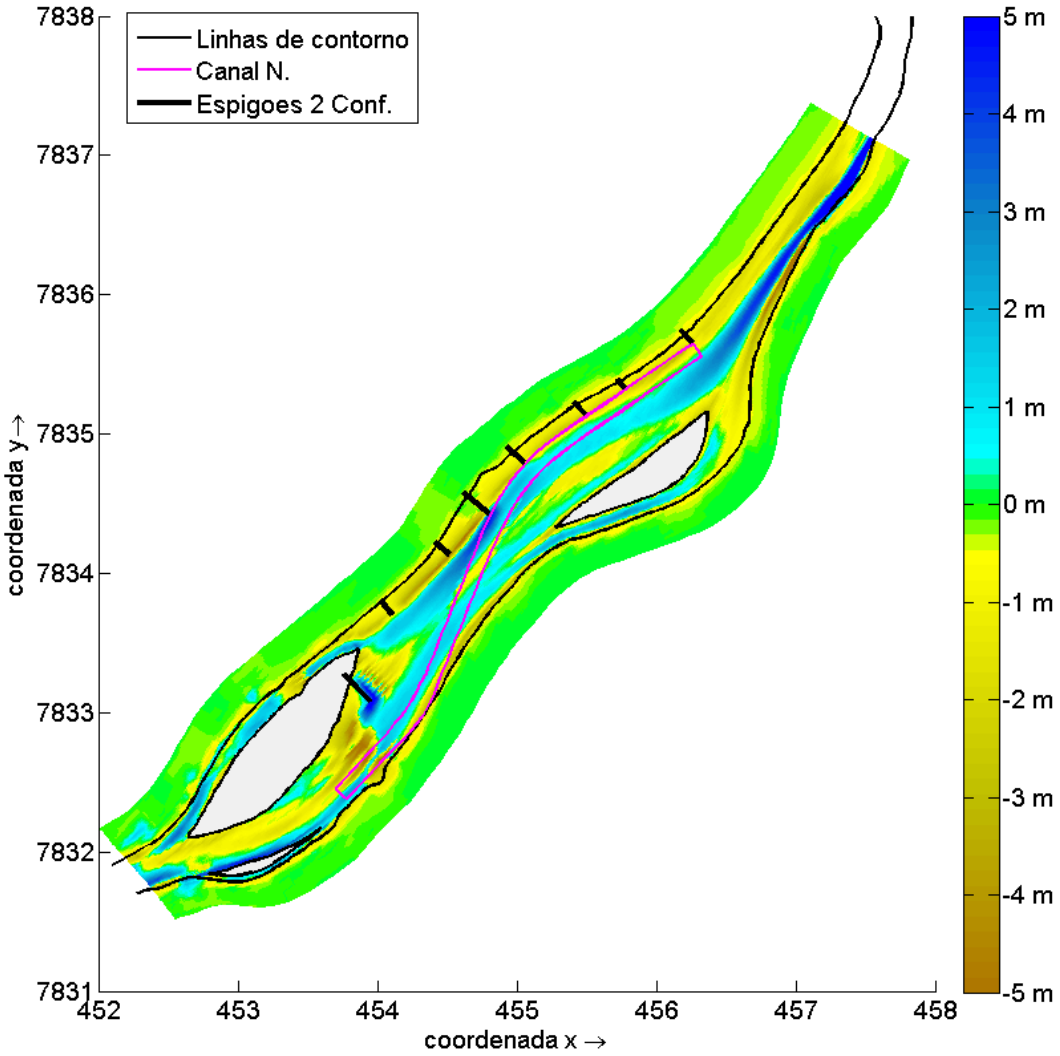


Figura 7.41 – Comparação da evolução morfológica de um ano do cenário com espigões - 2ª configuração com a batimetria inicial.

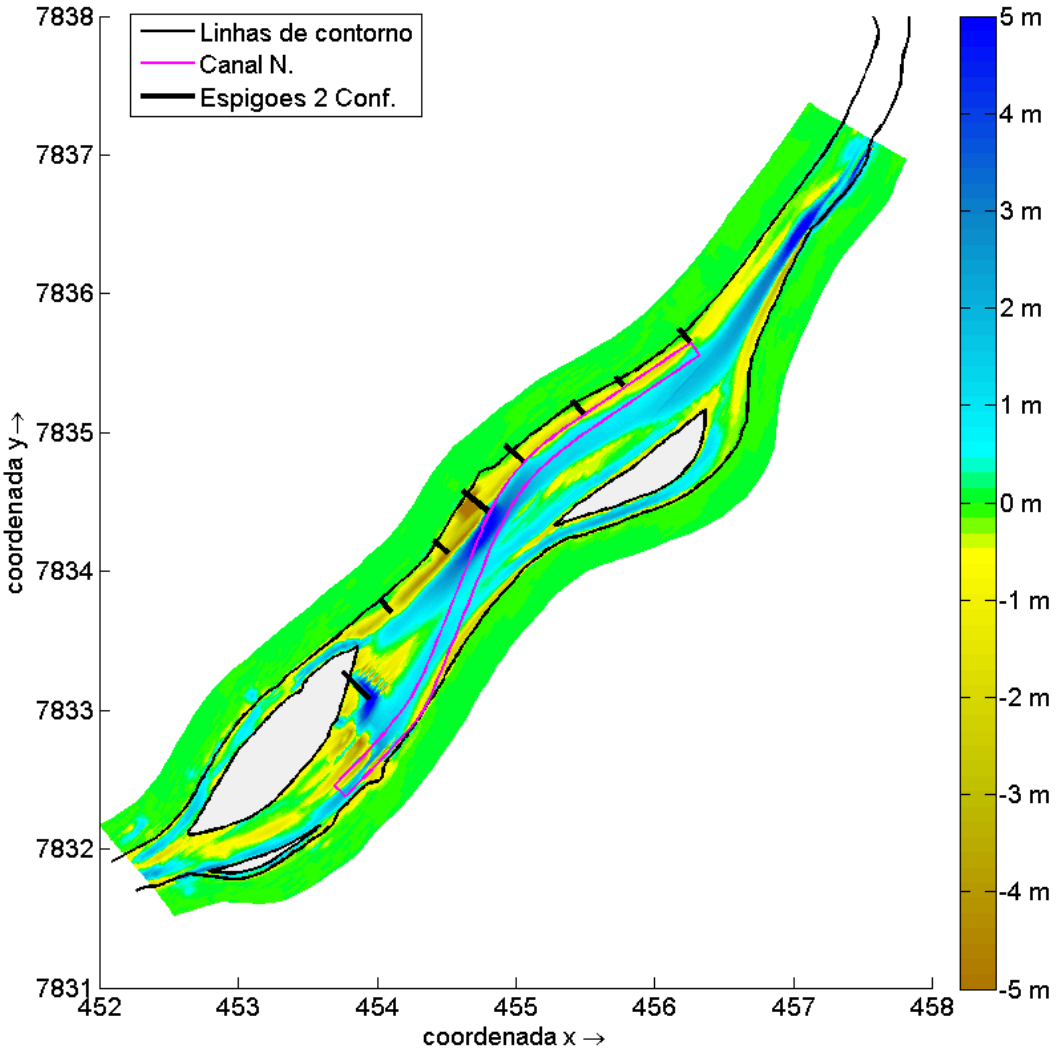


Figura 7.42 – Comparação da evolução morfológica anual do cenário natural com o cenário com espigões - 2ª configuração.

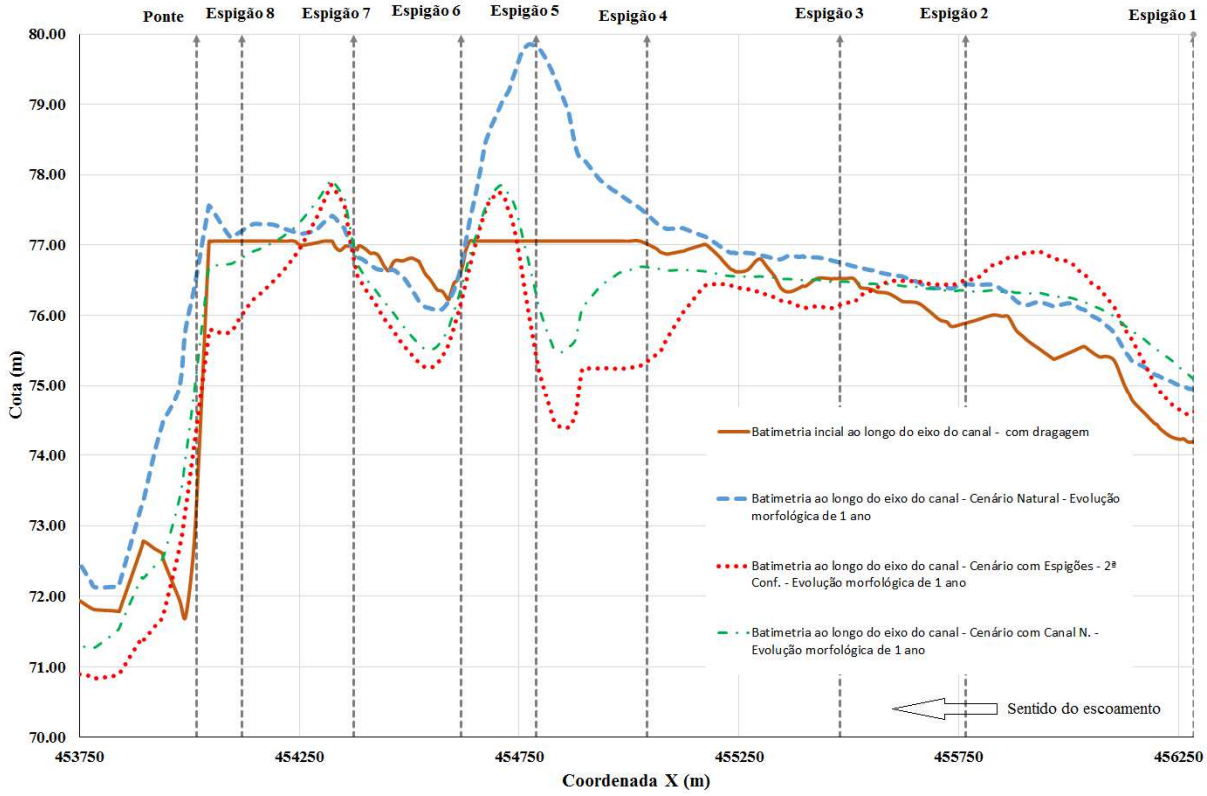


Figura 7.43 – Evolução do perfil do leito do rio, ao longo do talvegue do canal de navegação, para o quarto cenário.

7.4.4. Resultados de Profundidade

A Figura 7.44 apresenta as profundidades resultantes na condição hidrológica média (1.888 m³/s), após um ano de evolução morfológica. As regiões em vermelho representam os locais com profundidades inferiores ao limite estabelecido para navegação dentro do canal (3,5 m). A segunda configuração dos espigões teve um resultado parecido com o cenário com o canal de navegação (segundo cenário). Em ambos os casos a profundidade dentro do canal foi mantida. Entretanto os espigões minimizam, de forma permanente, a tendência de assoreamento na região central. Para a condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), as profundidades apresentaram condições em praticamente todos os pontos dentro do rio.

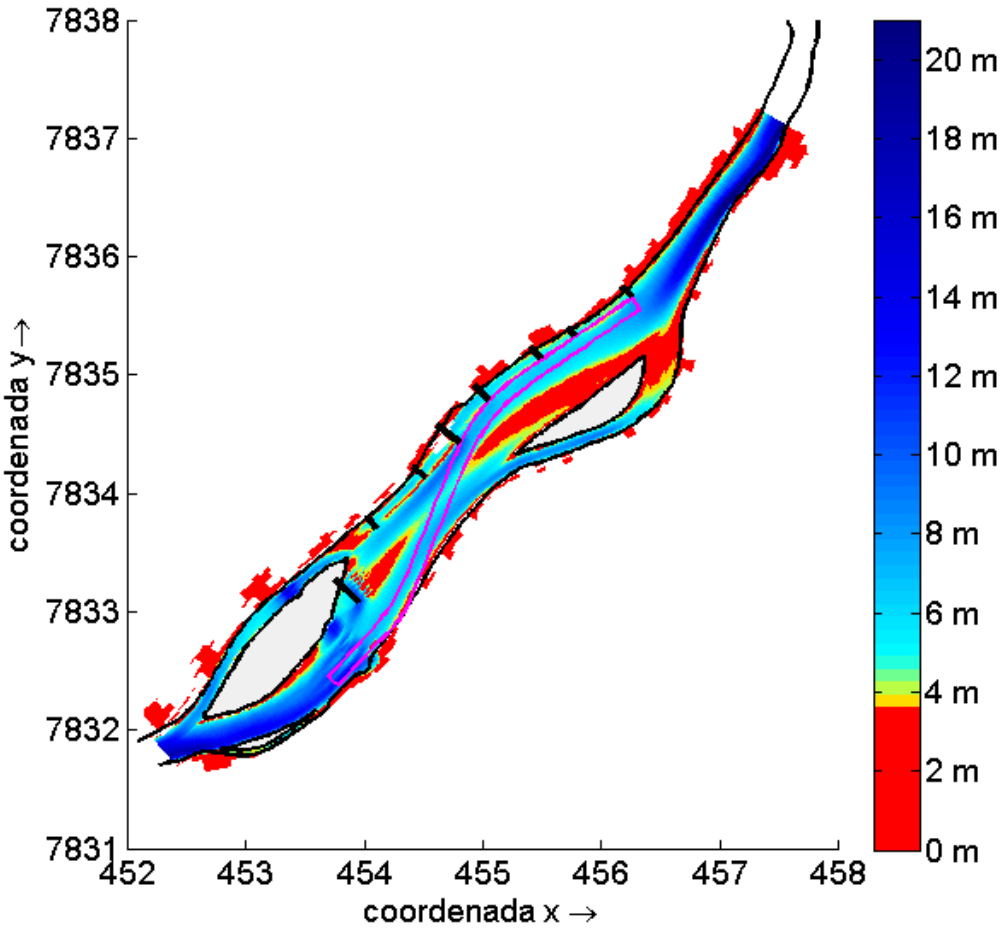


Figura 7.44 – Profundidades resultantes ao longo da área de estudo na condição hidrológica de média (1.888 m³/s), com a evolução morfológica de um ano, para o quarto cenário.

7.5. SIMULAÇÕES COM OS ESPIGÕES - 3ª CONFIGURAÇÃO

Os resultados do quarto cenário foram considerados satisfatórios para mostrar a eficiência dos espigões em reduzir a sedimentação sem um aumento significativo na área de inundação durante a passagem de uma cheia. Contudo o quinto cenário verificará se a inclinação na crista do espigão (espigões em degraus) apresenta alterações significativas em relação ao espigão com crista constante.

7.5.1. Resultados de Níveis d'Água

Os níveis d'água obtidos tiveram uma variação desprezível comparado com os níveis d'água do quarto cenário. As diferenças encontradas em relação ao nível d'água do cenário natural e do cenário com a segunda configuração dos espigões são apresentadas pelas Figura 7.45 e Figura 7.46.

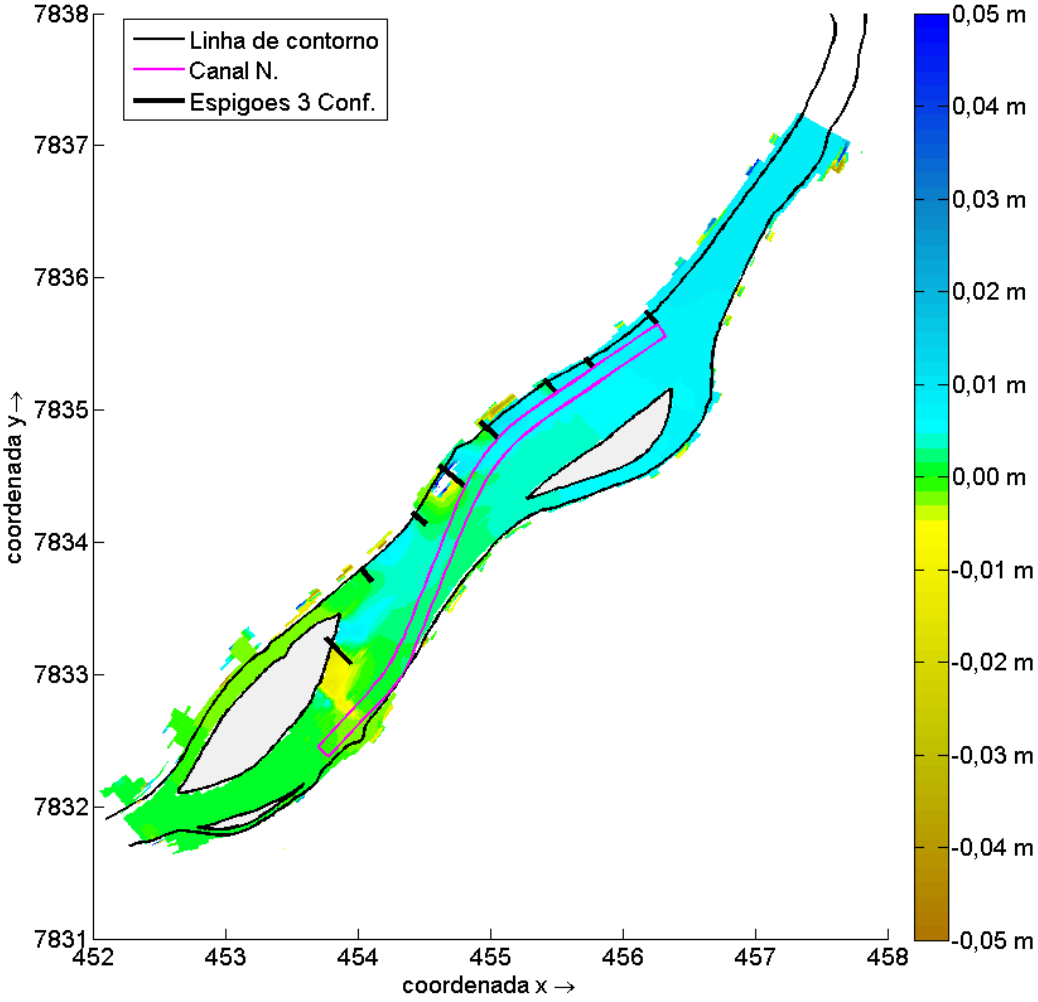


Figura 7.45 – Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário com a terceira configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s).

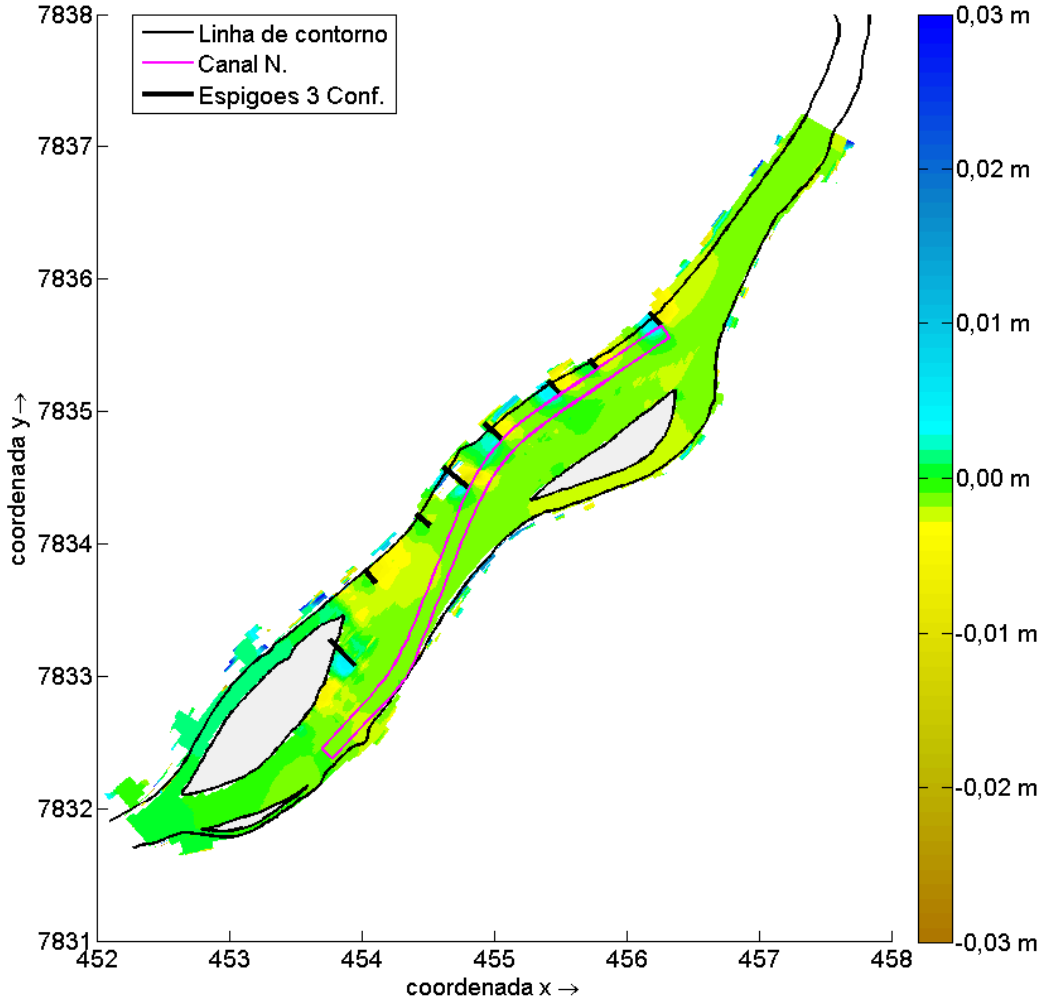


Figura 7.46 - Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário com a terceira configuração dos espigões comparado ao cenário com a segunda configuração dos espigões, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s).

Para condição hidrológica de cheia os resultados foram semelhantes a condição hidrológica de média, tendo variações baixas e em pontos específicos. O resultado mostra que os espigões em escada têm praticamente o mesmo efeito que os espigões com crista fixa. As Figura 7.47 e Figura 7.48 mostram as diferenças dos níveis d'água resultante frente aos resultados do cenário natural e da segunda configuração. Os níveis d'água obtidos ao longo do traçado do canal de navegação são apresentados pelas Figura 7.49 e Figura 7.50.

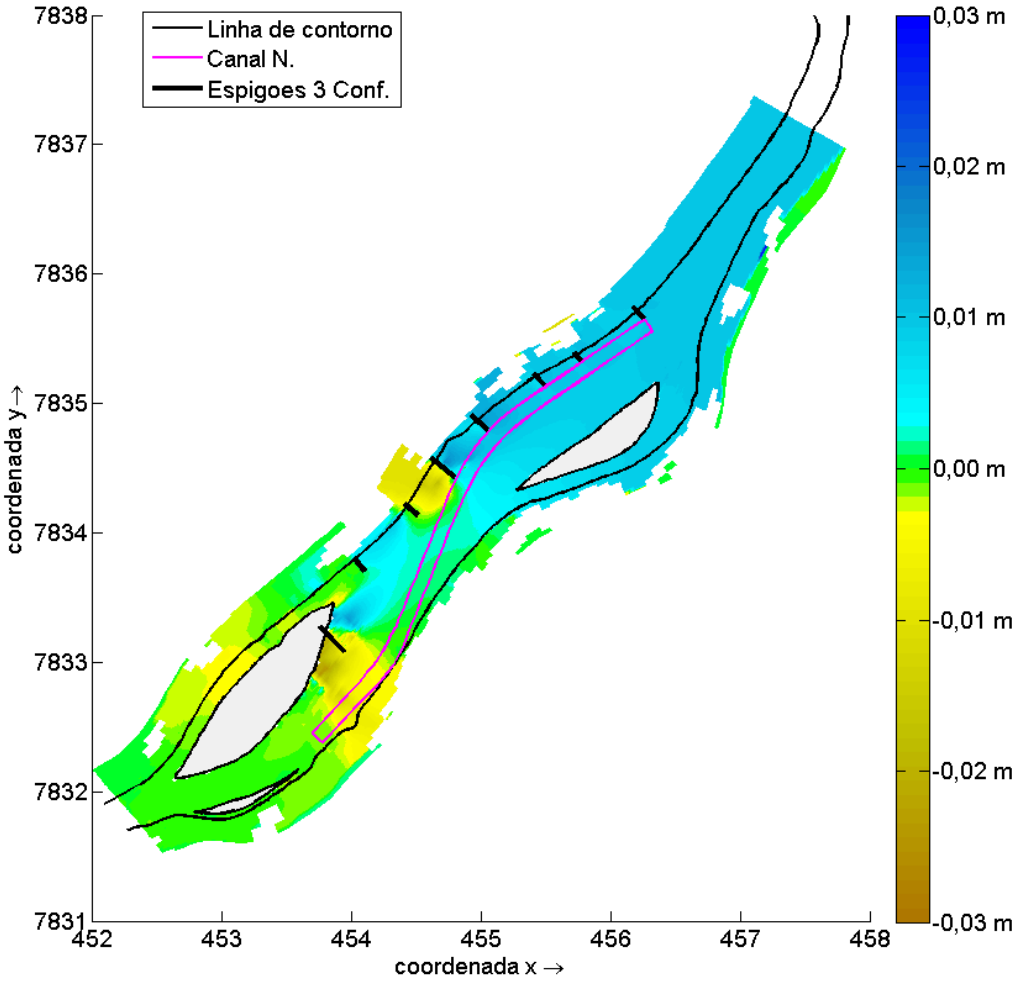


Figura 7.47 – Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário da terceira configuração dos espigões comparado com o cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s).

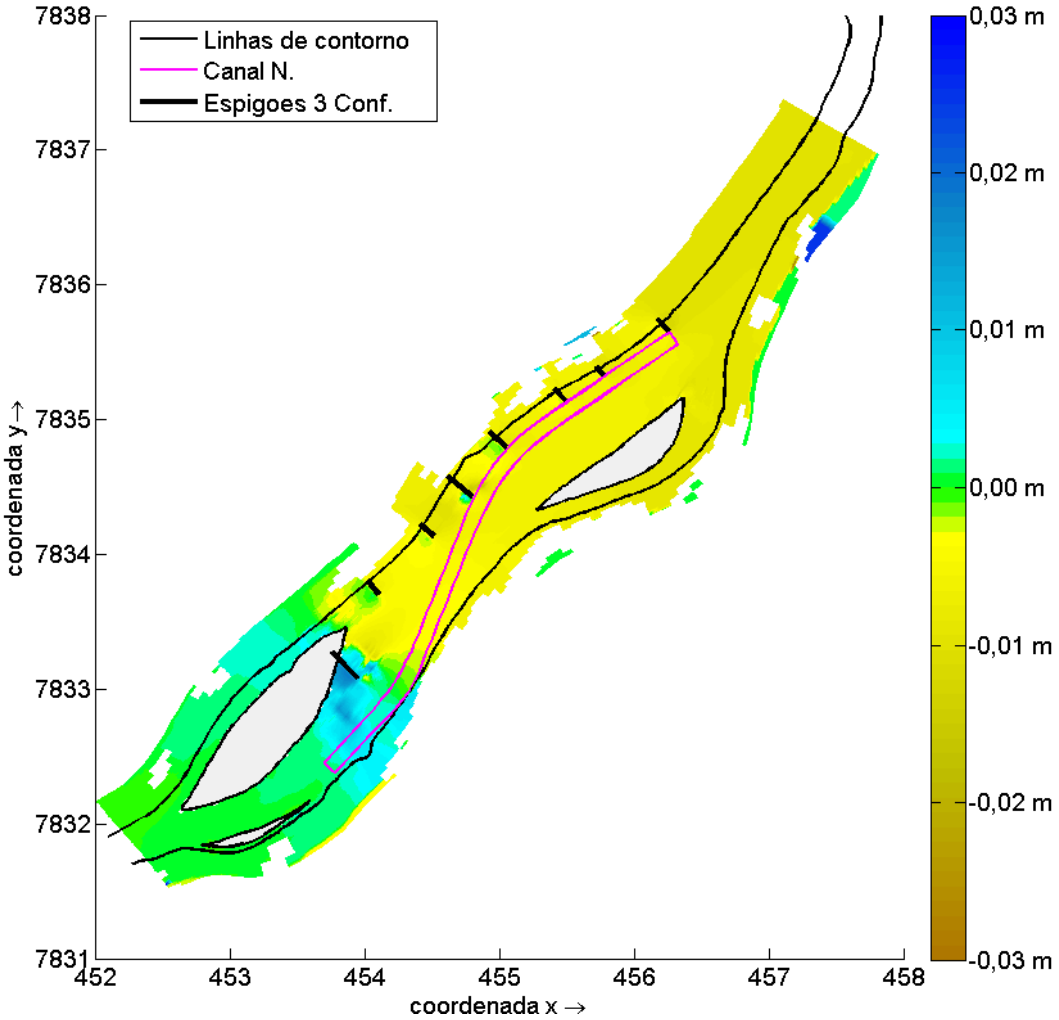


Figura 7.48 – Diferença dos níveis d'água obtidos no cenário da terceira configuração dos espigões comparado com o cenário da segunda configuração dos espigões, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s).

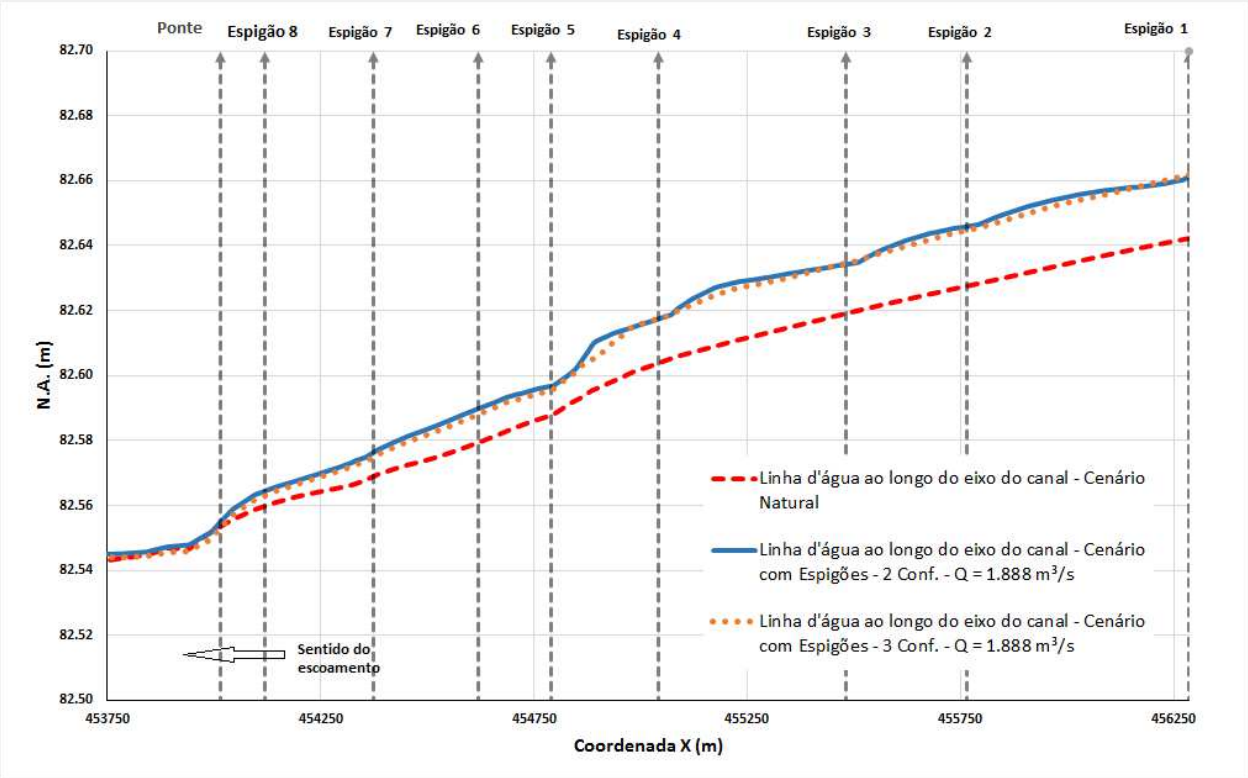


Figura 7.49 – Análise da linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação resultante do quinto cenário, comparando com os resultados do cenário natural e da segunda configuração dos espigões, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s).

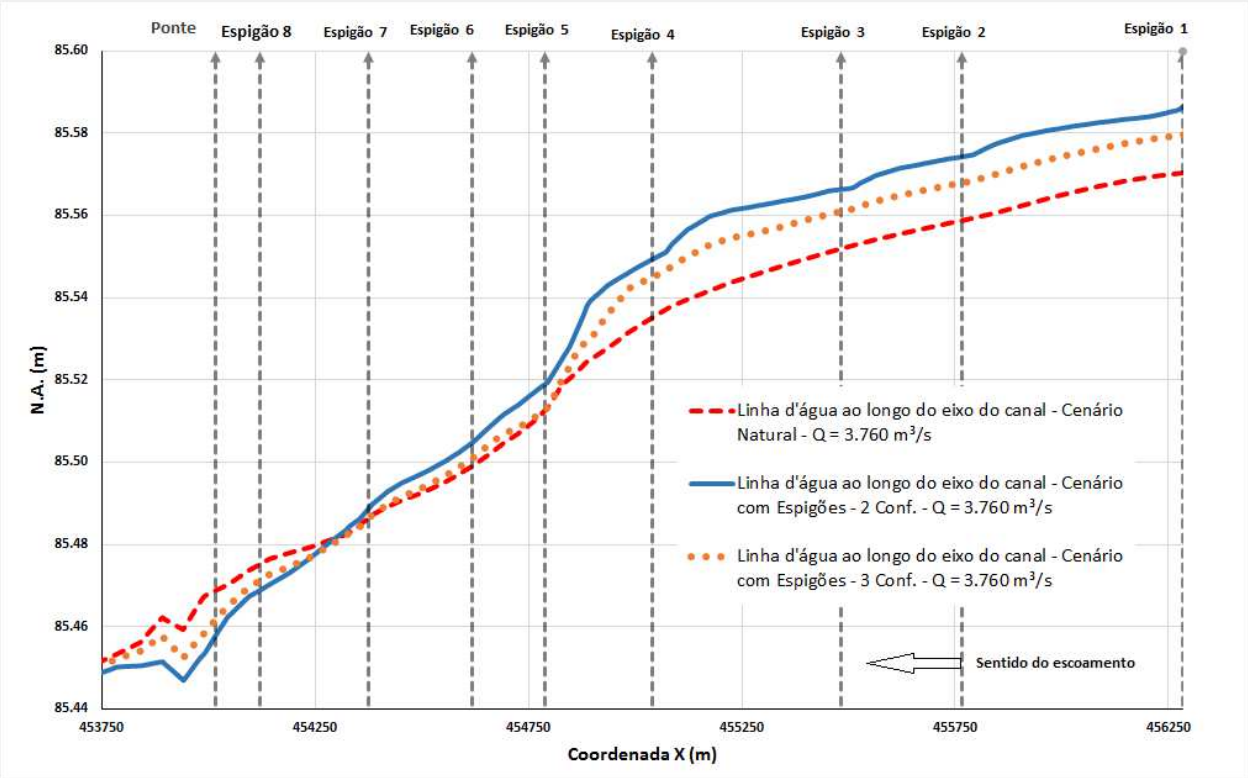


Figura 7.50 – Análise da linha d'água ao longo do talvegue do canal de navegação resultante do quinto cenário, comparando com os resultados do cenário natural e da segunda configuração dos espigões, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s).

7.5.2. Resultados de Velocidade

A diferença entre os resultados de velocidade entre o quarto e quinto cenário foi baixa, porém mais expressivas que os resultados de níveis. A terceira configuração apresenta perfis de velocidades inferiores comparado à segunda. A comparação das velocidades médias resultantes, para área de estudo, com o primeiro e o quarto cenário são apresentados nas Figura 7.51, Figura 7.52, Figura 7.53 e Figura 7.54 para ambas condições hidrológicas. As Figura 7.55 e Figura 7.56 ilustram os valores da velocidade média ao longo do traçado do canal.

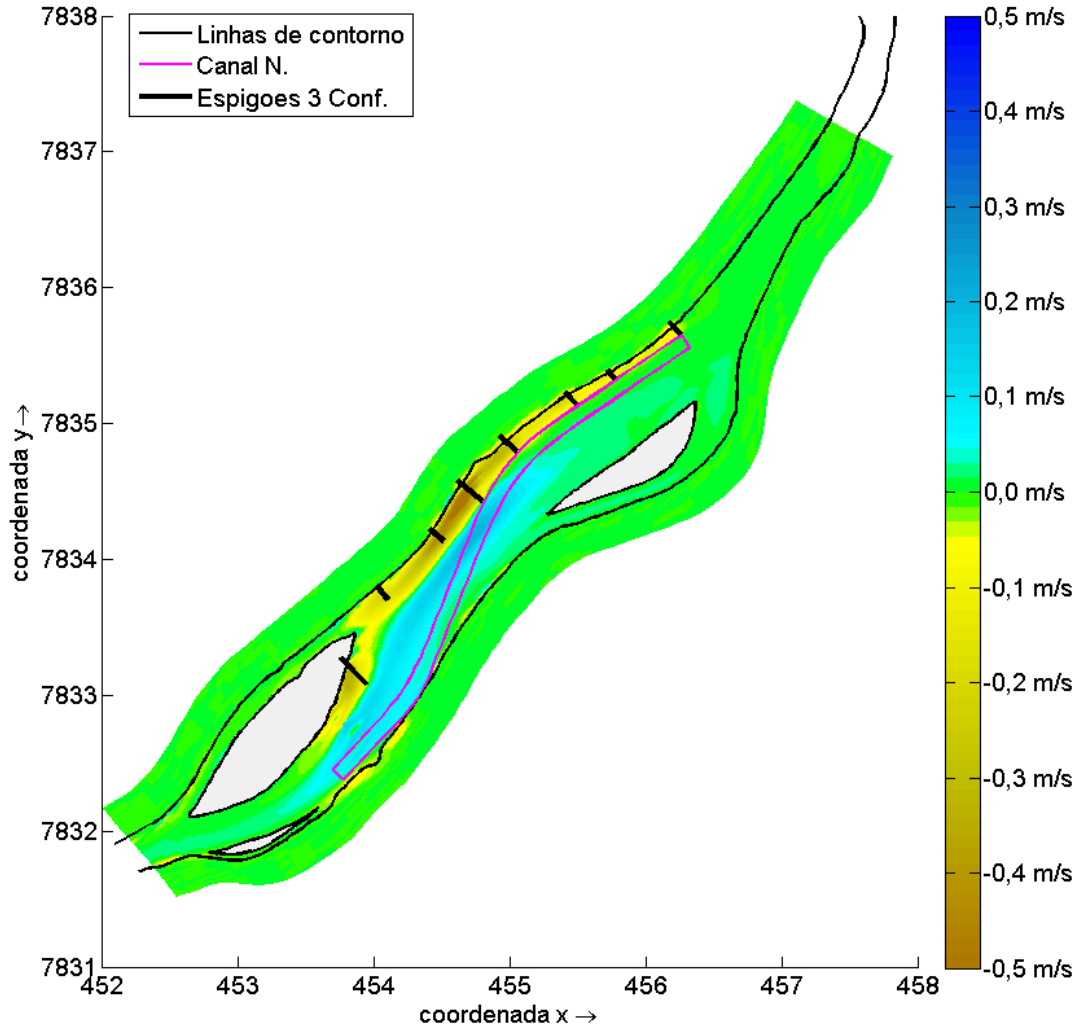


Figura 7.51 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da terceira configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s).

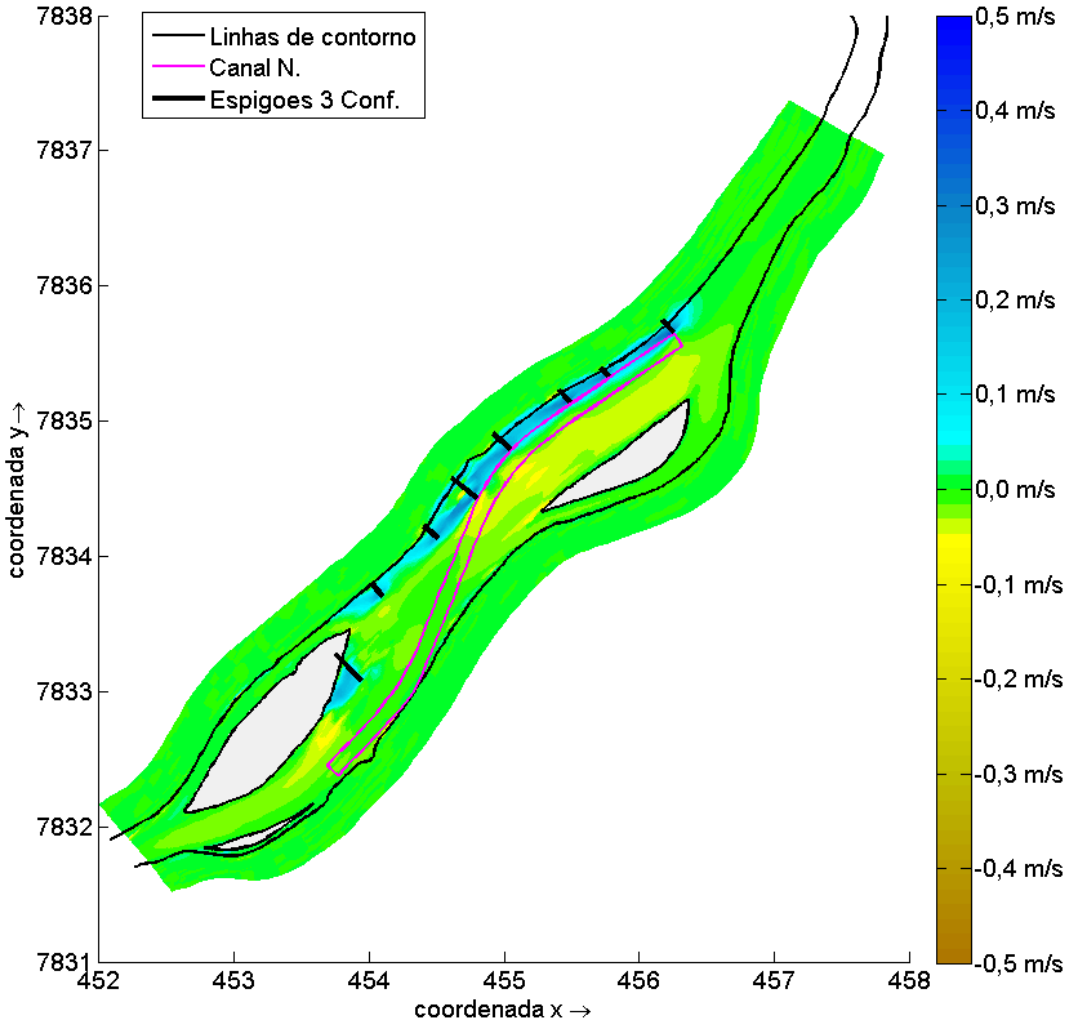


Figura 7.52 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da terceira configuração dos espigões comparado ao cenário com a segunda configuração dos espigões, para condição hidrológica de média (1.888 m³/s).

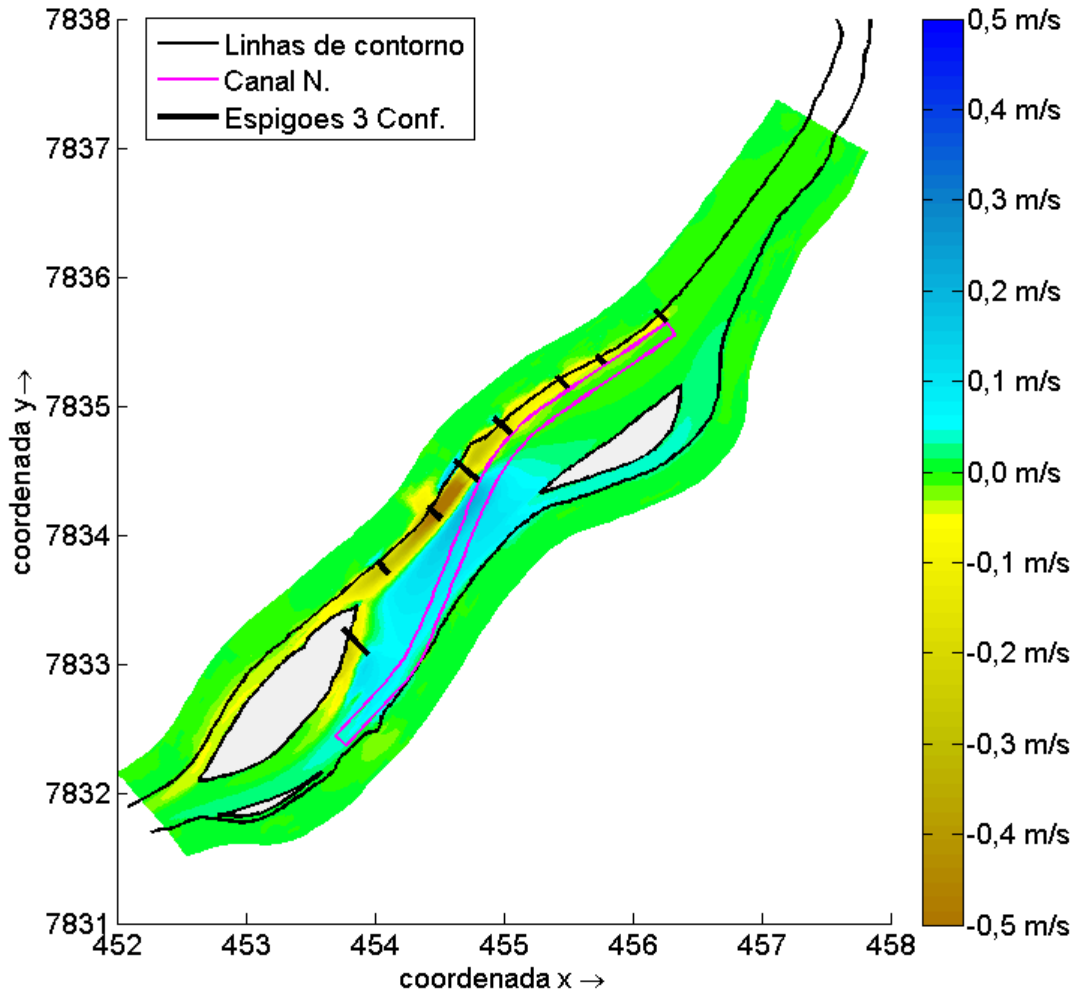


Figura 7.53 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da terceira configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s).

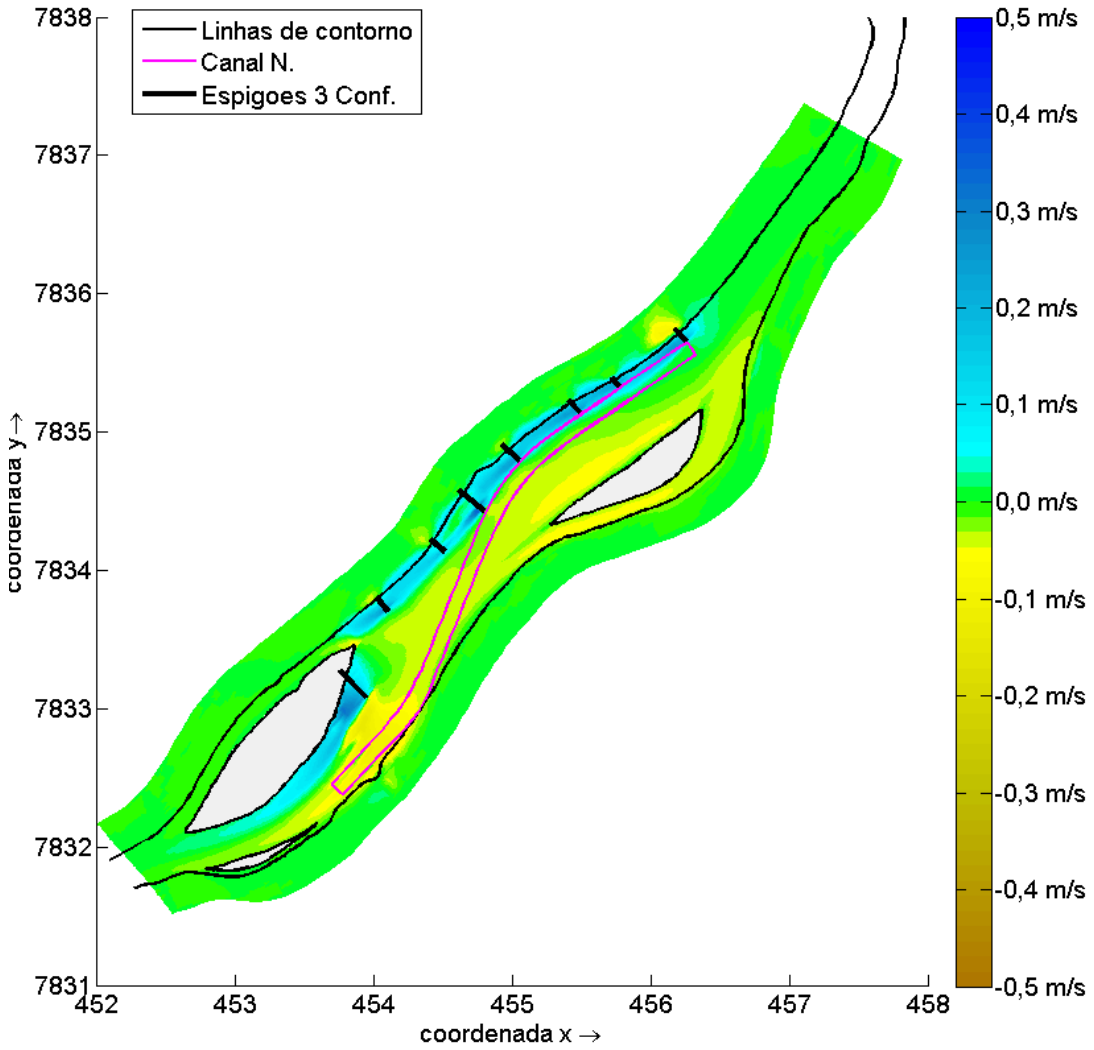


Figura 7.54 – Diferença das velocidades médias obtidas no cenário da terceira configuração dos espigões comparado ao cenário natural, para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s).

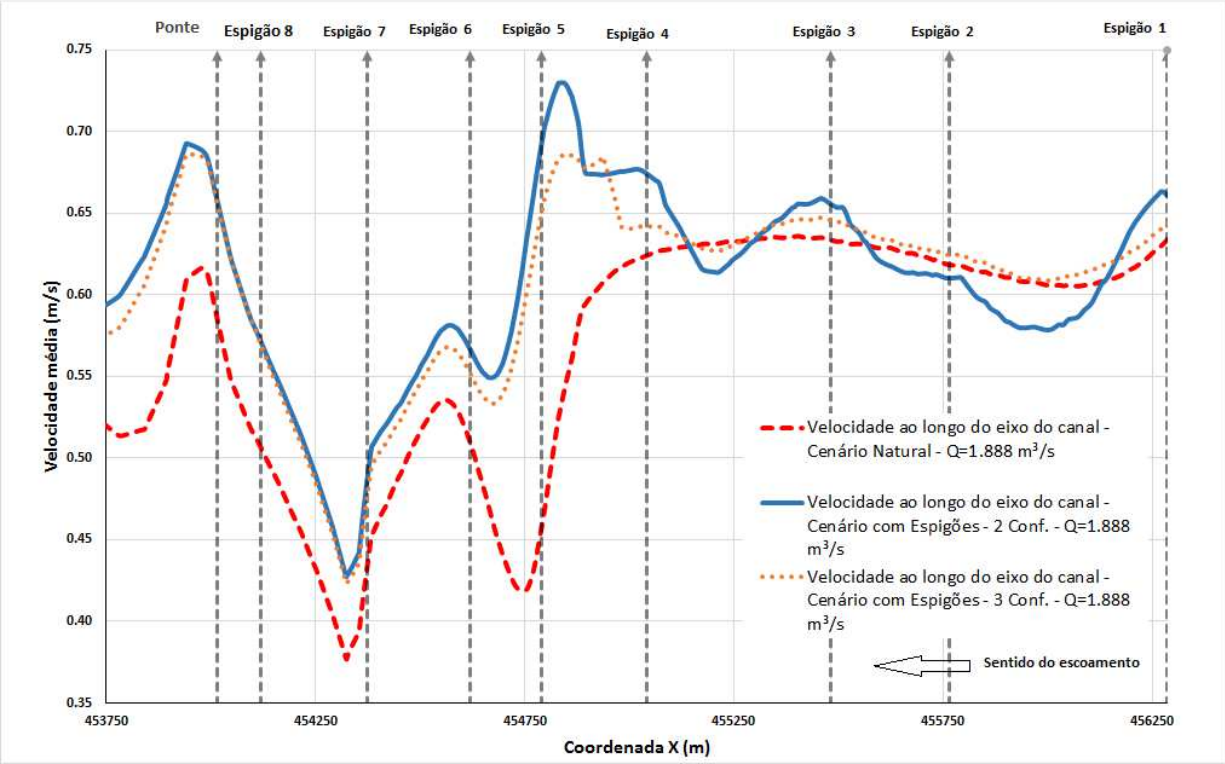


Figura 7.55 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de média (1.888 m³/s), para o quinto cenário.

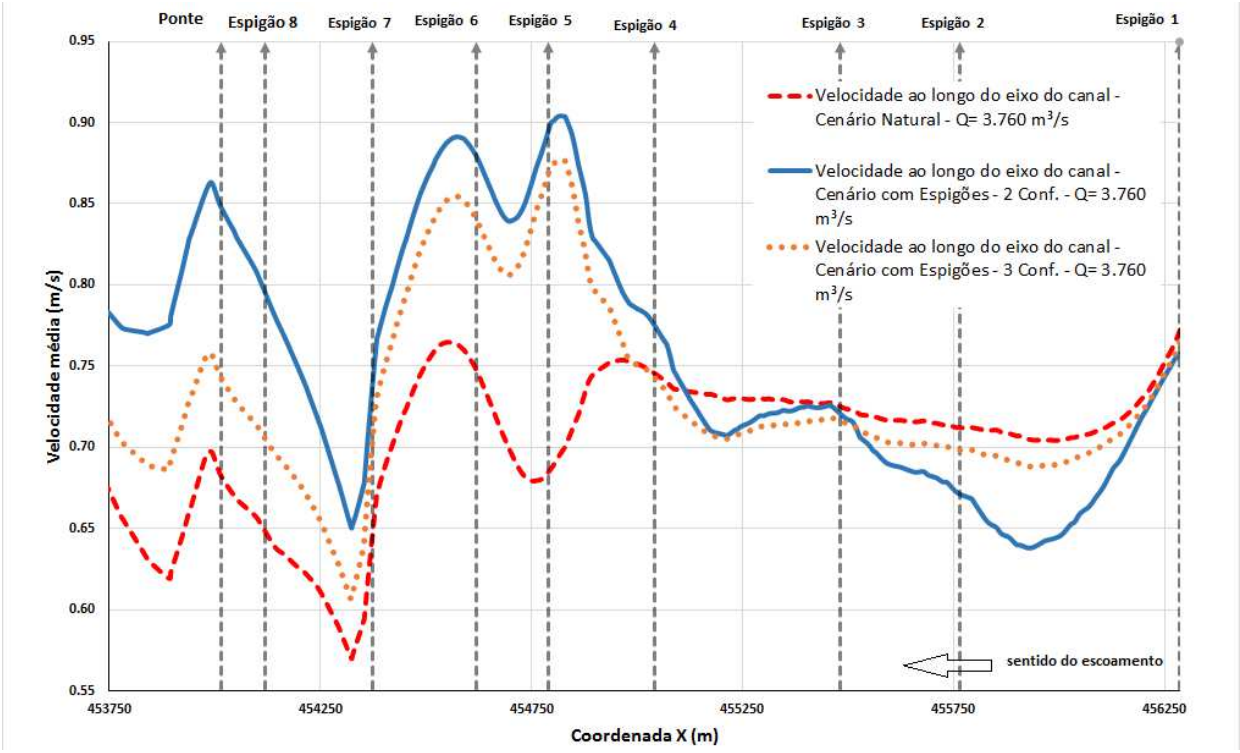


Figura 7.56 – Velocidades médias ao longo do talvegue do canal de navegação para condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), para o quinto cenário.

7.5.3. Resultados de Evolução Morfológica

O resultado da evolução morfológica do quinto cenário possui as mesmas características do quarto cenário, com alterações pequenas e pontuais, principalmente na região imediatamente a jusante dos espigões. A comparação com o cenário natural e com o cenário da segunda configuração do cenário com espigões são apresentados nas Figura 7.58 e Figura 7.59. A Figura 7.60 mostra o perfil do leito do rio, ao longo do traçado do canal de navegação.

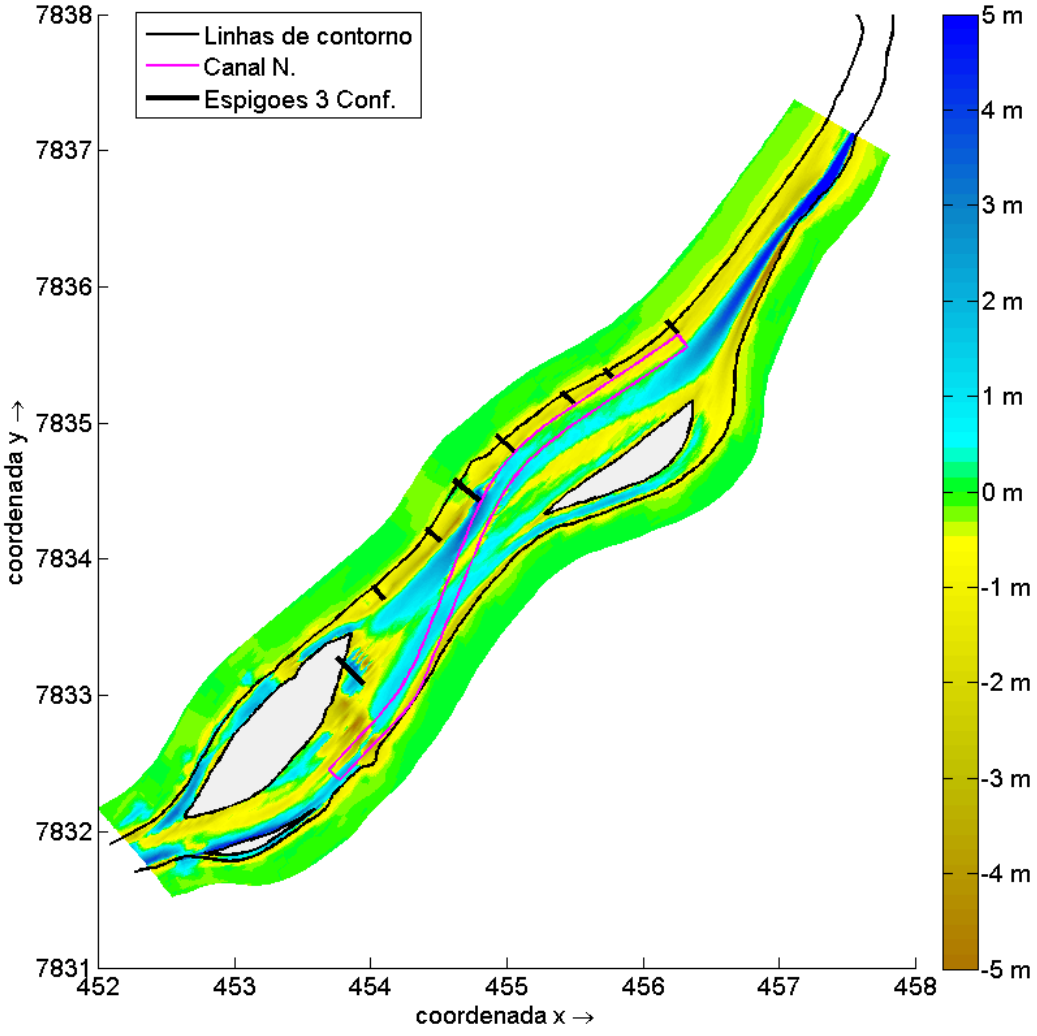


Figura 7.57 - Evolução morfológica do cenário com espigões - 3ª configuração e sua comparação com a batimetria inicial (com dragagem).

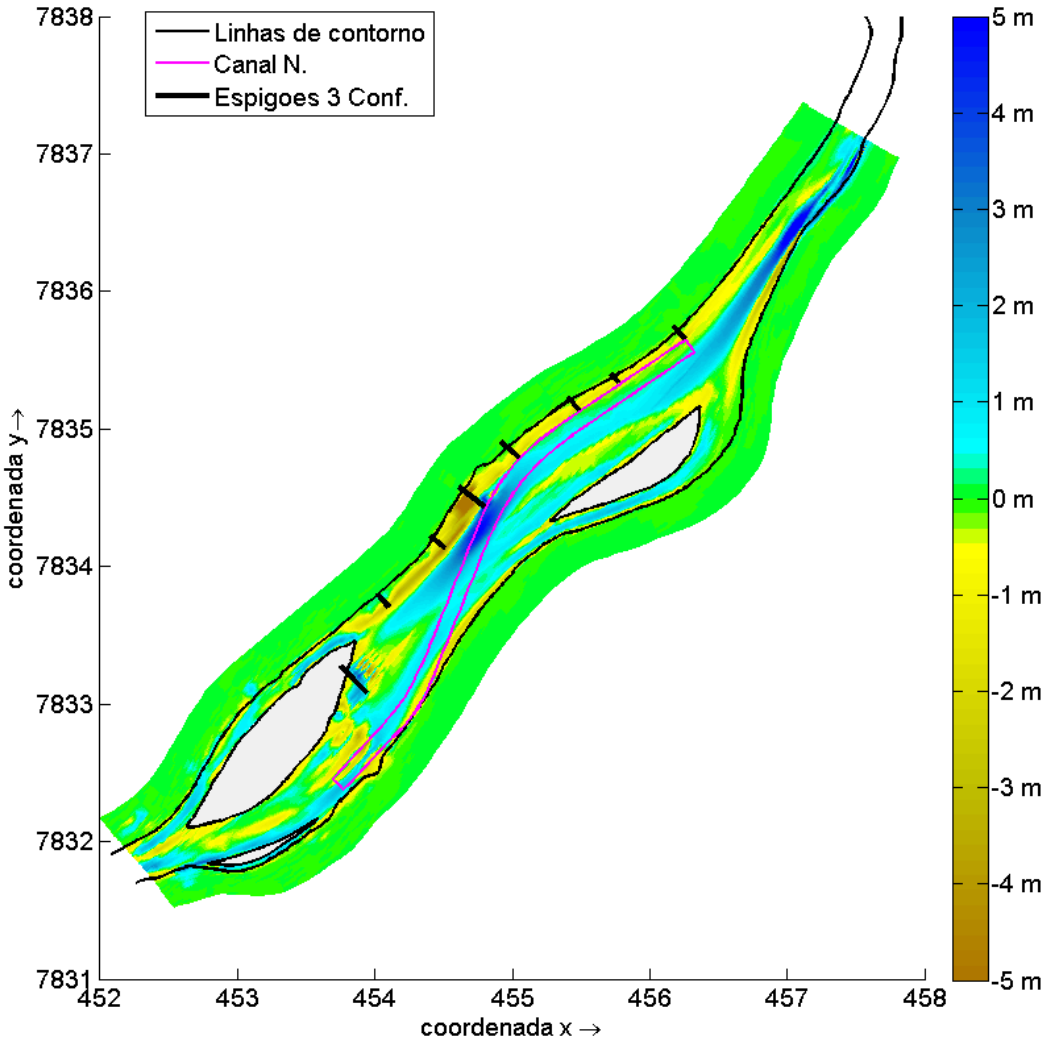


Figura 7.58 – Comparação da evolução morfológica anual do cenário com espigões - 3ª configuração com o cenário natural.

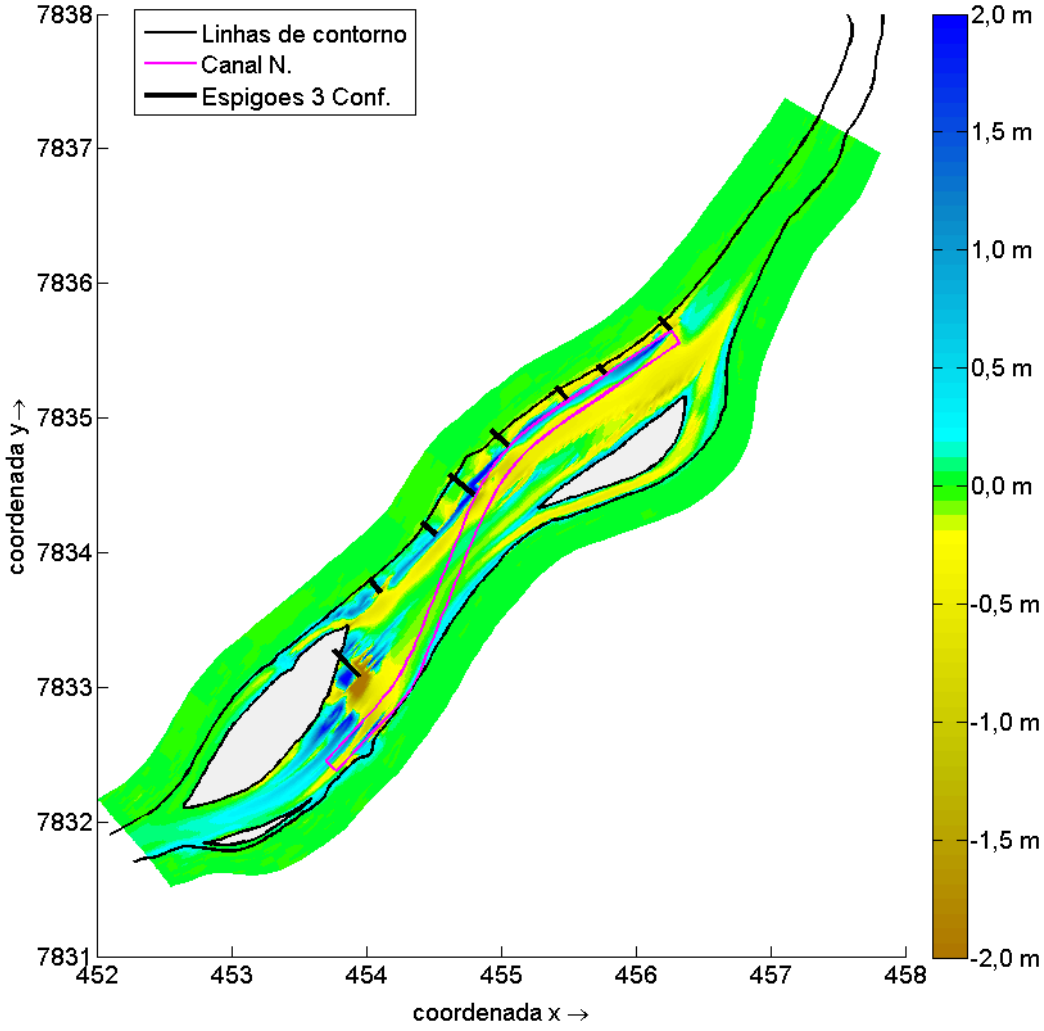


Figura 7.59 – Comparação entre a evolução morfológica anual resultante do cenário da 3º configuração com espigões e a 2º configuração.

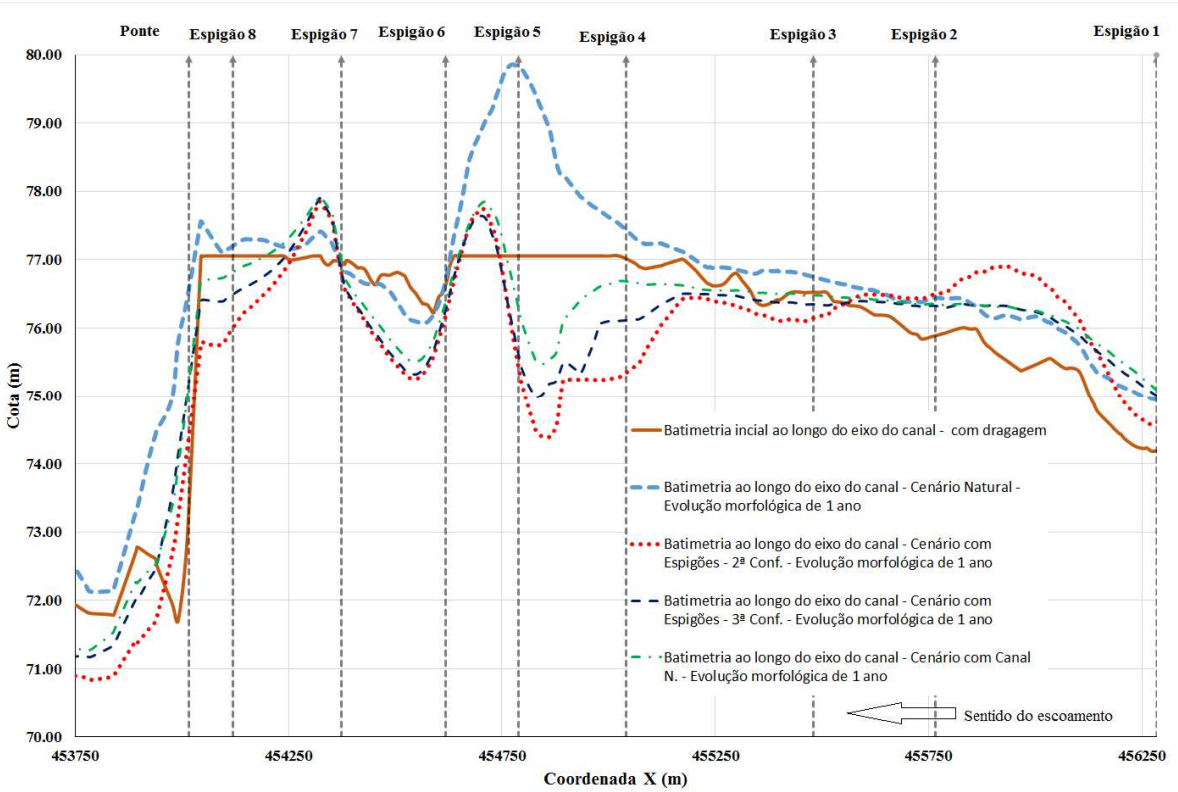


Figura 7.60 – Evolução do perfil do leito do rio, ao longo do talvegue do canal de navegação, para o quinto cenário.

7.5.4. Resultados de Profundidade

As profundidades resultantes na condição hidrológica média (1.888 m³/s), após um ano de evolução morfológica são apresentadas na Figura 7.61. As profundidades inferiores ao limite estabelecido para navegação dentro do canal (3,5 m) são representadas pelos pontos vermelhos. A terceira configuração dos espigões obteve resultados muito semelhantes à segunda configuração, mostrando que os espigões em degraus podem gerar efeitos semelhantes aos espigões com crista fixa. As zonas entre os espigões apresentaram um acumulo de sedimento, reduzindo a profundidade no local. Para a condição hidrológica de cheia (3.760 m³/s), as profundidades apresentaram condições em praticamente todos os pontos dentro do rio.

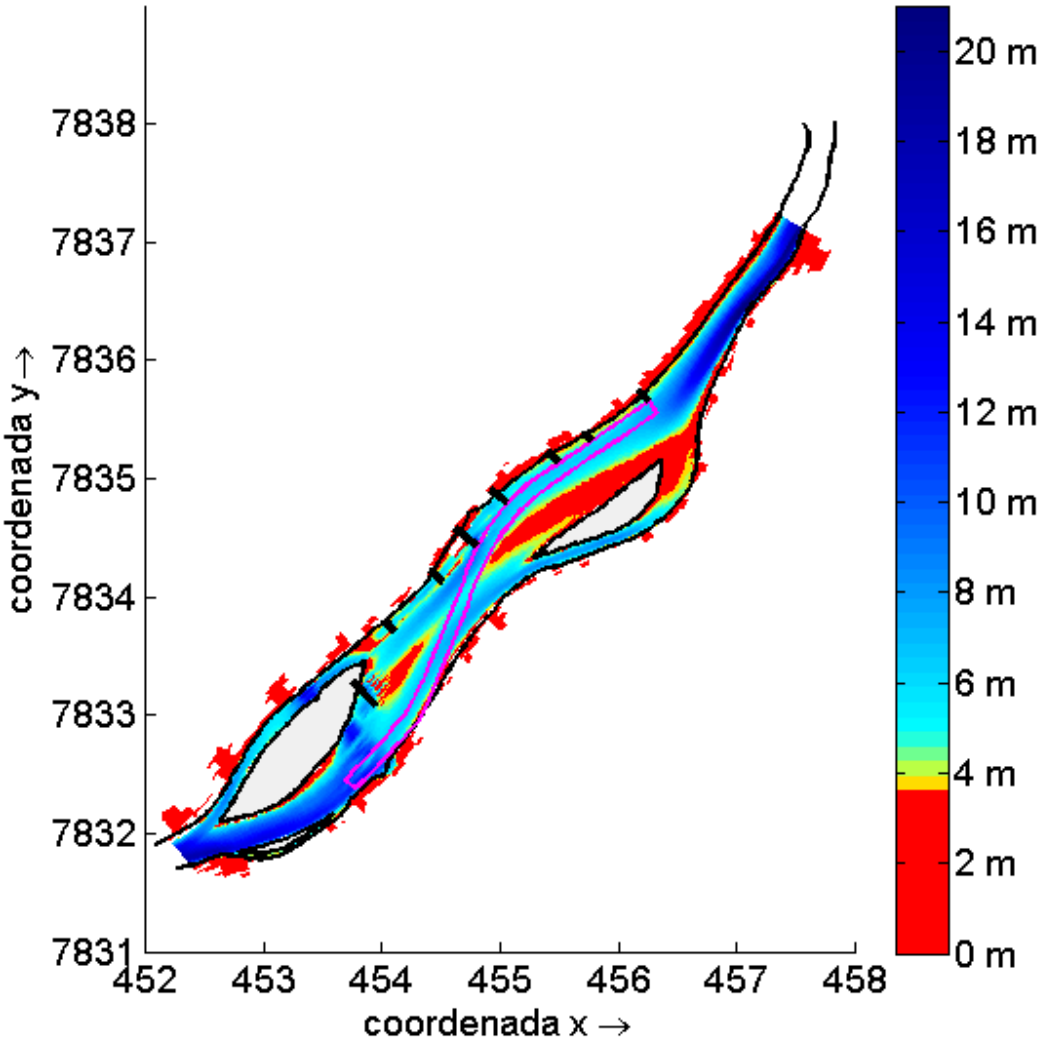


Figura 7.61 – Profundidades resultantes ao longo da área de estudo na condição hidrológica de média (1.888 m³/s), com a evolução morfológica de um ano, para o quinto cenário.

7.6. ANÁLISE DAS SIMULAÇÕES

Após a obtenção dos resultados das simulações pode-se realizar uma análise global do estudo. Utilizando os dados medidos em campo (vazões, níveis d'água e sedimentos) para calibração, o modelo foi validado utilizando os dados medidos de velocidades. O modelo foi validado para condição permanente. A análise das medições e dos resultados na condição permanente, acoplados com os dados da estação de Porto Esperança, permitiram a extrapolação do modelo para a condição não-permanente.

O segundo cenário, provido da alteração batimétrica devido à implementação do canal de navegação e do bota-fora foi importante para avaliação da necessidade de outras intervenções em

conjunto com a dragagem. A alteração do fundo do rio ao longo do traçado do canal mostrou que o bota-fora foi inserido estrategicamente para estrangular o escoamento antes da mudança de margem no traçado. Entretanto o bota-fora será erodido ao longo do tempo e esse efeito desaparecerá, necessitando de outra intervenção.

A necessidade de cruzamento do canal de navegação, mudança da margem direita para margem esquerda do rio, demandou que as simulações com a implementação dos espigões apresentassem diferentes configurações. As duas primeiras configurações possuem conceitos de dimensionamento diferentes, sendo a primeira focando o traçado do canal de navegação e a segunda o comprimento dos espigões.

O terceiro cenário, correspondente à primeira configuração dos espigões, foi considerado impraticável, devido não somente ao comprimento dos espigões, mas também em função do estrangulamento do rio e a alteração do nível d'água durante uma condição hidrológica de cheia. Porém as análises dos resultados desse cenário mostraram a capacidade dos espigões em alterar as condições hidrodinâmicas do rio. A configuração implementada conseguiu reduzir o assoreamento ao longo do canal, além de gerar erosões que aumentaram a profundidade, melhorando nesse aspecto as condições de navegação.

O conceito da segunda configuração (quarto cenário) foi elaborado inicialmente tentando evitar os problemas observados no terceiro cenário. Os comprimentos dos espigões foram reduzidos e o conceito das cabeças dos espigões seguirem o traçado do canal de navegação foi abandonado. A configuração do quarto cenário foi elaborada tendo como premissa principal o comprimento máximo do espigão, gerando um dimensionamento mais adequado dos mesmos. Os resultados obtidos mostram que além de obter uma redução do assoreamento ao longo do canal de navegação, a implantação dos espigões não gerou grandes elevações do nível d'água durante a passagem de uma cheia. Apesar do afastamento do traçado do canal de navegação, o cenário conseguiu alterar as velocidades ao longo do canal. Também foram observadas zonas de erosões, fora do traçado do canal de navegação, possibilitando uma possível revisão do traçado sugerido pelo ITTI (2012).

A terceira configuração dos espigões (quinto cenário) apresentou uma abordagem diferente. Seu conceito não se dirigia à evolução do dimensionamento e sim à alteração do próprio espigão. A concepção de espigões em escada provém da necessidade de redução de custos e da facilidade de execução. A simulação do quinto cenário permitiu a verificação das alterações que esse tipo de espigão pode apresentar frente a um espigão com crista constante. Os resultados obtidos apresentaram variações de nível e velocidade baixas. A evolução morfológica apresentou efeitos semelhantes com os do quarto cenário, entretanto com intensidade inferior. Os espigões em escada implementados no quinto cenário obtiveram resultados semelhantes comparados ao quarto cenário. As variações de níveis, velocidade e evolução morfológica foram baixas, indicando que os espigões com crista inclinado possuem uma relação custo benefício melhor que os de crista fixa.

As análises referentes aos resultados observados são apresentadas resumidamente nas Tabelas 7.1, 7.2 e 7.3 . A tabela de resumo das análises de resultados de profundidade não foi elaborada devido

a todos os cenários apresentarem condições de navegação ao longo do canal após um ano de evolução morfológica.

Tabela 7.1 – Resumo das análises dos resultados de níveis d'água

Cenário	Descrição Básica	Tipo de Espigão	Análise de Nível d'água
1	Natural	-	Cenário base de comparações
2	Natural com Dragagem+BF	-	Elevação baixa (inferior a 3 cm)
3	1º Config. Espigões	Crista reta	Elevação alta (superior a 5 cm)
4	2º Config. Espigões	Crista reta	Elevação baixa (inferior a 3 cm)
5	3º Config. Espigões	Crista inclinada	Elevação baixa (inferior a 3 cm)

Tabela 7.2 - Resumo das análises dos resultados de velocidades

Cenário	Descrição Básica	Tipo de Espigão	Análise de Velocidades
1	Natural	-	Cenário base de comparações
2	Natural com Dragagem+BF	-	Elevação temporária, com intensidade baixa na região central da área de estudo
3	1º Config. Espigões	Crista reta	Elevação permanente, com intensidade alta na região central da área de estudo
4	2º Config. Espigões	Crista reta	Elevação permanente, com intensidade baixa na região central da área de estudo
5	3º Config. Espigões	Crista inclinada	Elevação permanente, com intensidade baixa na região central da área de estudo

Tabela 7.3 - Resumo das análises dos resultados de evolução morfológica

Cenário	Descrição Básica	Tipo de Espigão	Análise Morfológica
1	Natural	-	Cenário base de comparações
2	Natural com Dragagem+BF	-	Redução do assoreamento na região central de forma temporária (bota-fora)
3	1º Config. Espigões	Crista reta	Redução acentuada do assoreamento (erosão) ao longo do canal de navegação de forma permanente
4	2º Config. Espigões	Crista reta	Redução moderada do assoreamento (erosão) ao longo do canal de navegação de forma permanente
5	3º Config. Espigões	Crista inclinada	Redução moderada do assoreamento (erosão) ao longo do canal de navegação de forma permanente

8. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A verificação da implementação de espigões com o intuito de manter a profundidade e consequentemente reduzir o número de dragagens ao longo da vida útil da hidrovia foi descrito no atual trabalho. O estudo utilizou um modelo matemático hidrodinâmico em conjunto com as medições de campo para reproduzir resultados mais fidedignos. Com os resultados da calibração do modelo pode-se concluir que o modelo representa bem a hidrodinâmica local, com um erro de aproximadamente 3 cm. A dinâmica dos transportes de sedimentos local também é representada de forma adequada, tendo um volume de transporte próximo ao medido em campo.

Utilizando os dados da estação fluviométrica de Porto Esperança pode-se elaborar a condição do modelo não-permanente. Essa condição permitiu a simulação das alterações do leito do rio ao longo da área de estudo.

Com o modelo natural finalizado foi possível realizar alterações na geometria do modelo, gerando cenários diferenciados. Foram elaborados 5 cenários distintos, sendo que 3 destes cenários tem como objetivo verificar a aplicação dos espigões ao longo do trecho da hidrovia. Por meio do modelo validado foram realizadas três diferentes tipos comparações com o intuito de comprovar os efeitos que a implementação dos espigões podem gerar na área de estudo. A primeira comparação é relacionada com as alterações do nível d'água, apresentado as alterações do perfil da linha d'água ao longo do canal e o mapa das regiões inundadas. A segunda comparações é referente as alterações de velocidade apresentando a localização das regiões com maiores velocidades. Por fim é ilustrado as alterações morfológicas entre os cenários com espigões e o cenário natural, identificando a localização dos prováveis pontos passivos dos efeitos da erosão/sedimentação.

Os resultados obtidos no quinto cenários permite concluir que os espigões com crista inclinado possuem efeito parecido com os espigões de crista fixa, permitindo concluir que esse tipo de espigão apresenta uma relação custo benefício melhor que o de crista fixa.

Os resultados obtidos nos cenários 3, 4 e 5 mostram que a implementação dos espigões pode ser eficaz para manutenção e até aumento da profundidade ao longo do canal de navegação, sendo necessário um estudo prévio com diferentes configurações dos espigões. Sem esse devido cuidado a aplicação dos mesmo pode produzir alterações significativas de velocidade e nível d'água, gerando prejuízos ambientais e sociais.

A área de estudo não contempla somente a área do canal a montante da ponte. Analisando todo o domínio do modelo na região a jusante da ponte, os resultados provenientes dos cenários com espigões apresentaram um aumento do assoreamento. Esse fato relembra a necessidade de se observar não somente a principal região de estudo, mas também seu entorno. O atual estudo não conseguiu atingir um equilíbrio com a região a jusante da ponte, sendo assim recomendada, para estudos futuros, a verificação de novas configurações.

Outras recomendações podem ser sugeridas para pesquisas futuramente como:

- O refinamento da grade na região dos espigões, a ponto dos mesmos serem considerados parte da batimetria e não estruturas separadas;
- Variação do material dos espigões, assim como sua permeabilidade;
- Aumento do tempo de simulação; e
- A cotação de custos e análise financeira geral do empreendimento com espigões.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADMASS, M. ***3-D Numerical Modeling of Flow and Sediment Transport in Rivers***. School of Architecture and the Built Environment (ABE), Land and Water Resources Engineering, 2005.

ALFREDINI P.; MARTINS R. G. ***Caracterização de Canais de Acesso Externos a Áreas Portuárias Brasileiras Segundo as Recomendações da Pianc - Análise de Larguras***. Revista Brasileira de Recursos Hídricos (RBRH). Volume 5, 2000.

AMINUDDIN, A. G.; ZAKARIA, N. A.; KIAT, C. C.; ARIFFIN, J.; HASAN, Z. A.; GHAFFAR, A. B. ***Revised Equations for Manning's Coefficient for Sand-Bed Rivers***. Intl. J. River Basin Management, Vol. 5, 2007.

ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. ***Sistema de Dados Hidrológicos***. Séries históricas. Disponível em: <*http://hidroweb.aneel.gov.br*>. Acesso em: 10 junho 2013.

AZINFAR H. ***Flow Resistance and Associated Backwater Effect Due to Spur Dikes in Open Channels***. Department of Civil and Geological Engineering. University of Saskatchewan, 2010.

BAGNOLD, R. A. ***An Approach to the Sediment Transport Problem from General Physics***. Physiographic and Hydraulic Studies of Rivers. Geological Survey Professional Paper 422-I, 1966.

BAJORUNAS L.; BANKS R. B.; BLENCH T.; CHOW V. T.; DOLAND J. J.; INGLIS C. ***Discussion of "River Channel Roughness"***. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1952.

BRIGHETTI, G.; MARTINS, J. R. S. ***Estabilização e Proteção de Margens***. Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, 2001.

CARDOSO. A. H. ***Hidráulica Fluvial***. Fundação Calouste Gulbenkian, 1998.

CHOW, V. T. ***Open Channel Hydraulics***. McGraw-Hill, 1959.

CHU, A.; WANG, Z.B.; DE VRIEND, H.J.; STIVE, M.J.F. ***A Process-Based Approach to Sediment Transport in the Yangtze Estuary***. Coastal Engineering Journal, 2010.

COMMITTEE ON WATER RESOURCES, ***Measurement and Analysis of Sediment Loads in Streams - Report no. 12***. Subcommittee on Sedimentation, 1957.

COPELAND, R. R. ***Bank Protection Techniques Using Spur Dikes.*** Hydraulics Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways, 1983.

DAILY, J. W.; HARLEMAN, D. R. F. ***Fluid Dynamics***. Addison-Wesley Pub. Co., 1966.

DELTARES. ***User Manual - Delft3D***. WL | Delft Hydraulics, 2012.

DHI - DANISH HYDROLOGIC INSTITUTE. ***Mike 21 & Mike 3 Flow Model Fm Sand Transport Module*****.** 2007**.**

DU BUAT, P. L. G. ***Principes D'Hydraulique***. Edição Premium, 9 Volume, 1786.

EINSTEIN, H.A. AND BARBAROSSA N.L. ***River Channel Roughness***. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1952.

ENGELUND, F. ***Hydraulic Resistance for Flow Over Dunes***. Technical University of Denmark, 1977.

FIALHO, F. A. B. ***Transporte de Cargas nas Hidrovias Brasileiras - Hidrovia do Paraguai.*** Agência Nacional de Transportes Aquaviários (ANTAQ), 2010.

GARCIA, G. E. ***Implementação de Modelo Numérico para Avaliação do Transporte de Sedimentos no Reservatório de Itaipu – PR***. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental –PPGERHA, Universidade Federal do Paraná, 2008.

GERRITSEN, H.; GOEDE, E.D.; PLATZEK, F.W.; GENSEBERGER, M.; KESTER, J.A.; UITTENBOGAARD, R. E. ***Validation Document Delft3d-Flow -A Software System for 3D Flow Simulations***. WL | Delft Hydraulics, 2007.

GRAF, W. H. ***Hydraulics of Sediment Transport.*** Water Resources Publications, 1984.

HAOCHANG A.- MESH GABIONS**.** ***The Application of Gabion Boxes in Water Conservancy Engineering.*** Disponível em: <*http://en.gebinwang.com*>. Acesso em: 10 novembro 2013.

HU, K.; DING, P. ***The Effect of Deep Waterway Constructions on Hydrodynamics and Salinities in Yangtze Estuary, China***. Journal of Coastal Research, 2009.

HYDROQUAL, INC. ***A Primer for ECOMSED***. Version 1.3. Computer Program Manual, 2002.

IPH - INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS. ***Ponte Presidente Dutra em Porto Esperança - Estado de Mato Grosso***. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1967.

ITTI - INSTITUTO DE TECNOLÓGICO DE TRANSPORTES E INFRAESTRUTURA. ***Dragagem do Passo do Jacaré***. Universidade Federal do Paraná, 2012.

JANSEN, P. P.; BENDEGOM, L. V.; BERG, J. V.; VRIES M.; Zanen, A. ***Principles of River Engineering***. Pitman Publishing Limited, 1979.

KLUMP, C.; BAIRD, D. ***Recent Criteria for Design of Groins***. University of Nebraska, 1992.

KUHNLE, R. A.; JIA, Y.; ALONSO, C. V. ***Measured and Simulated Flow Near a Submerged Spur Dike***. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2008.

LUONG, N. Q. ***Modelling Bed Level Change at Nhat Le Estuary and Structural Impacts Using Delft3D***. Journal of Water Resources and Environmental Engineering, 2008.

MACMAHAN, J.; RENIERS, A. ***Riverine Flow Observations and Modeling: Sensitivity of Delft3D River Model to Bathymetric Variability***. Naval Postgraduate School, Oceanography Department, 2010.

MERRITT, W. S.; LETCHER, R. A.; JAKEMAN, A. J. ***A Review of Erosion and Sediment Transport Models***. Environmental Modelling & Software, 2003.

MT - MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES. ***Informações Detalhadas Sobre o Rio Paraguai***. 2010.

NARDES, A. ***Programa Manutenção de Hidrovias***. Tribunal de Contas da União, 2006.

OLIVEIRA, F. A. M. ***Rugosidade do Fundo Devido a Dunas e sua Influência nos Níveis D'água do Rio Amazonas.*** Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007.

PIANC - Permanent International Association of Navigation Congresses. "***Approach Channels – A guide for design"***. Final Report of the Joint Working Group II-30. Supplement to Bulletin 95. Brussels and Tokyo, 1997.

PRAMOD, B. F.; RAVINDRA, A. O. ***Relation Between Spur Spacing and Safety Margin of Protected Bank : A Field Verification.*** International Journal of Advanced Engineering Research and Studies, 2012.

RATTON, E.; GOBBI, M. F.; GODOY, P. R. C.; RATTON, P. ***Modelagem Hidromorfológica do Trecho Passo do Jacaré da Hidrovia Paraguai-Paraná***. 7° Seminário de Transporte e Desenvolvimento Hidroviário Interior, SOBENA HIDROVIÁRIO, 2011a.

RATTON, P.; RATTON, E.; BLASI, G. F.; GODOY, P. R. C.; GOBBI, M. F. ***Aplicação de Estudos Prévios de Modelagem para a Definição da Geometria Estrutural de Pontes***. XXVI Congresso Nacional de Pesquisas e Ensino em Transporte - ANPET, 2011b.

RIJN, L. C. VAN. ***Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas***. WL | Delft Hydraulics, 1993.

RIJN, L. C. VAN; WALSTRA, D. J. R. ***Modelling of Sand Transport in Delft3D.*** WL | Delft Hydraulics, 2003.

ROMERO, M.; VARGAS, A. ***Assessment of River Bank Protection Measures at a Steep Mountain River in Bolivia***. Hydraulics Lab., San Simon University, Bolivia, 2007.

SANTANA, W. A. ***Caracterização dos Elementos de um Projeto Hidroviário, Vantagens, Aspectos e Impactos Ambientais para a Proposição de Metodologias Técnico-Ambientais para o Desenvolvimento do Transporte Comercial de Cargas nas Hidrovias Brasileiras***. Departamento de Logística e Transporte da Faculdade de Tecnologia do Estado de São Paulo (FATEC) – Campus de Carapicuíba, 2004.

SANTOS, I. FILL, H.D.A.; SUGAI, M.R.B.; BUBA, H.; KISHI, R.T.; MARONE, E.; LAUTERT, L.F.C. ***Hidrometria Aplicada.*** Curitiba, LACTEC, 2001.

SANTOS, P. S. ***Ocupação Antrópica e Problemas de Ordenamento***, Universidade de Coimbra, 2009.

SCHAPPO, C. W.; ROSSI, L.; BAZZO, W. A.; PEREIRA, L. T. V. ***Transporte Hidroviário Brasileiro: Um Problema para o Ensino de Engenharia.*** COBENGE: Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia, 2008.

SCHOTT, R. ***Introduction to Geology***. Geology Department, Western Washington University, 2013.

SHIELDS, A. ***Application of Similarity Principles and Turbulence Research to Bed-Load Movement.*** Mitteilung der Preussischen Versuchsanstalt fur Wasserbau und Schiffbau, Berlin, 1936.

SOARES, C. ***Dragagens: Limitações Técnicas e Ambientais Inerentes à Atividade.*** Centro de Estudos do Mar (CEM) – UFPR, 2008.

STELLING, G. S.; VAN KESTER, J. A. T. M. ***On the Approximation of Horizontal Gradients in Sigma Coordinates for Bathymetry with Steep Bottom Slopes.*** Int. J. Num. Meth. Fluids, 1994.

TERABE, F. R. ***Estudo Sobre o Uso do Perfilador Acústico de Corrente por Efeito Doppler (ADCP) para Medição do Transporte Sólido em Suspensão.*** Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental –PPGERHA, Universidade Federal do Paraná, 2003.

TIAGO, D. R. F. ***Simulação Tridimensional de Escoamentos Fluviais.*** Universidade Nova de Lisboa, 2011.

UCAR – UNIVERSITY CORPORATION FOR ATMOSPHERIC RESEARCH**.** ***Meted Website.*** Disponível em: <*http:// www.meted.ucar.edu*>. Acesso em: 30 novembro 2013.

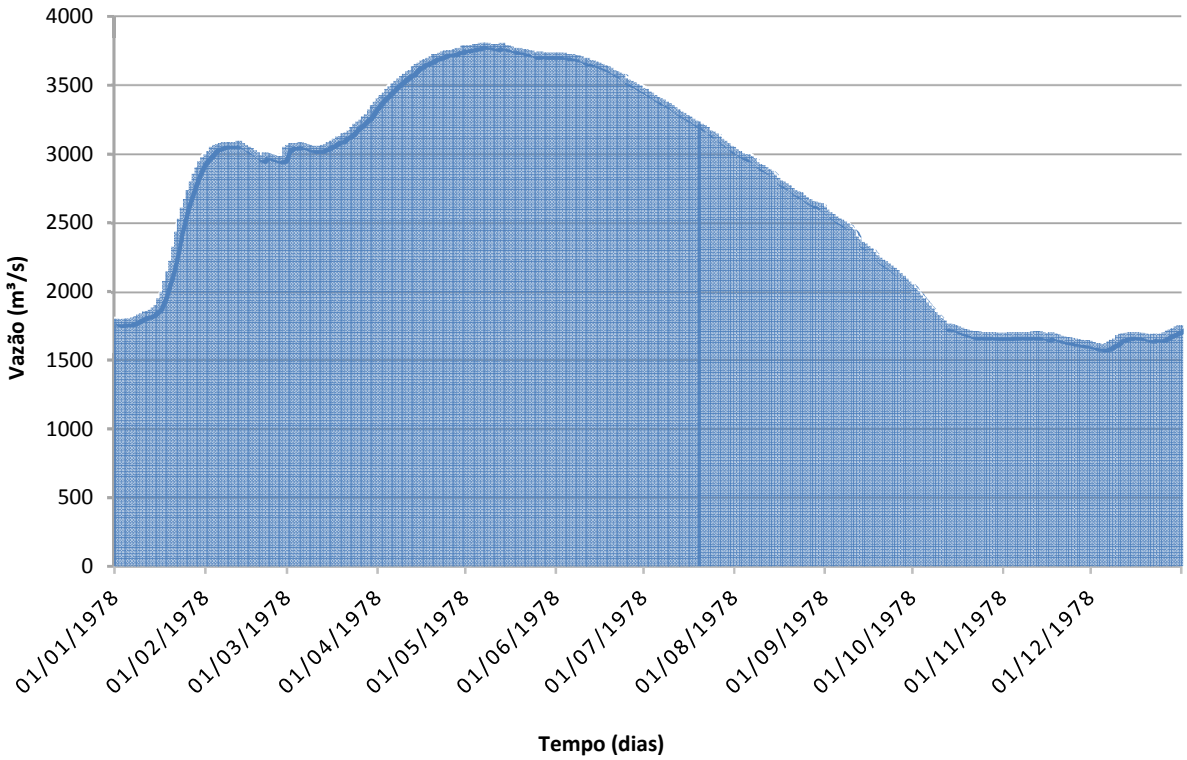
USACE – US ARMY CORPS OF ENGINEERS. ***Fish Migration Impact Plan, New Bedford Harbor Remedial Action.*** USACE New England District. Total Environmental Restoration Contract USACE Contract Number: DACW33-03-D-0006, 2012.

VIOLEAU, D.; BOURBAN, S.; CHEVIET, C.; MARKOFSKY, M.; PETERSEN, O.; ROBERTS, W.; SPEARMAN, J.; TOORMAN, E.; VESTED, H. J.; WEILBEER, H. ***Numerical Simulation of Cohesive Sediment Transport : Intercomparisou of Several Numerical Models.*** Fine Sediment Dynamics in the Marine Environment, 2002.

WALSTRA, D. J. R.; ROELVINK, J. A.; GROENEWEG, J. ***Calculation of Wave-Driven Currents in a 3D Mean Flow Model.*** 27th International Conference on Coastal Engineering, 2000.

WEITBRECHT V. ***Influence of Dead-Water Zones on the Dispersive Mass Transport in Rivers***. Universität Fridericiana zu Karlsruhe, 2004.

ANEXO I - DADOS DE ENTRADA ATRIBUÍDOS NOS CONTORNOS ABERTOS



Hidrograma referente ao ano de 1978, utilizado com condição de contorno de montante.

Valores dos dados de entrada para contornos abertos para simulação não-permanente no ano de 1978, sendo a vazão a condição de montante e o nível d'água (N.A.) a condição de jusante no modelo. A referência de nível d'água é a elevação do zero da batimetria (80,555 m).

Data	Vazão (m³/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)	Data	Vazão (m³/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)	Data	Vazão (m³/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)
01/01/1978	1802	82,28	1,72	**03/05/1978**	3790	85,43	4,87	**02/09/1978**	2577	83,79	3,23
02/01/1978	1797	82,27	1,71	**04/05/1978**	3800	85,44	4,88	**03/09/1978**	2564	83,77	3,21
03/01/1978	1797	82,27	1,71	**05/05/1978**	3800	85,44	4,88	**04/09/1978**	2546	83,74	3,18
04/01/1978	1802	82,28	1,72	**06/05/1978**	3809	85,45	4,89	**05/09/1978**	2533	83,72	3,16
05/01/1978	1802	82,28	1,72	**07/05/1978**	3809	85,45	4,89	**06/09/1978**	2521	83,70	3,14
06/01/1978	1802	82,28	1,72	**08/05/1978**	3809	85,45	4,89	**07/09/1978**	2508	83,68	3,12
07/01/1978	1811	82,30	1,74	**09/05/1978**	3800	85,44	4,88	**08/09/1978**	2496	83,66	3,10
08/01/1978	1820	82,32	1,76	**10/05/1978**	3800	85,44	4,88	**09/09/1978**	2466	83,61	3,05
09/01/1978	1833	82,35	1,79	**11/05/1978**	3790	85,43	4,87	**10/09/1978**	2448	83,58	3,02
10/01/1978	1842	82,38	1,82	**12/05/1978**	3800	85,44	4,88	**11/09/1978**	2400	83,49	2,93
11/01/1978	1856	82,41	1,85	**13/05/1978**	3809	85,45	4,89	**12/09/1978**	2377	83,45	2,89
12/01/1978	1856	82,41	1,85	**14/05/1978**	3790	85,43	4,87	**13/09/1978**	2360	83,42	2,86
13/01/1978	1865	82,43	1,87	**15/05/1978**	3790	85,43	4,87	**14/09/1978**	2348	83,40	2,84
14/01/1978	1883	82,47	1,91	**16/05/1978**	3781	85,42	4,86	**15/09/1978**	2331	83,37	2,81
15/01/1978	1902	82,51	1,95	**17/05/1978**	3772	85,41	4,85	**16/09/1978**	2314	83,34	2,78
16/01/1978	1949	82,61	2,05	**18/05/1978**	3772	85,41	4,85	**17/09/1978**	2286	83,29	2,73
17/01/1978	1997	82,72	2,16	**19/05/1978**	3772	85,41	4,85	**18/09/1978**	2263	83,24	2,68
18/01/1978	2077	82,88	2,32	**20/05/1978**	3763	85,40	4,84	**19/09/1978**	2247	83,21	2,65
19/01/1978	2145	83,02	2,46	**21/05/1978**	3763	85,40	4,84	**20/09/1978**	2230	83,18	2,62
20/01/1978	2225	83,17	2,61	**22/05/1978**	3754	85,39	4,83	**21/09/1978**	2219	83,16	2,60
21/01/1978	2325	83,36	2,80	**23/05/1978**	3754	85,39	4,83	**22/09/1978**	2203	83,13	2,57
22/01/1978	2436	83,56	3,00	**24/05/1978**	3735	85,37	4,81	**23/09/1978**	2187	83,10	2,54
23/01/1978	2527	83,71	3,15	**25/05/1978**	3735	85,37	4,81	**24/09/1978**	2171	83,07	2,51
24/01/1978	2609	83,84	3,28	**26/05/1978**	3744	85,38	4,82	**25/09/1978**	2155	83,04	2,48
25/01/1978	2673	83,95	3,39	**27/05/1978**	3735	85,37	4,81	**26/09/1978**	2134	83,00	2,44
26/01/1978	2739	84,05	3,49	**28/05/1978**	3735	85,37	4,81	**27/09/1978**	2113	82,95	2,39

Data	Vazão (m^3/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)	Data	Vazão (m^3/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)	Data	Vazão (m^3/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)
27/01/1978	2800	84,14	3,58	**29/05/1978**	3735	85,37	4,81	**28/09/1978**	2093	82,91	2,35
28/01/1978	2856	84,23	3,67	**30/05/1978**	3735	85,37	4,81	**29/09/1978**	2072	82,87	2,31
29/01/1978	2905	84,30	3,74	**31/05/1978**	3735	85,37	4,81	**30/09/1978**	2052	82,83	2,27
30/01/1978	2948	84,36	3,80	**01/06/1978**	3735	85,37	4,81	**01/10/1978**	2022	82,77	2,21
31/01/1978	2977	84,40	3,84	**02/06/1978**	3735	85,37	4,81	**02/10/1978**	2002	82,73	2,17
01/02/1978	2999	84,43	3,87	**03/06/1978**	3735	85,37	4,81	**03/10/1978**	1973	82,66	2,10
02/02/1978	3021	84,47	3,91	**04/06/1978**	3726	85,36	4,80	**04/10/1978**	1949	82,61	2,05
03/02/1978	3050	84,51	3,95	**05/06/1978**	3726	85,36	4,80	**05/10/1978**	1921	82,55	1,99
04/02/1978	3065	84,53	3,97	**06/06/1978**	3726	85,36	4,80	**06/10/1978**	1897	82,50	1,94
05/02/1978	3073	84,54	3,98	**07/06/1978**	3717	85,35	4,79	**07/10/1978**	1874	82,45	1,89
06/02/1978	3080	84,55	3,99	**08/06/1978**	3717	85,35	4,79	**08/10/1978**	1851	82,40	1,84
07/02/1978	3088	84,56	4,00	**09/06/1978**	3708	85,34	4,78	**09/10/1978**	1829	82,34	1,78
08/02/1978	3088	84,56	4,00	**10/06/1978**	3690	85,31	4,75	**10/10/1978**	1806	82,29	1,73
09/02/1978	3088	84,56	4,00	**11/06/1978**	3699	85,32	4,76	**11/10/1978**	1789	82,25	1,69
10/02/1978	3088	84,56	4,00	**12/06/1978**	3681	85,30	4,74	**12/10/1978**	1762	82,19	1,63
11/02/1978	3088	84,56	4,00	**13/06/1978**	3681	85,30	4,74	**13/10/1978**	1767	82,20	1,64
12/02/1978	3095	84,57	4,01	**14/06/1978**	3672	85,29	4,73	**14/10/1978**	1762	82,19	1,63
13/02/1978	3080	84,55	3,99	**15/06/1978**	3663	85,28	4,72	**15/10/1978**	1754	82,17	1,61
14/02/1978	3065	84,53	3,97	**16/06/1978**	3654	85,27	4,71	**16/10/1978**	1745	82,15	1,59
15/02/1978	3050	84,51	3,95	**17/06/1978**	3645	85,26	4,70	**17/10/1978**	1737	82,13	1,57
16/02/1978	3043	84,50	3,94	**18/06/1978**	3636	85,25	4,69	**18/10/1978**	1728	82,11	1,55
17/02/1978	3028	84,48	3,92	**19/06/1978**	3628	85,24	4,68	**19/10/1978**	1724	82,10	1,54
18/02/1978	3013	84,46	3,90	**20/06/1978**	3610	85,22	4,66	**20/10/1978**	1716	82,07	1,51
19/02/1978	2991	84,42	3,86	**21/06/1978**	3601	85,21	4,65	**21/10/1978**	1707	82,05	1,49
20/02/1978	2984	84,41	3,85	**22/06/1978**	3592	85,20	4,64	**22/10/1978**	1707	82,05	1,49
21/02/1978	3013	84,46	3,90	**23/06/1978**	3584	85,19	4,63	**23/10/1978**	1707	82,05	1,49
22/02/1978	3006	84,45	3,89	**24/06/1978**	3549	85,15	4,59	**24/10/1978**	1703	82,04	1,48

Data	Vazão (m^3/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)	Data	Vazão (m^3/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)	Data	Vazão (m^3/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)
23/02/1978	2999	84,43	3,87	**25/06/1978**	3540	85,14	4,58	**25/10/1978**	1703	82,04	1,48
24/02/1978	2991	84,42	3,86	**26/06/1978**	3532	85,13	4,57	**26/10/1978**	1703	82,04	1,48
25/02/1978	2984	84,41	3,85	**27/06/1978**	3523	85,12	4,56	**27/10/1978**	1703	82,04	1,48
26/02/1978	2977	84,40	3,84	**28/06/1978**	3506	85,10	4,54	**28/10/1978**	1703	82,04	1,48
27/02/1978	2984	84,41	3,85	**29/06/1978**	3497	85,09	4,53	**29/10/1978**	1699	82,03	1,47
28/02/1978	3050	84,51	3,95	**30/06/1978**	3480	85,07	4,51	**30/10/1978**	1699	82,03	1,47
01/03/1978	3065	84,53	3,97	**01/07/1978**	3472	85,06	4,50	**31/10/1978**	1699	82,03	1,47
02/03/1978	3080	84,55	3,99	**02/07/1978**	3455	85,04	4,48	**01/11/1978**	1699	82,03	1,47
03/03/1978	3080	84,55	3,99	**03/07/1978**	3446	85,02	4,46	**02/11/1978**	1699	82,03	1,47
04/03/1978	3080	84,55	3,99	**04/07/1978**	3430	85,00	4,44	**03/11/1978**	1703	82,04	1,48
05/03/1978	3088	84,56	4,00	**05/07/1978**	3413	84,98	4,42	**04/11/1978**	1703	82,04	1,48
06/03/1978	3080	84,55	3,99	**06/07/1978**	3405	84,97	4,41	**05/11/1978**	1703	82,04	1,48
07/03/1978	3073	84,54	3,98	**07/07/1978**	3396	84,96	4,40	**06/11/1978**	1703	82,04	1,48
08/03/1978	3065	84,53	3,97	**08/07/1978**	3380	84,94	4,38	**07/11/1978**	1703	82,04	1,48
09/03/1978	3058	84,52	3,96	**09/07/1978**	3372	84,93	4,37	**08/11/1978**	1703	82,04	1,48
10/03/1978	3058	84,52	3,96	**10/07/1978**	3355	84,91	4,35	**09/11/1978**	1703	82,04	1,48
11/03/1978	3058	84,52	3,96	**11/07/1978**	3339	84,89	4,33	**10/11/1978**	1703	82,04	1,48
12/03/1978	3058	84,52	3,96	**12/07/1978**	3323	84,87	4,31	**11/11/1978**	1707	82,05	1,49
13/03/1978	3065	84,53	3,97	**13/07/1978**	3306	84,85	4,29	**12/11/1978**	1707	82,05	1,49
14/03/1978	3073	84,54	3,98	**14/07/1978**	3298	84,84	4,28	**13/11/1978**	1707	82,05	1,49
15/03/1978	3088	84,56	4,00	**15/07/1978**	3282	84,82	4,26	**14/11/1978**	1703	82,04	1,48
16/03/1978	3095	84,57	4,01	**16/07/1978**	3274	84,81	4,25	**15/11/1978**	1690	82,01	1,45
17/03/1978	3111	84,59	4,03	**17/07/1978**	3258	84,79	4,23	**16/11/1978**	1695	82,02	1,46
18/03/1978	3126	84,61	4,05	**18/07/1978**	3242	84,77	4,21	**17/11/1978**	1703	82,04	1,48
19/03/1978	3126	84,61	4,05	**19/07/1978**	3234	84,76	4,20	**18/11/1978**	1695	82,02	1,46
20/03/1978	3149	84,64	4,08	**20/07/1978**	3219	84,73	4,17	**19/11/1978**	1686	82,00	1,44
21/03/1978	3156	84,65	4,09	**21/07/1978**	3211	84,72	4,16	**20/11/1978**	1678	81,98	1,42

Data	Vazão (m³/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)	Data	Vazão (m³/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)	Data	Vazão (m³/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)
22/03/1978	3172	84,67	4,11	**22/07/1978**	3195	84,70	4,14	**21/11/1978**	1674	81,97	1,41
23/03/1978	3195	84,70	4,14	**23/07/1978**	3172	84,67	4,11	**22/11/1978**	1670	81,96	1,40
24/03/1978	3219	84,73	4,17	**24/07/1978**	3164	84,66	4,10	**23/11/1978**	1666	81,95	1,39
25/03/1978	3234	84,76	4,20	**25/07/1978**	3149	84,64	4,08	**24/11/1978**	1662	81,94	1,38
26/03/1978	3250	84,78	4,22	**26/07/1978**	3126	84,61	4,05	**25/11/1978**	1658	81,93	1,37
27/03/1978	3274	84,81	4,25	**27/07/1978**	3111	84,59	4,03	**26/11/1978**	1653	81,92	1,36
28/03/1978	3290	84,83	4,27	**28/07/1978**	3095	84,57	4,01	**27/11/1978**	1649	81,91	1,35
29/03/1978	3323	84,87	4,31	**29/07/1978**	3080	84,55	3,99	**28/11/1978**	1645	81,90	1,34
30/03/1978	3355	84,91	4,35	**30/07/1978**	3058	84,52	3,96	**29/11/1978**	1645	81,90	1,34
31/03/1978	3380	84,94	4,38	**31/07/1978**	3050	84,51	3,95	**30/11/1978**	1641	81,89	1,33
01/04/1978	3405	84,97	4,41	**01/08/1978**	3035	84,49	3,93	**01/12/1978**	1633	81,87	1,31
02/04/1978	3430	85,00	4,44	**02/08/1978**	3021	84,47	3,91	**02/12/1978**	1625	81,85	1,29
03/04/1978	3446	85,02	4,46	**03/08/1978**	3006	84,45	3,89	**03/12/1978**	1625	81,85	1,29
04/04/1978	3472	85,06	4,50	**04/08/1978**	2999	84,43	3,87	**04/12/1978**	1617	81,83	1,27
05/04/1978	3489	85,08	4,52	**05/08/1978**	2999	84,43	3,87	**05/12/1978**	1617	81,83	1,27
06/04/1978	3514	85,11	4,55	**06/08/1978**	2984	84,41	3,85	**06/12/1978**	1625	81,85	1,29
07/04/1978	3532	85,13	4,57	**07/08/1978**	2969	84,39	3,83	**07/12/1978**	1637	81,88	1,32
08/04/1978	3549	85,15	4,59	**08/08/1978**	2941	84,35	3,79	**08/12/1978**	1649	81,91	1,35
09/04/1978	3566	85,17	4,61	**09/08/1978**	2926	84,33	3,77	**09/12/1978**	1658	81,93	1,37
10/04/1978	3584	85,19	4,63	**10/08/1978**	2919	84,32	3,76	**10/12/1978**	1682	81,99	1,43
11/04/1978	3601	85,21	4,65	**11/08/1978**	2905	84,30	3,74	**11/12/1978**	1690	82,01	1,45
12/04/1978	3610	85,22	4,66	**12/08/1978**	2891	84,28	3,72	**12/12/1978**	1695	82,02	1,46
13/04/1978	3636	85,25	4,69	**13/08/1978**	2877	84,26	3,70	**13/12/1978**	1699	82,03	1,47
14/04/1978	3654	85,27	4,71	**14/08/1978**	2849	84,22	3,66	**14/12/1978**	1703	82,04	1,48
15/04/1978	3663	85,28	4,72	**15/08/1978**	2828	84,19	3,63	**15/12/1978**	1703	82,04	1,48
16/04/1978	3681	85,30	4,74	**16/08/1978**	2807	84,16	3,60	**16/12/1978**	1703	82,04	1,48
17/04/1978	3690	85,31	4,75	**17/08/1978**	2800	84,14	3,58	**17/12/1978**	1699	82,03	1,47

Data	Vazão (m³/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)	Data	Vazão (m³/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)	Data	Vazão (m³/s)	Cota (m)	N.A. jusante (m)
18/04/1978	3699	85,32	4,76	**18/08/1978**	2787	84,12	3,56	**18/12/1978**	1699	82,03	1,47
19/04/1978	3708	85,34	4,78	**19/08/1978**	2773	84,10	3,54	**19/12/1978**	1695	82,02	1,46
20/04/1978	3726	85,36	4,80	**20/08/1978**	2753	84,07	3,51	**20/12/1978**	1686	82,00	1,44
21/04/1978	3726	85,36	4,80	**21/08/1978**	2739	84,05	3,49	**21/12/1978**	1682	81,99	1,43
22/04/1978	3735	85,37	4,81	**22/08/1978**	2726	84,03	3,47	**22/12/1978**	1690	82,01	1,45
23/04/1978	3744	85,38	4,82	**23/08/1978**	2719	84,02	3,46	**23/12/1978**	1690	82,01	1,45
24/04/1978	3754	85,39	4,83	**24/08/1978**	2699	83,99	3,43	**24/12/1978**	1686	82,00	1,44
25/04/1978	3754	85,39	4,83	**25/08/1978**	2686	83,97	3,41	**25/12/1978**	1690	82,01	1,45
26/04/1978	3754	85,39	4,83	**26/08/1978**	2673	83,95	3,39	**26/12/1978**	1703	82,04	1,48
27/04/1978	3763	85,40	4,84	**27/08/1978**	2660	83,93	3,37	**27/12/1978**	1716	82,07	1,51
28/04/1978	3772	85,41	4,85	**28/08/1978**	2654	83,92	3,36	**28/12/1978**	1724	82,10	1,54
29/04/1978	3772	85,41	4,85	**29/08/1978**	2647	83,91	3,35	**29/12/1978**	1732	82,12	1,56
30/04/1978	3790	85,43	4,87	**30/08/1978**	2641	83,90	3,34	**30/12/1978**	1745	82,15	1,59
01/05/1978	3781	85,42	4,86	**31/08/1978**	2615	83,86	3,30	**31/12/1978**	1754	82,17	1,61
02/05/1978	3790	85,43	4,87	**01/09/1978**	2596	83,82	3,26				